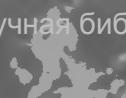
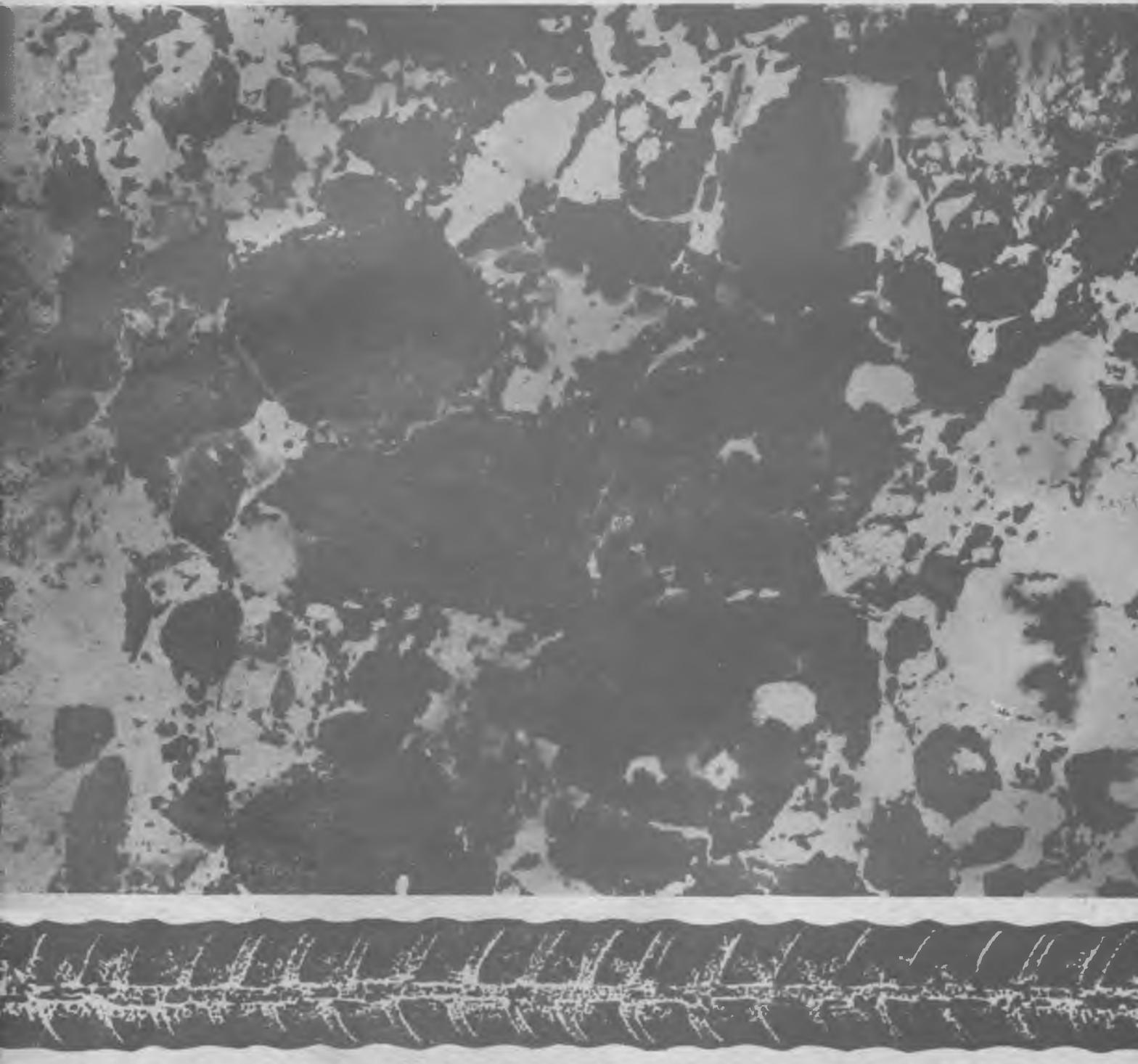


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

1998





ГОСУДАРСТВЕННОЕ УНИТАРНОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ
ЦЕНТР ПРОЕКТНОЙ ПРОДУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

представляет

Нормативная и методическая документация

Шифр и наименование издания		Цена 1 экз., руб., в новом масштабе в старом масштабе
ВЫШЛИ ИЗ ПЕЧАТИ		
Группа 5. Нормативные документы на строительные конструкции и изделия		
ГОСТ 5089—97	Замки и защелки для дверей. Технические условия. (Шифр подписки 50.5.56)	<u>55</u> 55000
<p>Государственный стандарт распространяется на замки и защелки для дверей, применяемых в жилых и общественных зданиях. <i>Разработан взамен ГОСТ 5089—90.</i></p>		
ГОСТ 25584—90	Грунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации (с Изменением № 1). (Шифр подписки 50.5.50)	<u>20</u> 20000
<p>Государственный стандарт распространяется на песчаные, пылеватые, глинистые грунты и устанавливает методы лабораторного определения коэффициента фильтрации при исследованиях грунтов для строительства. Не распространяется на песчаные, пылеватые и глинистые грунты в мерзлом состоянии и не устанавливает коэффициент фильтрации при химической суффозии грунтов. <i>Разработан взамен ГОСТ 25584—83.</i></p>		
Группа 8. Нормативные документы по экономике		
РДС 82-201-96	Правила разработки норм расхода материалов в строительстве. (Шифр подписки 50.8.82)	<u>45</u> 45000
<p>Документ определяет основные правила разработки и применения норм и нормативных показателей расхода материальных ресурсов исходя из общих требований к видам норм и области их применения, регламентированных СНиП 82-01-95, и распространяется на разработку норм расхода материалов для всех видов строительства: новое строительство, реконструкция, расширение, капитальный ремонт и др. В РДС изложены правила разработки элементных, усредненных и укрупненных норм расхода материалов в строительстве. В приложениях приведены примеры нормирования, а также типовые нормативы и усредненные показатели расхода некоторых материалов и изделий.</p>		
Другие документы		
Рекомендации по проектированию окружающей среды, зданий и сооружений с учетом потребностей инвалидов и других маломобильных групп населения:		
Выпуск 14	Общественные здания и сооружения. Кинотеатры, клубы, библиотеки, музеи	<u>41</u> 41000
<p>Содержатся рекомендации по проектированию кинотеатров, клубов, библиотек и музеев с учетом потребностей инвалидов, приведены планировочные решения отдельных основных помещений, детали и элементы решений зрительных и выставочных залов.</p>		
Сборники нормативных показателей расхода материалов:		
Сборник 38	Каменные конструкции гидротехнических сооружений	<u>45</u> 45000
<p>Сборник содержит нормативные показатели расхода материалов на работы по сооружению каменных конструкций гидротехнических сооружений: каменно-набросных плотин, отсыпей, призм, перемычек, банкетов, фильтров и дренажей плотин и других конструкций речных и морских сооружений.</p>		
<p>Внимание! Цены на издания указаны без почтовых расходов. При предоплате следует учитывать почтовые расходы в размере 10%.</p>		

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1 (490)

Февраль 1998

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон, АК "Полиמוד"

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Бондаренко В.М., Залесов А.С., Серых Р.Л.</i> Тенденции будущего развития сборного строительства	2
Конструкции	
<i>Матков Н.Г., Судаков Г.Н., Гигинейшвили А.Я.</i> Бесварные стыки внецентренно сжатых колонн с обжатием и анкерровкой арматуры растворами	5
Заводское производство	
<i>Кокоев М.Н.</i> Сотовая панель из армированного бетона	8
Строительное производство	
<i>Залесов А.С., Довгалюк В.И., Знаменский Л.В., Шеховцов М.К., Николаев И.А.</i> Контроль прочности бетона при монолитном строительстве	11
Экономия ресурсов	
<i>Соломатов В.И., Кононова О.В., Римшин В.И.</i> К вопросу о совместном и раздельном помоле компонентов смешанного вяжущего	13
В помощь проектировщику	
<i>Лазовский Д.Н., Голубев К.К., Серяков Г.Н.</i> Влияние поперечного обжатия на прочность анкерровки арматуры	15
Теория	
<i>Гениев Г.А.</i> Метод определения динамических пределов прочности бетона	18
<i>Тамразян А.Г.</i> Реологическая модель деформирования бетона	20
Вопросы реконструкции и восстановления	
<i>Соломонов В.В., Кузнецова И.С.</i> Экспертиза зданий после пожара с использованием метода научного прогнозирования	23
Долговечность	
<i>Пирадов К.А., Гузев Е.А.</i> Физико-механические основы долговечности бетона и железобетона	25
<i>Розенталь Н.К., Чехний Г.В.</i> Коррозионностойкие бетоны особо малой проницаемости	27
В порядке обсуждения	
<i>Коршунов Д.А., Пономаренко В.Ф.</i> О гарантиях изготовителя сборного железобетона	30



Москва

Издательство
литературы
по строительству

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080

© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1998

Тенденции будущего развития сборного строительства

Новые экономические условия, развитие рынка строительных технологий, потребности в новых формах решения строительно-конструктивных систем, позволяющие существенно снизить расходы на возведение и эксплуатацию зданий, вызывают необходимость рассмотрения прогнозных этапов развития сборного строительства и путей их реализации в проектной практике.

Поиски индустриальных методов строительства прошли стадию так называемых систем закрытой сборности или просто закрытых систем. Закрытая архитектурно-строительная система предусматривает использование сборных элементов только для каждого отдельного проекта здания. Создание зданий на основе этой системы является крайне неэффективным. Закрытая система не обладает свойством взаимозаменяемости с другими системами, в связи с чем возникла тенденция создания производства взаимозаменяемых изделий, из которых можно создать большее число различных комбинаций конструкций зданий.

Переход к открытым архитектурно-строительным системам в жилищном строительстве [1] предполагает повышение технического уровня строительства, а также унификацию и типизацию архитектурно-строительных систем зданий. Оба эти направления в равной степени относятся как к применяемым в практике строительства, так и к вновь создаваемым архитектурно-строительным системам зданий и сооружений.

Повышение технического уровня и унификация архитектурно-строительных систем решают проблему индустриализации строительства и дают большой экономический эффект, поскольку массовое изготовление унифицированных элементов делает рентабельным процесс строительного производства, его механизацию и автоматизацию.

Открытая система жилищного строительства в условиях максимального уровня унификации архитектурно-строительной системы позволяет полностью охватить малоэтажное строительство (до пяти этажей включительно) на основе легких унифицированных конструкций, деталей и элементов. Таким образом, открытая архитектурно-строительная система зданий — это максимально унифицированная система, позволяю-

щая обеспечить широкие возможности организации внутреннего пространства с использованием панельной, каркасно-панельной и комбинированной конструктивных систем.

С понижением этажности и переходом к строительству множества типов зданий и конструктивных систем уровень унификации архитектурно-строительной системы произвольно снижается, и она становится не полностью открытой.

Архитектурно-строительная система зданий, входящая в открытую архитектурно-строительную систему жилищного строительства:

должна иметь конструктивные элементы, взаимозаменяемые с элементами других архитектурно-строительных систем в соответствии с заданным уровнем унификации;

должна обладать необходимыми параметрами для сравнения конструктивных элементов данной системы с конструктивными элементами других архитектурно-строительных систем зданий;

не должна содержать элементов, выполняющих однородные функции, сходных между собой по размерам, конфигурации и прочности.

Основные принципы открытых архитектурно-строительных систем: широкий, до 12 м и более, шаг несущих стен (опор) в панельных монолитных и каркасных конструкциях; пустотные железобетонные плиты перекрытий и теплоэффективные (как правило, самонесущие) ограждающие конструкции, не заключенные в жесткие рамки блок-секций; свободное сочетание конструктивных элементов различных архитектурно-строительных систем; взаимозаменяемость основных конструктивных элементов панельных и каркасных систем.

Среди применяемых в стране крупнопанельных систем жилых домов наиболее прогрессивными являются системы со смешанным и широким шагом поперечных стен (6–7,2 м и более) и легкими слоистыми навесными или самонесущими наружными стенами.

Пути решения проблемы рассматриваются по следующим основным направлениям:

переход на сборно-монолитные бескаркасные (стеновые) системы, в которых внутренние стены и перекрытия выполняют в монолите, а наружные стены —

из панелей, кирпича или мелких блоков. Такая система может эффективно применяться при строительстве многоквартирных домов в случае отсутствия развитой индустриальной базы в многочисленных малых городах России;

переход на сборно-монолитные каркасные системы с плоскими плитами перекрытий, в которых колонны и перекрытия возводятся из монолитного железобетона, а наружные стены — из различных материалов (панели, блоки, кирпич, монолит и др.). Система отличается универсальностью, так как на ее основе можно строить не только жилые дома, но и объекты соцкультбыта.

Кроме того, перспективными являются каркасные системы с плоскими сборно-монолитными перекрытиями, в которых колонны и плиты выполняются из сборного железобетона, а ригели, расположенные в пределах высоты перекрытия, — из монолитного железобетона. Ригели соединяют сборные плиты и колонны в жесткую конструктивную систему.

Для малоэтажного строительства эффективным является применение плоских сборно-монолитных перекрытий, включающих малоразмерные балочные элементы, пустотные блоки между ними и монолитный бетон. Сборно-монолитные системы в наибольшей степени соответствуют условиям строительства в сейсмоопасных регионах, особенно при высокой (8–9 баллов) сейсмичности. Целесообразен также переход на каркасно-стеновую систему, сочетающую наряду с несущими конструкциями в виде внутренних колонн, ригелей и стен применение многопустотных настилов, изготавливаемых из тяжелого бетона, и многослойных наружных ограждающих легких конструкций (например, термопанелей, состоящих из деревянного или металлического каркаса и эффективного утеплителя). При этом термопанель может быть использована в качестве навесных и самонесущих наружных ограждений, а также может служить основой для изготовления несущих панелей полносборного дома, заменяя собой мелкоштучные изделия.

В малоэтажном строительстве вследствие более низких требований по огнестойкости и несущей способности конструкций может быть реализовано много различных конструктивных систем: мелкоблочные (в том числе с применением кирпича), комбинированные, деревянные, элементы с тонкостенными холодногнутыми металлическими профилями с оставляемой опалубкой из полимерных материалов и др.

При надстройке жилых домов и устройстве мансардных этажей, как правило, применяются легкие конструкции и эффективные строительные матери-

алы, обеспечивающие при заданном уровне теплозащиты минимальные дополнительные нагрузки на существующие несущие части здания.

Применение усовершенствованных строительных систем осуществляется исходя из реального потребительского спроса и инвестиционных возможностей регионов России. Это, в свою очередь, должно привести к структурной перестройке домостроительных предприятий, расположенных в этих регионах, в зависимости от значимости города, его потребности в жилье и возможности осуществить переход на новые строительные системы. В развитие этих направлений Минстроем России разработаны концептуальные подходы к структурной перестройке предприятий домостроения и предложены практические пути такой перестройки с учетом накопленного опыта в различных регионах страны.

При этом реализуется главное преимущество, заключающееся в том, что осуществляется:

переход от типовых зданий к типовым унифицированным конструктивным элементам, узлам и деталям; возможность переориентации базы стройиндустрии на выпуск эффективных изделий и конструкций для различных типов зданий жилищного назначения;

изменяемость архитектурно-планировочного пространства всех типов зданий жилищного назначения, позволяющая создавать комфортное жилище с большими пространствами и объемами.

Технический уровень архитектурно-строительных систем определяется совокупностью технических характеристик, эксплуатационных показателей, конструктивных решений, соответствующих нормативным документам, принятому показателю качества и требованиям заказчика, а также обеспечением конкурентоспособности на рынке готовой строительной продукции.

Ярким тому примером может служить конструктивная система БАРС (безригельная архитектурно-строительная система), разработанная ЦНИИЭП жилища и развитая в новую модификацию, — сборно-монолитную домостроительную систему РАДИУСС (регионально адаптируемая универсальная строительная система) [2]. Она предназначена для строительства жилых и различных типов общественных зданий комплексной застройки микрорайонов крупных, средних и малых городов. Безригельные системы позволяют создавать новые открытые архитектурно-планировочные решения жилых и вспомогательных помещений, облегчить их вентилируемость и последующую трансформацию по желанию потребителя.

Кроме того, конструктивные системы, разработанные

ные в единой унифицированной системе модульной координации, можно совмещать в единой системе проектной и конструкторской документации. В этом случае обеспечивается взаимосвязь входящих в архитектурно-строительную систему зданий отдельных конструктивных систем и взаимозаменяемость конструктивных элементов в структуре здания, возможность замены или дополнения одной конструктивной системы элементами другой. Среди возможных сочетаний этих элементов выделяются следующие основные группы:

система, выполняемая полностью из легких конструкций, производимых на специализированных предприятиях;

система, выполняемая из традиционных конструкций заводского изготовления или из местных материалов, а также комбинации индустриальных и местных материалов.

При этом создается возможность обеспечить универсальность конструкций и элементов, из которых можно проектировать различные варианты конструктивных систем; унификацию узлов и сопряжений, обеспечивающих совместимость элементов независимо от выбранной конструктивной системы.

Кроме того, должны быть усовершенствованы технологические линии производства сборных крупнопанельных конструкций и в зависимости от мощности домостроительных комбинатов использованы различные технологии:

агрегатно-поточную и стендовую целесообразно применять при производстве домов любых архитектурно-строительных систем;

конвейерные и полуконвейерные технологические линии уместны на домостроительных предприятиях мощностью 80–150 тыс. м² общей площади в год;

для выпуска панелей наружных стен, как правило, можно применять полуконвейерную и стендовую технологии. По этим технологиям следует изготавливать многослойные ограждающие конструкции с использованием эффективных утеплителей плотностью не более 150 кг/м³ либо составные панели наружных стен с разъемными связями.

Составные панели и блоки могут состоять из наружной (фасадной) и внутренней скорлуп, причем первая может быть и небетонной. Между собой скорлупы соединяются разъемными металлическими или иными связями, а внутренняя полость заполняется легким утеплителем (заливочным, плитным, рулонным и др.). Некоторые решения таких конструкций разработаны специалистами НИИЖБа и “СКМ-Стройиндустрия” [3, 4]. В качестве наружных стен целесообразны конструкции, состоящие из отдельных пустотных бло-

ков из теплозащитного материала, играющих дополнительную роль опалубки, внутри которых образуется несущая конструкция из монолитного железобетона.

В области промышленного строительства будут развиваться конструктивные системы полной заводской готовности и комплектной поставки. Примером могут служить здания производственного назначения из крупноразмерных гибких двухосно напряженных пластин и жестких безраскосных балок (разработка НИИЖБа), которые объединяются в один элемент и позволяют создать конструкции покрытий и утепленных стеновых ограждений. Предложены и в перспективе будут реализованы производственные здания пролетами 12, 18 и 24 м, высотой от 3 до 12 м; элементы оболочек покрытий складчатого и коробчатого типов; защитные экраны стеновых трехслойных панелей и др. Кроме того, могут найти широкое распространение системы быстровозводимых зданий и модулей из сборного железобетона с крановым оборудованием до 5 тс (производственные здания пролетом 12 м), а также офисные двухэтажные здания с мансардами из легких конструкций на отдельно стоящих стойках, позволяющих разгружать несущие элементы нижележащих конструкций.

Таким образом, перспективы использования бетонов различных видов в жилищном и промышленном строительстве самые обнадеживающие, поскольку позволяют обеспечить решения зданий и сооружений всевозможных конструктивных систем с соответствующей надежностью, долговечностью и комфортностью. При этом представляется возможным создать условия для снижения энергопотребления как на стадии строительства, так и при эксплуатации готовых объектов.

Библиографический список

- 1 Рекомендации по перепрофилированию мощностей полного домостроения на выпуск экономичных конструкций, материалов и изделий для жилищного строительства. Минстрой России, М., 1995. С. 64.
- 2 П а н ь ш и н Л.Л. Сборно-монолитная домостроительная система//Бетон и железобетон – № 4. – 1997. – С. 6–8.
- 3 З а л е с о в А.С., Ч и с т я к о в Е.А., Ш а р и п о в Р.Ш., М а л ы ш е в А.Ю., Б а з а р о в В.К. Эффективные монолитные стены в малоэтажном строительстве//Бетон и железобетон. – № 4. – 1997. – С. 15.
- 4 Ч и н е н к о в Ю.В., К о р о л ь Е.А. Трехслойные панели ленточной разрезки с утеплением из полистиролбетона//Бетон и железобетон. – № 4. – 1997. – С. 2–5.

Бессварные стыки внецентренно сжатых колонн с обжатием и анкерровкой арматуры растворами

Одним из основных направлений дальнейшего развития сборно-монолитного каркасного строительства является применение бессварных стыков колонн вместо трудоемких и дорогостоящих сварных стыков, где выпуски арматуры подвержены охрупчиванию.

В новой конструкции стыков колонн (авт. св. № 1830406) обжатие рабочей арматуры (одного ее конца) выполняется на муфтах штампами в заводских условиях [1], а другой конец выпусков арматуры анкеруется в гнездах (устраиваемых в сопрягаемой колонне) на растворах (рис. 1,а) в монтажных условиях. Такие бессварные стыки (например, по сравнению с ванной сваркой) не только конкурентоспособны, но и превосходят по всем показателям сварные стыки (серии 1.020/82, 1.420-12). Так, только на одном стыке достигается экономия металла — 5 кг, электроэнергии — 5 кВт·ч, снижение сроков монтажа и трудозатрат — до 10 раз. При этом полностью исключаются сварка, с подрезками бетона колонн, реактивные напряжения и многостадийное замоноличивание, а сама технология стыкования можно считать безотходной.

В связи с этим перед проектировщиками и строителями возникает задача, особенно важная в условиях рынка — обеспечить малую себестоимость применения бессварных стыков в каркасах, мостах, реакторах и пр.

Учитывая новизну данных соединений, НИИЖБ разработал, испытал и упростил конструкцию стыков для сжатых и изгибаемых элементов с анкерующими обжимными муфтами по концам стержней (рис. 1,б). Были выполнены комплексные экспериментально-теоретические исследования [2–4] трубчато-арматурных стержней на обжимных моделях с оценкой их напряженно-деформированного состояния при анкерровке выпусков арматуры различными растворами. Такие стыки

были применены в производственных условиях [5, 7] при возведении рамных каркасов зданий в г. Щелково, Новомосковске, Казани и др.

Опытные образцы бессварных стыков выбраны двух серий: первая — для определения длины анкерровки арматуры в обжатых муфтах, вторая — для определения длины анкерровки арматуры в растворах. Для упрощения испытаний на растяжение было опробовано анкерное устройство, совмещенное в одной соединительной раструбленной муфте с обжатием стержня с одной стороны на длине $3,5-4 d_s$ и заделкой выпусков арматуры в растворах до $15 d_s$. Экспериментально [3, 6] установлены требования к длине анкерровки арматуры для различных растворов: эпоксидных — $10 d_s$, полимерцементных — $12 d_s$, цементных — $15 d_s$. Муфты, образующие анкерное соединение, рассчитывались из условия их равнопрочности стыкуемым стержням с обеспечением разницы диаметров стержней и внутренних диаметров муфт в 10–15 мм. Погашение возможной несоосности выпусков арматуры в муфтах на растворе обеспечивалось постановкой трубок-вставок (рис. 1,б). Таким образом, данное анкерное устройство моделировало бессварной стык применительно к внецентренно сжатым элементам колонн (рис. 1,а).

Кроме того, для сборно-монолитных конструкций, включая и мостовые элементы, бессварные стыки выполнялись по безотходной технологии стыкования арматуры в условиях стройплощадки. Это осуществляли путем обжатия муфты одновременно с двух концов стержня (рис. 1,б) при той же длине анкерровки арматуры. Для этого использовали специальные переносные прессы — зарубежные установки фирмы “Бар-Сплайс” (с обжатием при 69 МПа штампами), а также опытные отечественные установки [1, 7] для крупных диаметров ($d_s = 25-36$ мм) стержней (с ус-

лием до 60 тс), сконструированные фирмой “Спрут” с применением зубчатых штампов. Все эти разработки базировались на основе исследований, выполненных НИИЖБом и ЦНИИСКом [5, 6] в сотрудничестве с ВНИИметмашем.

В настоящей работе впервые теоретически рассмотрено напряженно-деформированное состояние системы “арматура-раствор-обойма” (АРО). Реализация этой задачи выполнена с помощью одного из наиболее современных численных вариационно-разностных методов — потенциала граничных элементов [2]. Для этого была составлена и отлажена на ЭВМ программа расчета, позволившая с высокой точностью учесть условия на границе расчетной области в такой комплексной конструкции бессварных стыков, определить взаимодействие поперечных выступов периодического профиля арматуры с тонким слоем раствора при его незначительной деформации, а также оценить состояние обжатого стержня в муфтах.

Следует отметить отличительные особенности работы бессварных стыков колонн с анкерровкой арматурных выпусков в растворе. Они обусловлены малым зазором между арматурой и цилиндрической муфтой (этот зазор заполнен тонким слоем связующего материала), а также совместной работой обжатой муфты и окружающего бетона. Как видно, в рассматриваемом узле можно наблюдать три типа взаимодействия материалов с различными свойствами, каждый из которых на различных его участках входит в силовой контакт с другими.

В исследованиях варьировали физико-механические характеристики растворов замоноличивания, длины анкерровки арматуры (классов А-III и А_с-V), толщины муфт (с учетом и без учета окружающего муфту бетона колонн с поперечным армированием).

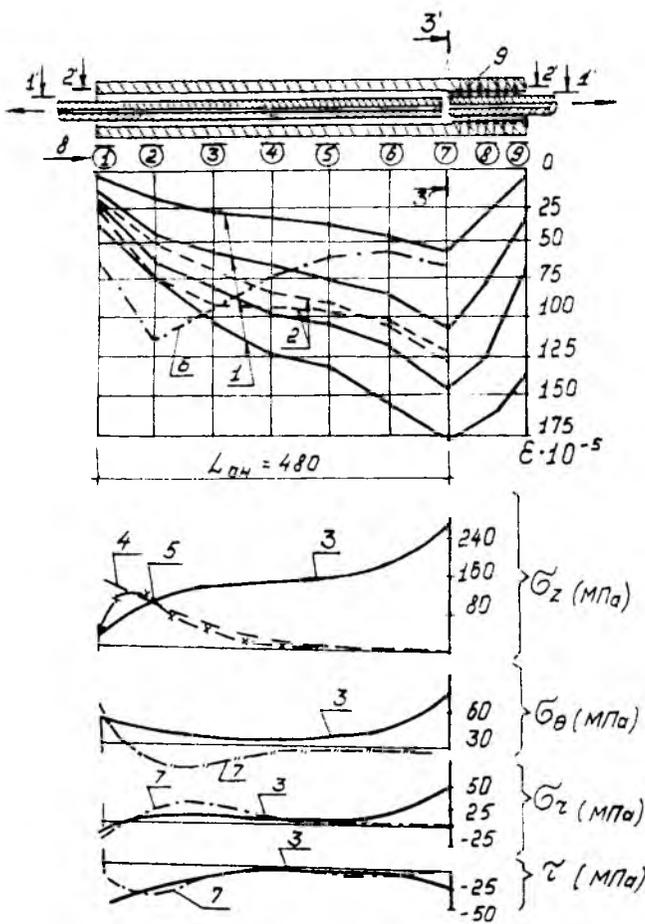


Рис. 3. Напряженно-деформированное состояние раствора и муфты

1 — распределение относительных деформаций по длине муфты, полученное экспериментально в зависимости от уровня нагрузки; 2 — распределение относительных деформаций по длине муфты, полученное численно; 3 — распределение различных напряжений в муфте при $\delta_{\text{ос}} = 10,5$ мм (численный эксперимент); 4 и 5 — распределение осевых напряжений по длине анкеровки в сечениях 1'-1' и 2'-2' соответственно, при толщине муфты $\delta_{\text{ос}} = 5$ мм, с учетом окружающего ее бетона (расчет); 6 — распределение относительных деформаций по длине муфты, полученное численно при $\delta_{\text{ос}} = 5$ мм и с учетом окружающего муфты бетона колонн; 7 — распределение напряжений в растворе по сечению 1'-1'; 8 — номер тензорезисторов: ①—⑧; 9 — обжатый участок муфты со стержнем в сплошном штампе. 3'-3' — сечение по контакту стержней

Численные исследования, подобно экспериментальным [4, 5], выполнялись при поэтапном приложении активной нагрузки к арматурному стержню. При нагрузке $q = 700$ кН деформации в сечении муфты 3-3 достигали максимального значения, равного $\varepsilon = 175,0 \cdot 10^{-6}$, а напряжения при этом составляли $\sigma_{\text{max}} = 341,5$ МПа. Напряжения измеряли тензорезисторами, установленными в местах, указанных на рис 3. В то же время в численных исследованиях максимальные напряжения в указанном сечении при уровне нагрузки на арматурный стержень $q = 578,8$ кН составляли $\sigma_{\text{max}} = 306,2$ МПа, что в 1,23 раза выше значений напряже-

ний, полученных экспериментально. Удовлетворительное совпадение экспериментальных и расчетных результатов позволяет моделировать работу бесшовного стыка с учетом окружающего муфту бетона и косвенного армирования.

По результатам численных исследований построена зависимость распределения касательных напряжений по длине анкеровки в сечениях 1-1, 2-2. Полученная характеристика распределения касательных напряжений хорошо аппроксимируется с помощью показательной функции

$$y = A \cdot x^b \cdot e^{cx} \quad (1)$$

Здесь значения параметров A , b , c определялись из системы уравнений с помощью метода наименьших квадратов, с использованием специальной программы, написанной на языке ФОРТРАН-IV для ПЭВМ ДВК-3. Окончательный вид зависимостей полученных параметров для уравнения (1) применительно к бесшовным замоноличенным стыкам на полимеррастворах в швах между арматурой и стальной муфтой:

в сечении 1-1

$$\tau_1 = 51,2 (x + 2)^{-0,54} \cdot e^{-0,08x} \quad (2)$$

в сечении 2-2

$$\tau_2 = 36,8 (x + 0,6)^{0,28} \cdot e^{-0,128(x + 0,6)} \quad (3)$$

Численные исследования вели с составами на полимеррастворах и на цементно-песчаных растворах с модулями упругости $E_p = 2400 \dots 20000$ МПа, с коэффициентами Пуассона $\mu = 0,17 \dots 0,21$. Проведен анализ полученных смещений нагруженного конца арматурного стержня (U_z) и распределения соответствующих напряжений (σ_z — осевых, σ_r — радиальных, σ_θ — тангенциальных и τ — касательных) в зависимости от упругих характеристик примененных растворов. Это открыло возможности выбора оптимальных видов состава растворов замоноличивания с учетом их податливости, прочности и длины анкеровки.

Найденные параметры напряжений подтверждают равнопрочность бесшовных стыков колонн целому сечению, включая циклические (усталостные) режимы нагружений арматуры при отсутствии хрупкого разрушения (в отличие от сварных стыков), что позволяет рекомендовать их и для сейсмических районов [5]. При проектировании обжимных бесшовных стыков следует назначать напряжения в стержнях при статическом растяжении по аналогии со сварными стыками (ГОСТ 10922-80) в зависимости от диаметра арматуры: при $d_s = 12 \dots 18$ мм — $\sigma_{1s} = 600$ МПа и при $d_s = 20 \dots 32$ мм — $\sigma_{1s} = 500$ МПа.

Таким образом, предложенная комплексная система обжатия с замоноличиванием позволяет создать полностью бесшовный равнопрочный стык элементов колонн

в рамных каркасах зданий любой этажности, включая малоэтажные. При этом обеспечивается четкая передача усилий с бетона на бетон по целому сечению торца стыкуемых колонн на тонком слое раствора, что исключает необходимость выполнения многоступенчатых работ по замоноличиванию.

В отечественной практике применение бессварных стыков арматуры в конструкциях ограничено из-за отсутствия переносных обжимных устройств для работы в условиях стройплощадки, стендового оборудования на заводах ЖБИ и норм проектирования. Однако построенные экспериментальные каркасы 3...5-этажных зданий с такими стыками позволили полностью заменить сварку арматуры и высвободить десятки квалифицированных сварщиков, применяя при этом безотходную технологию,

утилизировав отходы коротких концов арматуры на заводах ЖБИ, создавая экологически чистое производство. При этом только на одном 5-этажном каркасе здания было сэкономлено 45 т проката, 8 т электродов, снижены трудоемкость и сроки монтажа.

Библиографический список

1. Матков Н.Г., Мартынов А.А., Короткин В.Н. Разработка технологии и оборудования для изготовления стыков арматуры методом опрессовки соединительных гильз//Вестник мостостроения. — № 3-4. — 1996 — 43-45 с.
2. Судаков Г.Н., Верюжский Ю.В., Гигинейшвили Д.Я. Применение численно-аналитического метода потенциала к решению контактных задач расчета сцепления арматуры с бетоном В сб. НИИЖБ Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций М., 1989, — 61-72 с.
3. Матков Н.Г. Стыки железобетон-

ных элементов каркасов многоэтажных зданий ВНИИС Госстроя СССР, серия 8, вып. 3, М. 1982, — 60 с.

4 Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976. — 208 с.

5. Матков Н.Г. Прочность нормальных сечений внецентренно-сжатых железобетонных колонн и их стыков В сб. НИИЖБ. Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных зданий. Под ред. Клевцова В.М. 1992 — 30 с.

6. Матков Н.Г., Бедиашвили М.А. Механизмы деформирования и заанкеривания арматуры в обжатых и замоноличенных стыках колонн при малоцикловых и длительных нагрузках. — М., 9-я Международная европейская конференция по сейсмостойкому строительству, 1990, том 6, — с. 215-222.

7. Маранц Г.А., Матков Н.Г., Горшкова В.М. Монтажные стыки сборных железобетонных колонн без сварки арматурных стержней//Изготовление металлических и монтажных конструкций, ЦБНТИ. вып. 4, серия 7, 1973 г., 7-13 с.

ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

М.Н.КОКОЕВ, канд. экон. наук (ОАО «Каббалкагропромстрой»)

Сотовая панель из армированного бетона

В работе [1] предложена технология электростатического формования изделий из армированного бетона. Этот способ предусматривает нанесение на формообразующий арматурно-сеточный каркас сухих компонентов бетонной смеси электростатическим путем. При этом дозированное увлажнение водой осаждаемых компонентов проводят непрерывно в процессе формования изделия или периодически — чередуя процесс послойного электростатического осаждения твердых компонентов бетонной смеси на каркас с их дозированным увлажнением водой в пределах оптимального водоцементного отношения.

Увлажнение нанесенных слоев сухих компонентов бетонной смеси проводят тонкораспыленной водой, содержащей поверхностно-активные вещества (ПАВ). Дозированное увлажнение компонентов

смеси возможно также водяным паром. В этом случае водорастворимые ПАВ вводят в состав бетонной смеси перед измельчением или смешиванием сухих компонентов бетона. Цель новой технологии — снизить удельный расход вяжущих материалов при сохранении нормативной прочности бетона за счет приближения водоцементного отношения в наносимых смесях до уровня, близкого к теоретическому. Кроме того, способ позволяет изготавливать изделия и сооружения сложной конфигурации без применения опалубок и форм, а также получить изделия со стенками минимальной толщины.

Безусловно, не существует универсальной технологии — каждая имеет свои достоинства и недостатки, соотношение которых и определяет область ее применения. Например, одним из недостатков рассматриваемого метода является не

слишком высокая производительность при изготовлении деталей и конструкций со стенками средней и большой толщины. С другой стороны, указанные выше положительные особенности метода производства тонкостенных деталей сложной конфигурации, в том числе с замкнутыми полостями, а также возможность тонкого регулирования водоцементного отношения в оптимальных пределах открывают достаточно широкие перспективы для его применения.

За многие десятилетия накоплен большой опыт проектирования разнообразных конструкций из железобетона и армированного бетона, однако следует признать, что часто массу изделий приходится завышать из-за существующих технологических ограничений. Таким образом, традиционные технологии формования изделий из бетона во многих случаях затрудняют конст-

руирование и производство изделий рациональной формы.

В образцах техники, где действуют жесткие ограничения на массу изделий (авиационно-космическая техника, специальное судостроение и т.п.), уже давно применяются сотовые конструкции. Например, палубный настил десантных судов на воздушной подушке делают из сотовых панелей, состоящих из двух листов алюминиевого сплава, между которыми находятся гексагональные соты, выполняемые из очень тонкого листового металла (0,05–0,2 мм). Соты вместе с кроющими листами соединяют в цельную прочную конструкцию с помощью специальной пайки. Подобные сотовые панели сочетают высокую прочность на изгиб и кручение при очень низкой удельной массе. В настоящее время технология подобных конструкций хорошо отработана, и они широко применяются в спецтехнике.

Разумеется, в авиации или специальном судостроении существуют свои критерии оценки технико-экономической целесообразности применения тех или иных инженерных решений, которые вряд ли приемлемы для строительной продукции. Однако принципы конструирования рациональных изделий почти не зависят от области техники, так как они базируются на фундаментальных законах естествознания. Вопрос состоит лишь в правильном выборе материалов и адаптации конструкции и технологии для решения конкретных задач.

Рассмотрим возможность формирования объемных изделий из бетона с замкнутыми полостями новым методом. Традиционные технологии позволяют решить такую задачу лишь частично, например при производстве методом экструзии линейных длинномерных бетонных конструкций. В таких изделиях внутренние полости и ребра жесткости ориентированы вдоль направления экструзии, и поэтому они имеют выраженные анизотропные механические свойства. Эта особенность приемлема лишь для длинномерных изделий типа ригелей, балок, колонн и т.п.

Для плоских строительных конструкций, длина и ширина которых в плане имеет сопоставимые раз-

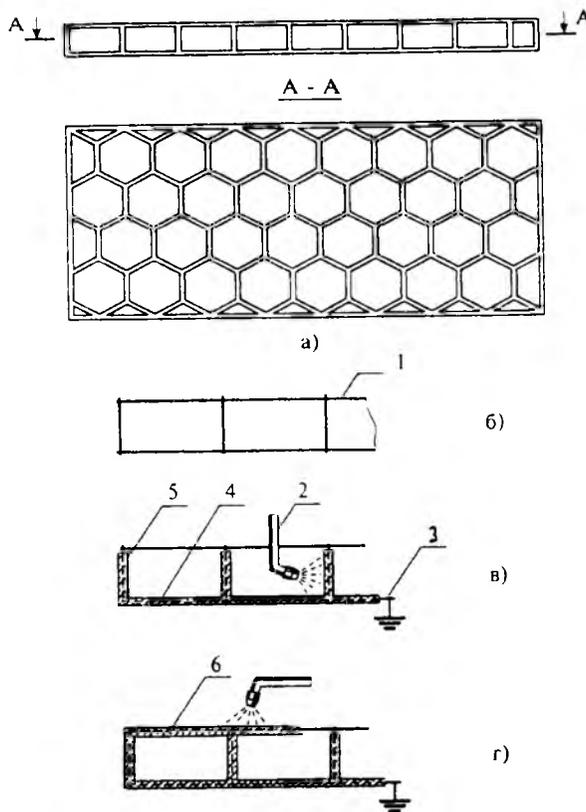


Рис. 1. Сотовая панель и стадии ее изготовления

1 — арматурно-сеточный каркас; 2 — распылительная насадка; 3 — заземление каркаса изделия; 4, 6 — нижняя и верхняя плоскости панели; 5 — ребра гексагональной решетки

меры (элементы сборных оболочек, большие плиты перекрытий и ограждений и т.д.), необходима равнопрочность по меньшей мере в двух направлениях, чтобы конструкция могла сопротивляться как продольным, так и поперечным нагрузкам. Можно привести и другой пример, когда при возведении сборных пространственных оболочек используются тонкие плиты. Однако для повышения жесткости плит и усиления их периметра плиты приходится делать с ребрами не только по периметру, но и по площади [2]. Таким образом, во многих случаях рациональнее было бы изготавливать указанные строительные изделия с развитым закрытым оребрением в виде облегченных сотовых панелей из железобетона или армированного бетона.

На рис. 1 показана простая сотовая панель из железобетона. Главная ее особенность состоит в том, что она имеет внутренние полностью замкнутые полости, которые образованы развитой системой вертикальных тонких ребер, расположенных в виде гексагональной

решетки, т.е. в виде сот. Сверху и снизу соты наглухо закрыты плоскостями панели. Такая конструкция, помимо повышенной жесткости и прочности, сообщает ей дополнительные положительные качества — в какой-то мере она улучшает ее тепло- и звукоизоляционные свойства.

Если при изготовлении сотовой панели в ее вертикальных внутренних ребрах оставить отверстия, что новая технология позволяет сделать, то через них готовую панель можно заполнить пеноизолом или другим вспенивающимся материалом. После наполнения полостей панели теплоизоляционным материалом технологические отверстия замоноличиваются. Таким образом, получают изделие с высокими тепло- и звукоизоляционными свойствами.

Указанная возможность ценна тем, что она позволяет избежать проведения теплоизоляционных работ на строительной площадке. Кроме того, герметичность панели предотвращает или затрудняет выход вредных летучих компонентов, характерных для многих пористых

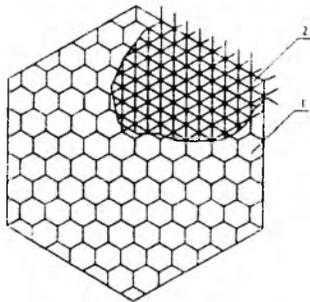


Рис. 2. Два варианта конфигурации ячеек сотовой панели

1 — гексагональная ячейка; 2 — гексагональная ячейка, составленная из равно-сторонних треугольников

заполнителей на полимерной основе, а также уменьшает увлажнение заполнителя (как известно, наличие влаги сильно снижает теплоизоляционные свойства пористых заполнителей).

На рис. 1 показаны стадии производства сотовой панели без заполнителя. Вначале изготавливают арматурно-сеточный каркас изделия. При этом ячейки сот могут быть выполнены в виде гексагональной решетки, либо в виде тех же гексагональных ячеек, но разби-

тых на равносторонние треугольные фрагменты (рис. 2). В последнем случае возможно получение предварительного напряжения всего арматурно-сеточного каркаса или отдельных его элементов, так как элементы арматуры, образующие каркас изделия, прямолинейны и могут быть механически нагружены известными способами.

При электростатическом нанесении сухого порошка цемента и тонкого песка на арматурно-сеточный каркас один полюс высоковольтного источника подключают к изолированному от корпуса электроду распылительной насадки, а второй полюс источника напряжения и арматурный каркас изделия заземляют. Одновременно или поочередно нанесенные слои увлажняют тонкораспыленной водой, содержащей добавки ПАВ.

Нанесение слоев начинают с нижней плоскости панели, затем осаждают бетон на ребра гексагональной решетки и завершают процесс осаждением нескольких слоев бетонной смеси на верхнюю плоскость панели, тем самым герметизируя ее. При необходимости

слои из цемента и песка дополняют слоями из упрочняющих базальтовых, асбестовых, стеклянных или иных волокон. Лицевой слой панели может быть нанесен из белого, цветного или особопрочного цемента.

При работе в заводских условиях увлажнение порошкового цементного слоя на формируемом изделии возможно с помощью влажного водяного пара, а само изготовление массовых деталей из армированного бетона может производиться на поточной линии. Последняя может состоять из последовательных технологических камер для электростатического нанесения компонентов бетонной смеси, увлажнения, нанесения дополнительных слоев, выдержки, заполнения готовой панели теплоизолятором и т.д.

Библиографический список

- 1 Кокоев М.Н., Федоров В.Т. Электростатическое формование изделий из армированного бетона//Бетон и железобетон. — 1997. — № 6.
- 2 Современные пространственные конструкции. Справочник/Под ред. Ю.А. Дыховичного и др. — М: Высш. школа, 1991. — 543 с.

- Вы создаете новую лабораторию?
- У вас вышли из строя или устарели средства контроля?
- Вам необходимо освоить новые виды испытаний?

Мы предлагаем вам оборудование для комплектации строительных и заводских лабораторий

Фирма "КОНТРОС—СТРОЙПРИБОР"

Производит и реализует лабораторное оборудование для:

- **испытания** вяжущих материалов, заполнителей, бетонной и растворной смеси, бетонов
- **контроля** технологических процессов производства сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций
- **обследования** строительных конструкций и сооружений.

В том числе:

Устройства экспрессной оценки активности цемента; универсальные пропарочные камеры; установки и устройства для оценки водонепроницаемости бетона; средства неразрушающего контроля ("Бетон-22", склерометр ОМШ-1, устройства для оценки прочности методом вырыва анкера, ручной инструмент для выбуривания кернов); приборы для оценки жесткости бетонной смеси; устройства для испытания на растяжение при изгибе; приборы контроля величины защитного слоя, диаметра и расположения арматуры; формы для контрольных образцов всех типоразмеров; приборы для контроля натяжения арматуры типа ПРД; ареометры; термометры; лабораторная химическая посуда и др.

Новинка! Автоматизированное рабочее место сотрудника лаборатории — компьютерная программа "АРМ — БЕТОН"

Телефоны: (095) 539-3603; 176-7206; Факс: (095) 972-4367

А.С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, В.И. ДОВГАЛЮК, канд. техн. наук (НИИЖБ); Л.В. ЗНАМЕНСКИЙ, инж., М.К. ШЕХОВЦОВ, канд. техн. наук (Московская строительная компания); И.А. НИКОЛАЕВ, инж. (трест «Кимрыболгарстрой»)

Контроль прочности бетона при монолитном строительстве

При строительстве зданий из монолитного железобетона контроль качества бетона имеет первостепенное значение для обеспечения необходимой несущей способности конструкций и соответствия ее фактической прочности проектной, поскольку отсутствует возможность испытания конструкций нагружением, применяемым для оценки прочности сборных элементов. При строительстве из монолитного железобетона имеются свои особенности, которые значительно усложняют контроль качества бетона, особенно при производстве бетонных работ в зимнее время.

НИИЖБом совместно с Московской строительной компанией и трестом «Кимрыболгарстрой» по специально разработанной программе был выполнен контроль бетона при строительстве в Москве 19-этажного жилого дома из монолитного железобетона, возводимого в период с августа 1995 г. по ноябрь 1996 г.

Проект здания разработан институтом АСИ-Главпроект (Болгария), а строительство велось трестом «Кимрыболгарстрой».

Для возведения несущих конструкций применялась система «БМЕК'86» с использованием крупнощитовой опалубки. Несущими конструкциями (они запроектированы из тяжелого бетона класса В25) являются поэтажные колонны и стены толщиной 20 см, а также безбалочные многопролетные плиты этажных перекрытий толщиной 18 и 20 см. Высота первого этажа составляла 4,5 м, остальных — 3 м. Основанием здания служила фундаментная плита толщиной 120 см.

В начальный период строительства был выполнен подбор состава бетона, обеспечивающий требуемый класс бетона В25 и подвижность бетонной смеси, необходимую для выполнения бетонных работ, класса П-3 (ОК = 10...15 см). Состав бетона проектировали по Рекомендациям НИИЖБа, а результаты расчета проверяли путем испытания бетонных образцов по стандартной методике. Учитывая нестабильность качества поступающих на площадку материалов (цемента, щебня, песка), в дальнейшем периодические испытания составляющих бетонной смеси проводились в процессе всего строительства. Для изготовления несущих конструкций был принят бетон следующего состава (на 1 м³): портландцемент (М500) — 400...420 кг, щебень — 1050...1080 кг, песок 720 кг, вода — 170...190 л (в зависимости от влажности заполнителя). Кроме того, для снижения водопотребности и обеспечения требуемой подвижности бетонной смеси применяли пластифицирующие добавки С-3 и «Локрес-С» (Болгария) в количестве 0,5% массы цемента.

Для обеспечения объективной оценки прочности бетона в монолитной конструкции этот показатель контролировали испытанием бетонных образцов (кубов), изготовленных из бетонной смеси перед бетонированием конструкций и путем оценки прочности бетона непосредственно в конструкциях неразрушающими методами. Каждый из этих подходов имеет свои положительные стороны и недостатки.

Бетонные образцы (кубы) недостаточно точно отражают фактическую прочность бетона в монолит-

ных конструкциях в силу различных условий укладки, уплотнения и твердения бетона, а также сопротивления его в образце и в конструкции. Прочность бетона, определенная неразрушающими методами, также недостаточно точно отражает фактическую прочность бетона в конструкции ввиду ограниченности и условности применяемых методов оценки прочности бетона конструкции в целом.

Для оценки прочности бетона по образцам применяли статистический метод контроля согласно ГОСТ 18105-86. При этом необходимо отметить, что при изготовлении монолитных конструкций использование статистического метода контроля вызывает значительные трудности в связи с изменением условий и перерывами в бетонировании.

Образцы бетона изготавливали и испытывали в соответствии с ГОСТ 18080-90. Отбор контрольных образцов производился один раз в сутки в процессе бетонирования и включал серию, состоящую из 6 образцов-кубов размером 10х10х10 см. Образцы хранились в условиях, близких к реальным условиям твердения бетона в конструкциях, испытывались в проектном возрасте бетона (28 сут). Соответствие фактической и требуемой прочности бетона оценивали для каждой партии, включающей результаты испытаний серий образцов, полученных в течение одной недели бетонирования. Коэффициент вариации прочности бетона определяли для периода бетонирования, равного примерно одному месяцу. Результаты испытаний и статистической обработки показали достаточ-

но высокую однородность прочности бетона: коэффициент вариации прочности, как правило, не превышал 10%, а средняя прочность бетона в партиях в основном превышала требуемую прочность для класса бетона В25 при соответствующих коэффициентах вариации примерно на 10%. Исключение составили отдельные партии, где средняя прочность бетона оказалась несколько ниже требуемой (также примерно на 10%).

Неразрушающий контроль прочности бетона в конструкциях (по ГОСТ 22690-88) осуществляли методом ударного импульса (молотком Шмидта) с предварительной его тарировкой на образцах бетона (кубах размером 10х10х10 см), испытанных затем до разрушения. Этот метод, наиболее простой в использовании и позволяющий получить оценку прочности бетона для многих участков конструкций, дает достаточно условные показатели поверхностной прочности бетона. Поэтому на отдельных конструкциях были проведены дополнительные испытания методом отрыва со скалыванием, которые дают более объективные сведения о прочности бетона в конструкции. Проведенное сопоставление показало, что прочности, определенные каждым из этих методов, близки.

Методом ударного импульса была обследована прочность бетона около 500 несущих колонн и внутренних стен, а также перекрытий здания. В каждой конструкции прочность бетона определяли для 3...4 контролируемых участков, в 15 точках для каждого участка. Возраст бетона при испытании неразрушающими методами составлял 80...100 сут. Результаты этих испытаний и их статистическая обработка показали, что практически во всех конструкциях фактическая прочность превышала требуемую для бетона класса В25.

Особо следует остановиться на контроле качества бетона в зимних условиях.

Для обеспечения необходимо-

го при отрицательных температурах, применяли бетон с противоморозной добавкой из нитрита натрия. Ее количество варьировали в зависимости от температуры окружающего воздуха согласно требованиям специальных рекомендаций: при температуре наружного воздуха до -2°C , -5°C и -10°C расход добавки составлял примерно 2, 4 и 8% соответственно. Кроме того, применяли подогрев бетонной смеси, а конструкции после бетонирования подвергались дополнительной теплозащите (специальными покрытиями, прогревом горячим воздухом).

Прочность бетона в зимних условиях контролировали путем испытания образцов, твердевших в нормальных условиях при температуре около 20°C , в проектном возрасте (28 сут), а также путем испытания образцов, твердевших в условиях, близких к реальным условиям твердения бетона в конструкциях при отрицательных температурах (после достижения устойчивой положительной температуры наружного воздуха, в возрасте 50...150 сут). Кроме того, проводили испытания образцов бетона для проверки его критической прочности перед замораживанием при отрицательной температуре ниже расчетной, соответствующей принятой противоморозной добавке. Эта прочность, согласно рекомендательным документам НИИЖБа, составляла не менее 25% требуемой прочности бетона, что указывало на то, что прочность бетона после размораживания и дальнейшего твердения при устойчивых положительных температурах в течение не менее 28 сут достигнет требуемого значения.

Следует отметить, что для дополнительной оценки прочности были проведены испытания образцов бетона, твердевших в водной среде в соответствии с методикой Болгарского стандарта БДС 505-84. Результаты этих испытаний показали, что прочность такого бетона в среднем на 30% превышает прочность бетона, твердевшего по методике, принятой отечественными стандартами.

Как показали сравнительные испытания, применение пластифицирующей добавки С-3 позволило обеспечить более интенсивный набор прочности бетона, что является весьма существенным фактором как для бетонирования в зимних условиях, так и для общего процесса распалубки монолитных конструкций.

Помимо контроля прочности бетона в проектном возрасте производился контроль этого показателя в промежуточном возрасте для обеспечения необходимой несущей способности конструкции при снятии несущей опалубки. Этот контроль осуществляли путем испытания образцов бетона и неразрушающими методами.

Таким образом, исходя из общего анализа результатов контрольных испытаний, можно утверждать, что необходимая прочность бетона в рассматриваемом здании обеспечена.

В ы в о д ы

Для оценки прочности бетона в монолитных железобетонных конструкциях целесообразно применять комплексный подход, сочетающий испытания образцов бетона и неразрушающие методы контроля — ударного импульса и отрыва со скалыванием.

При бетонировании в зимних условиях при отрицательных температурах наружного воздуха следует производить комплексный контроль прочности бетона: при твердении в нормальных условиях, в условиях, близких к реальным условиям бетонирования, и перед замораживанием бетона.

Для монолитных железобетонных конструкций следует уточнить методику статистического контроля прочности бетона с учетом особенностей производства работ.

Примененный комплексный метод контроля прочности бетона гарантирует необходимую величину этого показателя в рассматриваемом здании из монолитного железобетона.

В.И.СОЛОМАТОВ, *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*; О.В.КОНОНОВА, *канд. техн. наук (Мордовский технический ун-т)*; В.И.РИМШИН, *канд. техн. наук (РААСН)*

К вопросу о совместном и раздельном помоле компонентов смешанного вяжущего

Известно, что совместный помол и домол портландцемента с кварцевым наполнителем обеспечивает экономию цемента в бетонах. Наряду с этим экспериментальные данные показывают, что введение в рецептуру бетона оптимального количества кварцевого наполнителя, размолотого отдельно от клинкера до оптимальной удельной поверхности, также способствует экономии цемента. В настоящей работе сделана попытка сопоставить эффективность производства и применения смешанных цементов совместного и раздельного помола.

Для исследований применяли портландцементный клинкер Новолынянского цементного завода с крупностью частиц менее 10 мм, который имел следующий минералогический состав (%): C_3S — 57, C_2S — 18, C_3A — 8, C_4AF — 13. Для регулирования сроков схватывания в клинкер вводили 4,5% двуводного сульфата кальция. В качестве кварцевого наполнителя использовали нормальный кварцевый песок.

Портландцементный клинкер, кварцевый песок, а также их смеси с содержанием кварцевого наполнителя 10...30% размалывали в лабораторной шаровой мельнице. Результаты, отражающие рост удельной поверхности размалываемых материалов в зависимости от времени помола, приведены в табл. 1.

Анализ полученных результатов позволяет предположить, что присутствие кварцевого наполнителя

не меняет закономерностей помола цементного клинкера. Во всем диапазоне исследования затраты на совместный помол компонентов смешанного вяжущего занимают промежуточное положение между затратами на помол клинкера и кварцевого песка. Расчеты показывают, что в исследованном диапазоне энергозатраты на раздельный и совместный помол компонентов смешанного вяжущего равны. Полученные данные свидетельствуют о том, что существует возможность прогнозировать величину удельной поверхности чистоклинкерного цемента и наполнителя в смешанном вяжущем совместного помола по графикам помола чистых материалов.

Из цемента, полученного совместным помолом при степени наполнения 10...30% и имеющего

удельную поверхность 270 м²/кг, готовили пасты с В/Т = 0,27. Распływ паст на встряхивающем столике составлял 18,5 см. При таком же значении В/Т параллельно готовили пасты, в которых использовался наполненный цемент раздельного помола. Чистоклинкерный цемент в них также имел удельную поверхность 270 м²/кг, а кварцевый наполнитель размалывался до 180 и 270 м²/кг. В случае помола наполнителя до удельной поверхности 180 м²/кг распływ паст на встряхивающем столике достигал 19...21 см в зависимости от степени наполнения цемента. Образцы-балочки размером 40x40x160 мм, изготовленные из наполненных цементных паст, твердели 28 сут в воде при 20±2°С. Результаты испытания образцов на сжатие приведены в табл. 2.

Таблица 1

Материал		Время помола, мин, до удельной поверхности, м ² /кг				
Клинкер, %	Кварцевый песок, %	180	200	240	270	280
100	0	12,5	15,5	23,5	35,0	39,5
90	10	12,5	15,8	24,0	35,0	39,3
80	20	12,5	16,0	24,5	35,0	39,0
70	30	12,5	16,5	24,8	35,0	38,5
0	100	12,5	18,0	27,5	35,0	36,5

Таблица 2

Способ помола смешанного вяжущего	Удельная поверхность компонентов вяжущего, м ² /кг		Предел прочности при сжатии, МПа, цементных паст при степени наполнения цемента, % по массе		
	Цемент	Кварцевого наполнителя	10	20	30
Совместно	270	270	87,7	81,7	76,0
Раздельно	270	270	82,4	75,2	70,6
Раздельно	270	180	71,1	65,5	61,4

Таблица 3

Расход смешанного цемента, кг/м ³	Степень наполнения цемента, %	Совместный помол			Раздельный помол		
		Предел прочности при сжатии, МПа, бетонов в возрасте, сут					
		28	90	180	28	90	180
200	10	9,5	11,5	11,2	8,1	11,3	12,5
200	20	7,6	10,6	10,1	6,9	9,8	11,5
200	30	6,5	9,6	8,9	6,0	8,7	10,2
250	10	12,2	15,4	15,0	11,2	15,0	16,3
250	20	10,7	14,3	13,3	10,1	13,6	15,1
250	30	9,3	13,1	12,2	8,8	12,5	14,0
300	10	15,5	19,1	18,7	14,7	18,7	20,3
300	20	14,2	18,0	17,3	13,4	16,4	19,2
300	30	12,5	16,7	15,4	12,1	16,2	17,8

Наибольшую прочность при сжатии показали образцы, изготовленные из смешанного цемента совместного помола. При прочих равных условиях смешанный цемент раздельного помола с удельной поверхностью компонентов 270 м²/кг при В/Т = 0,27 позволил получить практически равноподвижные пасты, прочность при сжатии которых в возрасте 28 сут оказалась на 6...8 % ниже прочности образцов из цемента совместного помола, что подтверждает влияние совместного помола на процесс активации цемента. Применение цемента раздельного помола, в котором дисперсность цемента составляла 270 м²/кг, а дисперсность кварцевого наполнителя — 180 м²/кг, привело к снижению прочности при сжатии образцов из наполненных цементных паст по сравнению с составами из цемента совместного помола с дисперсностью 270 м²/кг на 19...20%.

Исследовано влияние способа помола цементного клинкера с кварцевым наполнителем на формирование прочности керамзитобетона при содержании смешанного цемента от 200 до 300 кг/м³. Сопоставлялись два варианта составов. Первый содержал цемент совместного помола с удельной поверх-

ностью компонентов вяжущего 270 м²/кг и степенью наполнения Н/(Н+Ц) 10...30%. Для второго варианта составов применяли цемент раздельного помола, полученный смешиванием чистоклинкерного цемента с удельной поверхностью 270 м²/кг и кварцевого наполнителя с удельной поверхностью 180 м²/кг при степени наполнения 10...30%. Составы бетонных смесей имели равную жесткость 10...20 с. Первые 90 сут образцы хранились во влажной среде (90±5%). В дальнейшем, до 180 сут, они находились в воздушно-сухих условиях лаборатории при влажности 50...60% и температуре 20±3°C. Результаты прочностных испытаний образцов керамзитобетона представлены в табл. 3.

В возрасте 28 сут керамзитобетон на цемента раздельного помола показал предел прочности при сжатии в среднем на 10% ниже, чем в случае применения цемента совместного помола при равной степени наполнения. К возрасту 90 сут прочность при сжатии всех составов повысилась почти на 30%. Образцы керамзитобетона на цемента совместного помола сохранили свое преимущество в прочности перед составами, приготовленными на цемента раздельного помола. Проведенный эксперимент свиде-

тельствует о положительном влиянии повышенной дисперсности кварцевого наполнителя и активации цемента при совместном помоле на формирование прочности керамзитобетона в заданных условиях.

Последующее хранение образцов керамзитобетона проходило в воздушно-сухих условиях лаборатории. Испытаниями установлено, что в возрасте 180 сут отсутствует прирост прочности бетонов на цемента совместного помола, а при степени наполнения цемента 30% наблюдается понижение прочности до 7% по сравнению с прочностью в возрасте 90 сут. Прочность бетонов на цемента раздельного помола продолжала нарастать. В итоге она на 12...15% превысила прочность при сжатии керамзитобетонов, изготовленных на цемента совместного помола.

Полученные результаты дают основание считать, что керамзитобетон на основе цемента совместного помола отличается более низкой воздухоустойчивостью, которая является следствием особенностей его структурообразования.

Таким образом, проведенные исследования позволяют сделать вывод о том, что энергозатраты на раздельный и совместный помол компонентов смешанного вяжущего равны. При одинаковой дисперсности компонентов смешанного вяжущего совместный помол обеспечивает активацию цемента и, как следствие, на 6...8% более высокие прочностные показатели равноподвижных цементных паст и бетонов. Преимущества в прочности композиционного материала, связанные с активацией цемента при совместном помоле с кварцевым наполнителем, с течением времени могут быть утрачены в условиях понижения влажности окружающей среды.

Д.Н.ЛАЗОВСКИЙ, канд. техн. наук, К.К.ГОЛУБЕВ, инж. (Полоцкий государственный ун-т),
Г.Н.СЕРЯКОВ, инж. (ПО "Полимир")

Влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры

При усилении железобетонных конструкций с нарушенной анкерровкой рабочей арматуры эффективно применение устройств с реализацией обжатия зоны анкеровки. Устройства с реализацией обжатия выполняются в виде предварительно напряженных обойм, обжимающих зону анкеровки усиливаемой конструкции с боковых сторон (рис.1,б).

Самоанкеривающиеся устройства применяются для конструкций с небольшой шириной сечения. При необходимости установки в растянутой зоне дополнительной арматуры выполняются сочетания устройств с реализацией обжатия с затяжками [1, 2].

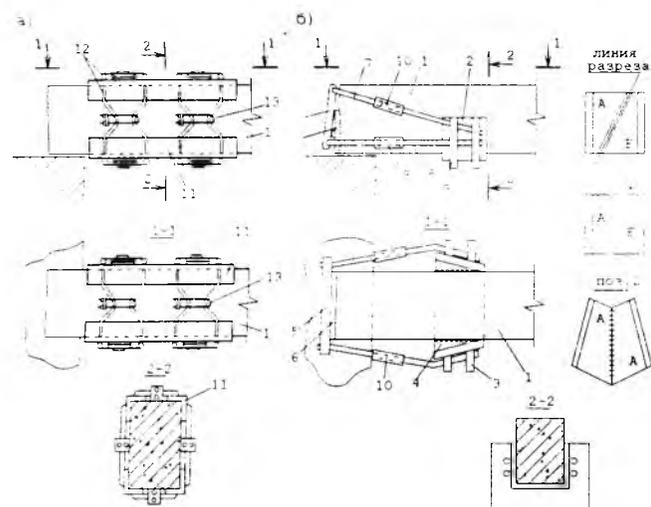


Рис. 1. Устройства с реализацией бокового обжатия

Для исследования влияния одноосного и двухосного поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры были запроектированы и изготовлены опытные бетонные образцы из тяжелого бетона классов В15, В20, В25 в виде кубов размерами 150x150x150 мм (12 шт.), призм 150x150x600 мм (24 шт.). В качестве выдергиваемого стержня, расположенного в центре опытных образцов, использовали арматуру диаметром 12 мм с периодическим профилем по ГОСТ 5781-82 (критерий Рема $f_R = 0.125$) и серповидным профилем по ТУ 14-2-635-85 ($f_R = 0.073$). Глубина

заделки арматуры в бетоне во всех образцах составляла $10d$, где d - номинальный диаметр арматурного стержня.

Выдергивание арматуры производили с помощью дырчатого гидравлического домкрата. При этом между бетоном образцов и упором домкрата устанавливали войлочные прокладки толщиной 30 мм. Нагрузку прикладывали ступенями по 250 кгс с выдержкой 5 минут на каждом этапе. Смещение стержня относительно бетона на свободном конце стержня измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм.

Образцы - кубы испытывали без предварительного обжатия.

Одноосные напряжения обжатия для образцов-призм создавали гидравлическим прессом с центрированием призм с помощью индикаторов часового типа, установленных на гранях. Степень одноосного обжатия варьировали в пределах $(0.08...0.55)R$, где R - прочность кубов бетона на сжатие. Двухосные напряжения обжатия опытных образцов в виде перекрещивающихся под прямым углом призм создавали в вертикальном направлении - гидравлическим прессом, в горизонтальном - с помощью пружинной установки (рис.2). Центрирование образцов с помощью индикаторов производили в обоих направлениях. Учитывая специфику усиления железобетонных конструкций обоймами, когда предварительное напряжение хомутов принимается по всем граням одинаковое, в эксперименте принимали $\sigma_{mx} = \sigma_{my}$. Степень обжатия варьировали в пределах $\sigma_m = (0.08...0.28)R$.

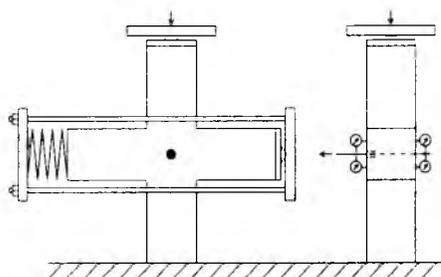


Рис. 2. Испытание опытных образцов на выдергивание арматуры при двухосном обжатии

Максимальное значение обжатия ограничивалось мощностью пружинной установки.

Разрушение опытных образцов без обжатия при выдергивании арматуры из бетона происходило: с арматурой периодического кольцевого профиля (ГОСТ 5781-82) с образованием трещин раскалывания; с арматурой серповидного профиля (ТУ 14-2-635-85) при наличии трещин раскалывания бетона образцов класса В15, и их отсутствии для бетона класса В20 и В25.

Опытные образцы-призмы с одноосным обжатием величиной $0,08R$ при выдергивании арматуры кольцевого профиля из бетона класса В15 и В20 разрушились при наличии трещин раскалывания. У остальных образцов с одноосным обжатием, а также у всех образцов с двухосным обжатием трещин раскалывания при разрушении не зафиксировано.

По опытным характеристикам сцепления в соответствии с рекомендациями [3] для образцов строили графики зависимости взаимного смещения q_0 от напряжений в арматуре σ_0 (рис.3).

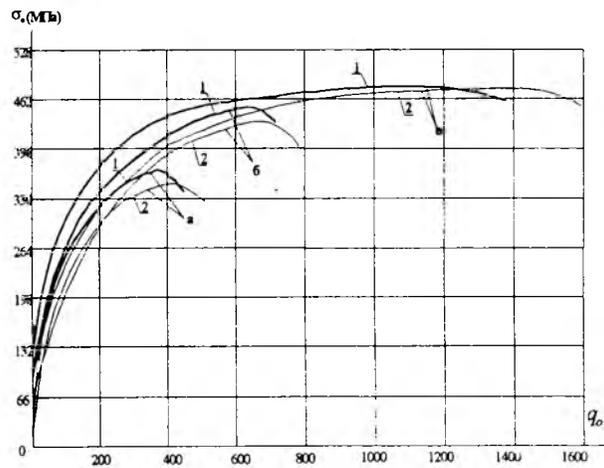


Рис. 3. Зависимость q_0 от σ_0 для опытных образцов из бетона класса В20

а — без обжатия; б — с одноосным обжатием, $\sigma_m = 0,28R$;
в — с двухосным обжатием, $\sigma_{mx} = \sigma_{my} = 0,28R$
1 — с арматурой кольцевого профиля; 2 — с арматурой серповидного профиля

Результаты испытаний показывают снижение прочности анкеровки (до 6%) и увеличение взаимного смещения (до 26%) арматуры серповидного профиля по сравнению с арматурой ГОСТовского профиля. Поперечное обжатие в большей мере повышает прочность анкеровки арматуры с кольцевым профилем по сравнению с серповидным. Это объясняется меньшим распором при выдергивании из бетона арматуры серповидного профиля.

Одноосное поперечное обжатие до величины $\sigma_m = 0,46R$ вызывает увеличение прочности ан-

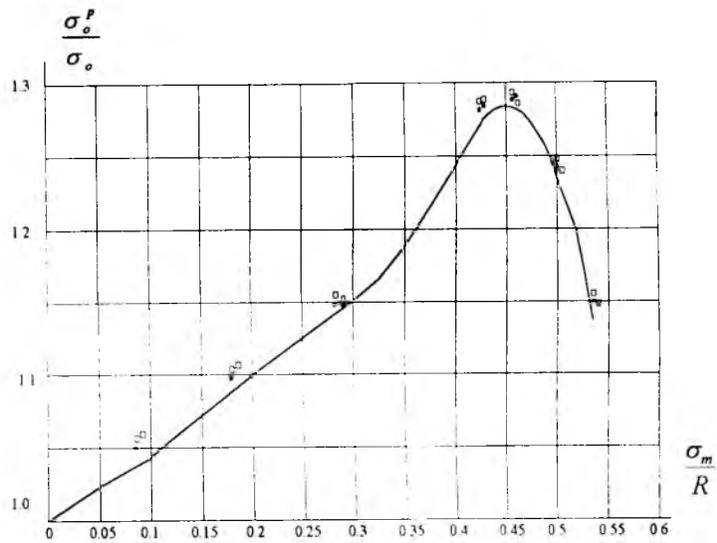


Рис. 4. Зависимость σ_0^p / σ_0 от σ_m / R для опытных образцов с одноосным обжатием:

● — с арматурой серповидного профиля;
□ — с арматурой кольцевого профиля

керовки арматуры в бетоне до 30%. Дальнейшее увеличение обжатия снижает его эффективность. Так при одноосном обжатии бетона $\sigma_m = 0,55R$ повышение прочности анкеровки составило в среднем 16,5% (рис. 4).

Двухосное поперечное обжатие при одинаковом уровне напряжения $\sigma_m = \sigma_{mx} = \sigma_{my}$ вызывает повышение прочности сцепления в большей мере чем одноосное. При $\sigma_m = 0,28R$ среднее значение σ_0^p / σ_0 для образцов с двухосным обжатием составило 1,26 (рис.5), а для образцов с од-

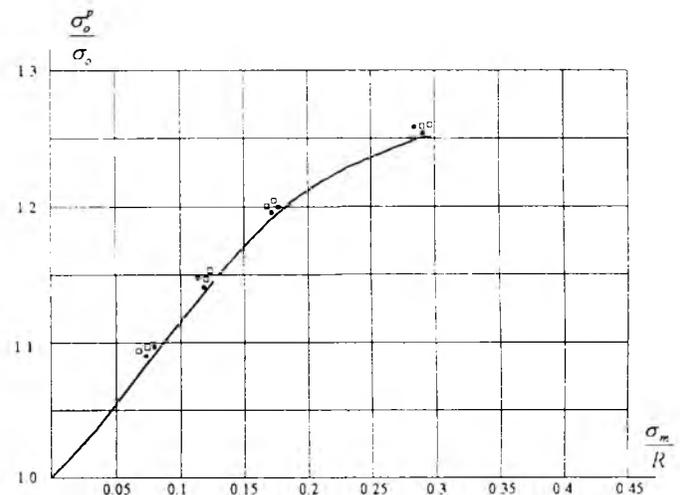


Рис. 5. Зависимость σ_0^p / σ_0 от σ_m / R для опытных образцов с двухосным обжатием

● — с арматурой серповидного профиля;
□ — с арматурой кольцевого профиля

ноосным обжатием среднее значение $\sigma_o^p / \sigma_o = 1.15$.

Поперечное обжатие увеличивает стадию III более или менее постоянного сопротивления схемы закона сцепления [3]. Влияние прочности бетона на степень повышения прочности анкеровки арматуры с бетоном при поперечном обжатии по результатам испытаний не зафиксировано.

В результате проведенного исследования предлагается зависимость для определения требуемой длины анкеровки арматуры железобетонной конструкции, усиленной устройствами с реализацией обжатия зоны анкеровки представлять в виде

$$l_{an} = \frac{1}{\gamma_{p,ad}} \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d \quad (1)$$

где $\gamma_{p,ad}$ - коэффициент, учитывающий повышение прочности сцепления арматуры при поперечном обжатии ее зоны анкеровки.

При четырехосном обжатии зоны анкеровки рабочей арматуры усиливаемой конструкции предварительно напряженной облойкой коэффициент $\gamma_{p,ad}$ определяется по формуле

$$\gamma_{p,ad} = 1 + 0.375 \left(1 - e^{-3.8 \frac{\sigma_m}{R}} \right) \quad (2)$$

где $\frac{\sigma_m}{R}$ - степень поперечного обжатия.

При двухосном обжатии зоны анкеровки самозанкеривающимися устройствами

$$\gamma_{p,ad} = 1 + 0.271 e^{-13.8 \left(\frac{\sigma_m}{R} - 0.46 \right)^2} \quad (3)$$

В ы в о д ы

В результате проведенного исследования предложены зависимости, учитывающие влияние поперечного обжатия на прочность анкеровки арматуры. Эти зависимости могут быть использованы при расчете усиления железобетонных конструкций с нарушенной анкеровкой рабочей арматуры.

Библиографический список

1. Лазовский Д.Н., Авдошка А.В. Усиление балок с нарушенной анкеровкой арматуры // Бетон и железобетон. - 1993. - N2. - С. 7-9.
2. Лазовский Д.Н., Масленников С.Д., Серяков Г.Н. Усиление сборного железобетонного перекрытия с заменой плит // Промышленное и гражданское строительство. - 1992. - N8. - С.9-10.
3. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. - М.: Стройиздат, 1981. - 184с.

Новая международная научно-техническая общественная организация по бетону и железобетону

До настоящего времени ведущими международными организациями по бетону и железобетону являются Федерация по предварительному железобетону (ФИП) и Евро-Международный комитет по бетону (ЕКБ). Эти организации дополняли друг друга, однако их раздельное существование не всегда способствовало оптимальному решению отдельных научно-технических проблем. Российские ученые еще в семидесятых годах выдвинули идею слияния ФИП и ЕКБ; постепенно это предложение приобретало все больше сторонников, и наконец было принято решение о слиянии, к которому тщательно готовились последние три года. В результате в 1998 г. появится новая организация под названием "Международная Федерация по бетону" (ФИБ), а ФИП и ЕКБ перестанут существовать. Штаб-квартира ФИБ будет находиться в Лозанне (Швейцария).

Предусматривается в максимальной степени сохранить действующие технические комиссии и рабочие группы ФИП и ЕКБ.

Последний XIII конгресс ФИП состоится в Амстердаме (Нидерланды) в период 23-28 мая 1998 г. Программа конгресса весьма обширна и предусматривает 30 научно-технических сессий по различным вопросам развития бетона и железобетона, выставку, показ технических фильмов; посещение строящихся объектов. На сессиях будут рассмотрены следующие вопросы:

- ✓ развитие и применение современных материалов
- ✓ повторно используемые материалы
- ✓ автоматизация изготовления и возведения
- ✓ заводское производство

- ✓ мосты
- ✓ туннели и подземные сооружения
- ✓ морские сооружения
- ✓ другие сооружения
- ✓ сейсмостойкость сооружений
- ✓ оценка состояния и улучшение сооружений
- ✓ крупномасштабные испытания
- ✓ защита от аварий и катастроф
- ✓ долговечность сооружений
- ✓ надежность сооружений
- ✓ финансирование новых проектов
- ✓ компьютеризация
- ✓ образование

Предусмотрены обзорные доклады технических комиссий федерации и национальных групп. После окончания работы конгресса желающие могут принять участие в одном из четырех запланированных туров: Дания и Копенгаген, Берлин, Брюссель и Париж, Нидерланды.

В период работы конгресса будет официально осуществлено рождение новой международной научно-технической организации по бетону и железобетону ФИБ.

Более подробные сведения о XIII конгрессе ФИП можно получить в НИИЖБ по телефону 170-52-42.

К.В. Михайлов

Метод определения динамических пределов прочности бетона

Предлагается математическая модель и методика ее практического использования, предназначенные для определения динамических пределов прочности бетона при действии внешних динамических (ударных) нагрузок, продолжительность которых исчисляется десятками и сотыми долями секунды. Из экспериментальных данных [1,2] следует, что прочность бетона при таких нагрузках существенно превышает ее значения, найденные в условиях стандартных испытаний, продолжительность которых исчисляется минутами.

Повышенная ударная прочность обычно связывается с проявлением мгновенных внутренних сил вязкого сопротивления материала, непосредственно воспринимающих внешнее воздействие и тормозящих развитие деформаций бетона, являющихся физической причиной его разрушения.

С целью получения достаточно простых по своей структуре расчетных формул и зависимостей, определяющих прочность бетона при динамических нагрузках, в настоящей работе использована простейшая математическая модель процессов его деформирования во времени и разрушения, позволяющая, однако, учитывать их основные особенности и результаты соответствующих экспериментальных исследований.

Изучается динамическая прочность конструктивного элемента бетона, находящегося в условиях однородного сложного (трехосного) напряженного состояния, характеризующегося величиной интенсивности напряжений T ; деформированное состояние материала характеризуется величиной интенсивности деформаций Γ и ее производной по времени $\dot{\Gamma}$.

На рис. 1 представлена схема, интерпретирующая используемую математическую модель деформирования бетона при действии кратковременных динамических нагрузок. Она состоит из параллельно соединенных элементов А и Б, первый из которых описывается деформационной теорией пластичности бетона [3], константы которой - предельные значения интенсивности касательных напряжений T_s , интенсивности деформаций сдвига Γ_s и величина начального модуля сдвига G_0 (при $T \rightarrow 0$) определяются из стандартных (не кратковременных)

испытаний, соответствующих заданному виду сложного напряженного состояния.

На рис.2 представлено семейство зависимостей $T=T(\Gamma)$, отвечающих различным значениям параметра $\lambda=f \cdot \sigma/T$, где $\sigma=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$ - среднее напряжение, коэффициент $f \approx 5$; при этом $T_s=T_c \cdot k(\lambda)$, $k(\lambda)=\lambda/2 + [(\lambda^2/4)+1]^{0.5}$, T_c - предельное значение T при обобщенном чистом сдвиге ($\sigma=0$). Согласно [3], для элемента А:

$$T_A = T(\Gamma) = 2T_s \left[1 - \left(\frac{\Gamma}{2\Gamma_s} \right) \right] \frac{\Gamma}{\Gamma_s}, \quad (1)$$

а значения T_s и Γ_s связаны между собой соотношением $\Gamma_s = 2 \cdot T_s / G_0$.

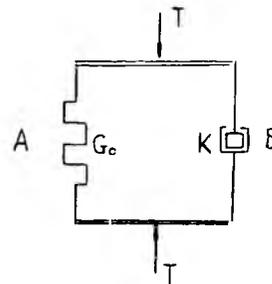


Рис. 1. Интерпретация модели деформирования бетона

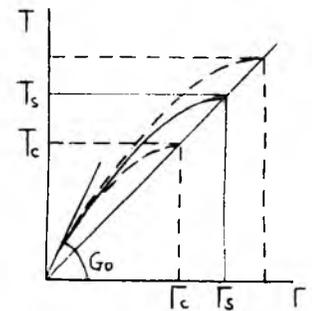


Рис. 2. Семейство деформационных физических зависимостей для бетона

Чисто вязкий (ньютоновский) элемент Б характеризуется константой K - модулем вязкого сопротивления:

$$T_B = K \frac{d\Gamma}{dt}. \quad (2)$$

При воздействии на конструктивный элемент интенсивности напряжений $T=const$ эффективная работа элемента Б заканчивается при весьма малых значениях времени t (отсчитываемого с момента приложения динамических напряжений), имеющих порядок десятых долей секунды. Однако за этот отрезок времени вязкий элемент Б способствует торможению развития деформаций, инициируемых в элементе А.

Согласно принятой модели

$$\Gamma_A = \Gamma_B = \Gamma, T = T_A + T_B. \quad (3)$$

Вводя обозначения

$$\varphi = \frac{T}{T_s}; \gamma = \frac{\Gamma}{\Gamma_s}; \omega = \frac{G_0}{K}; \xi = \omega t,$$

зависимости (1)-(3) определяют

$$\frac{d\gamma}{d\xi} + \gamma - \frac{1}{2}\gamma^2 = \frac{\varphi}{2}. \quad (4)$$

Уравнение (4) представляет собой нелинейное дифференциальное уравнение Риккати, общее решение которого при начальном условии $\xi=0, \gamma=0$ записывается в форме: при $\varphi < 1$

$$\gamma = \frac{\varphi}{1 + \sqrt{1 - \varphi} \cdot \text{cth} \sqrt{1 - \varphi} \cdot \xi / 2}; \quad (5)$$

$$\text{при } \varphi = 1, \gamma = 1 - \frac{1}{1 + \xi / 2}; \quad (6)$$

при $\varphi > 1$ -

$$\gamma = \frac{\varphi}{1 + \sqrt{\varphi - 1} \cdot \text{ctg} \sqrt{\varphi - 1} \cdot \xi / 2}. \quad (7)$$

Случай 1 ($T < T_s$) при $\xi \rightarrow \infty$ определяет $\gamma = 1 - \sqrt{1 - \varphi}$, что следует также из (1). Случай 2 ($T = T_s$) при $\xi \rightarrow \infty$ определяет $\gamma = 1$, что соответствует предельной точке $\Gamma = \Gamma_s$.

Нас будет интересовать, главным образом, случай 3 ($T > T_s$), из рассмотрения которого можно установить зависимость между динамическим пределом прочности $\Gamma = \Gamma_\delta$ и предельно допустимым временем этого воздействия $t = t_\delta = \xi_\delta / \omega$.

Используя деформационный критерий предельного состояния: $\gamma = 1$ ($\Gamma = \Gamma_s$), и разрешая (7) относительно $\xi = \xi_\delta$, найдем:

$$\xi_\delta = \frac{2 \arccos \sqrt{\varphi_\delta - 1}}{\sqrt{\varphi_\delta - 1}} = \Phi(\varphi_\delta), \quad (8)$$

где $\varphi_\delta = T_\delta / T_s$.

В зависимость (8), устанавливающую связь между φ_δ и t_δ входит параметр ω , величина которого определяется для того или иного класса бетона экспериментальным путем - из ограниченного числа одноосных динамических испытаний. Из рассмотрения имеющихся в настоящее время опытных данных для тяжелых бетонов следует, что среднее значение этого параметра может быть принято равным $\omega = \pi \cdot 10^2 \approx 314 \text{ с}^{-1}$.

На рис.3 в системе координат t_δ, φ_δ представлена зависимость (8) при данном значении ω . При продолжительности динамического воздействия $t_\delta = 10^{-2} \text{ с}$ коэффициент $\varphi_\delta = 1,40$, т.е. динамический

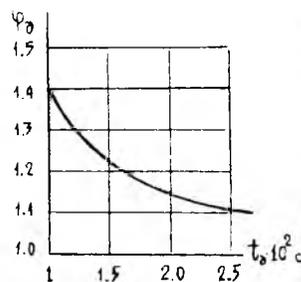


Рис. 3. Зависимость динамического предела прочности от времени действия нагрузки

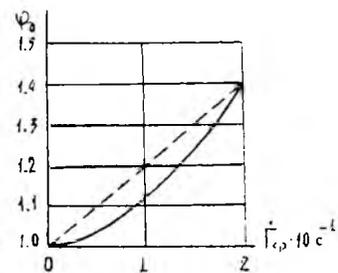


Рис. 4. Зависимость динамического предела прочности от средней скорости деформаций

предел прочности бетона на 40 % превышает его статический предел прочности T_s .

На основании (8) можно установить также зависимость между φ_δ и $\dot{\Gamma}_{cp} = \Gamma_s / t_\delta$ - средней скоростью деформаций в интервале времени $0 \div t_\delta$. Очевидно, что

$$\dot{\Gamma}_{cp} = \frac{\omega \Gamma_s}{\Phi(\varphi_\delta)}. \quad (9)$$

На рис.4 в системе координат $\dot{\Gamma}_{cp}, \varphi_\delta$ сплошной линией представлена зависимость (9) для случая одноосного сжимающего динамического воздействия, построенная для значений $\omega = 314 \text{ с}^{-1}$, $\Gamma_s = 2 \cdot 10^3$. Пунктиром изображена ее линейная аппроксимация в диапазоне $\dot{\Gamma}_{cp} = 0 \div 2 \cdot 10^4$:

$$\varphi_\delta = 1 + 2 \dot{\Gamma}_{cp} \quad (10)$$

Механическая схема модели материала, не включающая в себя элемента Б, и состоящая из элемента А, последовательно соединенного с упруговязким элементом Кельвина-Фойгта, была использована ранее в работе [4] для определения лишь длительной прочности бетона при действии статических нагрузок.

Библиографический список

1. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. *Расчет железобетонных конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок* М.:Стройиздат, -1964.
2. Баженов Ю.М. *Бетон при динамическом нагружении.* : Стройиздат, -1970.
3. Гениев Г.А. *Вариант деформационной теории пластичности бетона* // Бетон и железобетон. -1969- № 2.
4. Гениев Г.А. *Практический метод расчета длительной прочности бетона* // Бетон и железобетон. -1995. -№ 4.

Реологическая модель деформирования бетона

Сущность рассматриваемой проблемы состоит в выявлении закономерностей внутренних процессов, происходящих в бетоне на различных стадиях напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, и обоснований выражений для различных нагрузений, зависящие от времени. Дальнейшее совершенствование методов расчета железобетонных конструкций крайне затруднено из-за недостатка физико-механических моделей деформирования бетона, адекватно и с единых позиций отражающих многообразие его поведения.

Очевидно, что описание реального поведения бетона возможно лишь при учете особенностей его структуры. Важным шагом в этом направлении явилась работа [1], в которой предложена упруго-вязко-хрупкая модель бетона, принципиальной особенностью которой явился учет изменений, связанных с пересечением пор и капилляров развивающимися трещинами. Показано качественное соответствие модели реальной работе бетона при различных видах нагружения и разгрузки, однако влияние жидко-газовой фазы учтено лишь обобщенно, без определения реальных параметров вязкости. В настоящей работе приведено определение этих параметров на основе указанной выше модели и экспериментальных данных работы [2]. Такой подход позволяет полностью нормировать все параметры модели. Предложенная усовершенствованная модель отражает также процесс массопереноса при деформировании бетона.

Исходная реологическая модель деформирования бетона построена на следующих концепциях:

1. Бетон рассматривается как капиллярно-пористое тело с иерархической системой строения. Наиболее важным элементом этой системы являются капилляры, содержащие воду и водяные пары. Массоперенос в них происходит вследствие разностей потенциалов и различных градиентов, возникающих в системе.
2. Прорастающие в цементную матрицу трещины пересекают поры и капилляры, способствуя выдавливанию влаги из пор. В зависимости от ширины раскрытия образовавшиеся микротрещины могут интенсифицировать удаление влаги из пор [3,4].
3. Вязкий параметр свойств бетона имеет комплексную характеристику, слагающуюся из вязкости тоберморитового геля, вязкости свободной и связанной воды. Последние зависят от распределения объемов пор по их радиусам. Кроме того, адсорбированная вода, проникая в тоберморитовые пластинки, армирует их.

В отличие от известных моделей бетона, предлагаемая модель (рис.1) имеет в цилиндре отверстие, закрытое клапаном. В зависимости от уровня напряжений клапан раскрывается на определенную величину, происходит выдавливание соответствующего количества влаги. Количество вытесненной влаги через отверстия будут пропорциональны значениям их вязкостей (b_1, b_2, b_3).

Проанализируем основные расчетные зависимости реологического уравнения деформирования бетона для различных уровней нагружения. При динамических нагружениях жидкость ведет себя как несжимаемая, и предельные напряжения могут поддерживаться только в течение короткого промежутка времени. При постоянном напряжении деформации растут во времени, пока не достигнут предельной величины (рис.2).

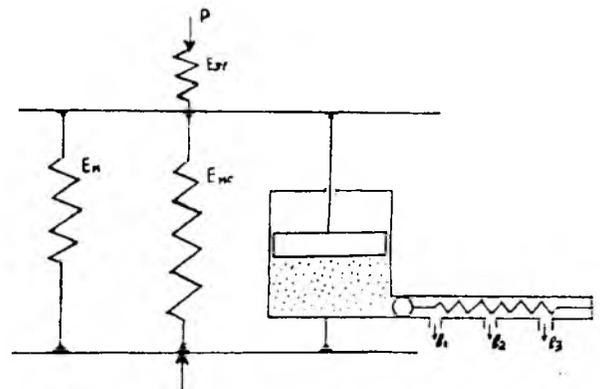


Рис. 1. Реологическая модель бетона при осевом сжатии

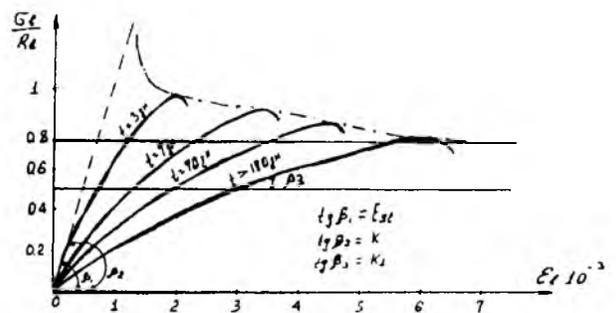


Рис. 2. Диаграмма $\sigma_\epsilon / R_\epsilon - \epsilon_\epsilon$ при различной длительности нагружения бетона

Диапазон 1. ($\sigma_b \leq 0,5R_b$)

Закон деформирования модели описывается следующим уравнением равновесия:

$$\sigma_b = E_m \varepsilon_1 + b_1 \dot{\varepsilon}_1 \quad (1)$$

Решение для стадии выдержки под нагрузкой ($\sigma_b = \sigma_0 = \text{const}$)

$$\varepsilon_1 = (\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_m) \exp(- E_m (t - \tau_1) / b_1) + \sigma_0 / E_m \quad (2)$$

$$\varepsilon_2 = \sigma_0 t / E_m \tau_1 \quad (3)$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (4)$$

Из уравнения (2) можно определить параметр вязкости b_1 :

$$b_1 = - E_m (t - \tau_1) / \ln[(\varepsilon_1 - \sigma_0 / E_m) / (\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_m)] \quad (5)$$

После разгрузки дальнейшее восстановление деформации имеет место вследствие деформаций вязкого элемента под действием усилия в матрице верхнего элемента. Соответствующее уравнение имеет вид:

$$E_m \varepsilon_1 + b_1 \dot{\varepsilon}_1 = 0 \quad (6)$$

Его решение

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1(\tau_2) \exp(- E_m (t - \tau_2) / b_1) \quad (7)$$

Параметр вязкости в этом случае определится

$$b_1 = - E_m (t - \tau_2) / \ln[\varepsilon_1 / \varepsilon_1(\tau_2)] \quad (8)$$

Диапазон 2. ($0,5 \leq \sigma_b \leq 0,75R_b$)

При этом уровне напряжений образование и развитие микротрещин сопровождается сложным процессом истечения жидкости из капилляров и пор. Разность потенциалов массопереноса пропорциональна напряжению в бетоне, а для механической модели - скорости падения жидкости в вязком элементе, если увеличение площади створок клапана линейно связано с увеличением площади трещин, что было подтверждено результатами опытов.

Уравнение равновесия при выдержке под нагрузкой:

$$\varepsilon_1 = [\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_{mc} + 0,67R_b(E_m - E_{mc}) / E_m E_{mc}] \exp - E_{mc}(t - \tau_1) / b_2 + \sigma_0 / E_{mc} - 0,67R_b(E_m - E_{mc}) / E_m E_{mc} \quad (9)$$

Обозначим через

$$C = 0,67R_b(E_m - E_{mc}) / E_m E_{mc}$$

$$\varepsilon_1 = (\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C) \exp - E_{mc}(t - \tau_1) / b_2 + \sigma_0 / E_{mc} - C$$

$$(\varepsilon_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C) / (\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C) = \exp - E_{mc}(t - \tau_1) / b_2$$

После логарифмирования

$$\ln[(\varepsilon_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C) / (\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C)] = - E_{mc}(t - \tau_1) / b_2$$

получим значение b_2

$$b_2 = - E_{mc} (t - \tau_1) / \ln[(\varepsilon_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C) / (\bar{\varepsilon}_1 - \sigma_0 / E_{mc} + C)] \quad (10)$$

Диапазон 3. ($\sigma_b > R_b$)

Уравнение равновесия имеет вид

$$\sigma_b = b_3 \dot{\varepsilon}_1 - E_{a1} \varepsilon_2 \quad (11)$$

Для стадии выдержки под нагрузкой

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1(t_3) + \sigma_0 (t - t_3) / b_3, \quad (12)$$

где t_3 - время достижения конца стадии нагружения, откуда

$$b_3 = \sigma_0 (t - t_3) / (\varepsilon_1 - \varepsilon_1(t_3)) \quad (13)$$

Во всех приведенных формулах E_{a1} - характеризует сопротивление бетона: $E_{a1} = E_b$;

E_m - жесткость цементной матрицы без трещин: $E_m = K E_{a1} / (E_{a1} - K)$; E_{mc} - характеризует жесткость матрицы с трещинами: $E_{mc} = K_1 E_{a1} / (E_{a1} - K_1)$.

Здесь K - параметр общей жесткости образца, K_1 - параметр общей жесткости образца с трещинами.

Для определения параметров вязкости используем опытные данные [2] для бетона класса В-40: $R_b = 22$ МПа, $E_{a1} = 3,6 \cdot 10^4$ МПа, $K = 1,732$; $K_1 = 0,364$; $t = 70$ сут $\approx 6 \cdot 10^6$ сек, углы наклона секущих $\beta_1 = 80^\circ$, $\beta_2 = 60^\circ$, $\beta_3 = 20^\circ$.

Для диапазонов нагружения

$$\sigma_b / R_b = 0,5; \quad \sigma_b / R_b = 0,75; \quad \sigma_b / R_b = 0,82$$

численные значения параметров вязкости, определенные по формулам (8), (10), (13) будут соответственно равны:

$$b_1 = 4,40 \cdot 10^{16} \text{ Пз}, \quad b_2 = 2,64 \cdot 10^{16} \text{ Пз}, \quad b_3 = 1,67 \cdot 10^{16} \text{ Пз}.$$

График зависимости параметра вязкости от уровня напряжений для бетона класса В-40 показан на рис.3.

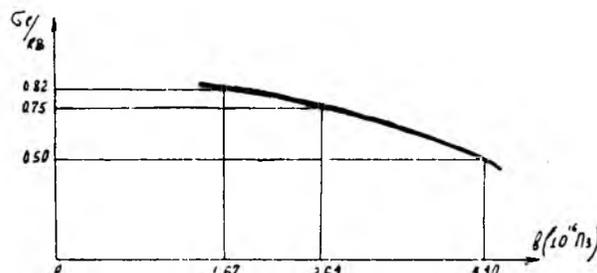


Рис. 3. Диаграмма "коэффициент вязкости — уровень напряжений"

Для уровней нагружений $\sigma_b / R_b = 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ и возрастов бетона:

$$t = 3 \text{ сут} \approx 0,26 \cdot 10^6 \text{ сек}; \quad t = 7 \text{ сут} \approx 0,60 \cdot 10^6 \text{ сек};$$

$$t = 70 \text{ сут} \approx 6 \cdot 10^6 \text{ сек}; \quad t = 170 \text{ сут} \approx 14,7 \cdot 10^6 \text{ сек}$$

определим численные значения параметров вязкости b_i (10^{16} Пз), значения которых приведены в таблице.

σ_b / R_b	до 3 дн.	до 7 дн.	до 70 дн.	> 170 дн.
0,2	4,42	21,14	55,02	93,62
0,4	3,41	19,01	48,90	33,05
0,6	2,29	12,33	33,03	66,03
0,8	1,14	7,51	19,12	40,60

Результаты настоящей работы доказывают о большом влиянии содержания и распределения жидко-газовой фазы на деформирование бетона. Единая реологическая концепция, утверждающая на основании опытов независимость общей закономерности процесса деформирования от отрезка времени, устраняет искусственно созданные различия между теорией кратковременных и длительных процессов. До сих пор расчеты на эти воздействия основаны на разных подходах [5,6]. Предлагаемая модель создает возможность универсального подхода составления уравнений состояния в алгебраической форме для описания напряженно - деформированного состояния железобетонных конструкций как при кратковременных, так и при длительных воздействиях с учетом физических процессов, происходящих в бетоне.

Библиографический список

1. Забегаев А.В. К построению общей модели деформирования бетона. Бетон и железобетон. № 6, 1994. с.23-26.
2. Rüh, Hubert: "Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete", ACY Journal, vol. 57, pp. 1-28, July 1960.
3. Забегаев А. В., Тамразян А. Г. О влиянии внутренней влаги на деформативность бетона. Бетон и железобетон. № 1, 1997. с. 21-24
4. Rossi P. Influence of cracking in the presence of free water on the mechanical behaviour of concrete. Magazin of Concrete Research. 1991 -43 -N 154. 53 -57.
5. СНиП 2.03.01 - 84. Бетонные и железобетонные конструкции.- М.- 1985.
6. Eurocode 2. Concrete Structures. Draft. 1992. 153P.

НИИЖБ

ПОСТАВЛЯЕТ формовочное и бетоносмесительное оборудование, в том числе формовочные комплексы для производства мелкоштучных бетонных и железобетонных изделий:

- ❖ вибропрессы (полуавтоматы, автоматы), установки роликового формования
- ❖ бетоносмесители принудительного действия с вертикальным валом вместимостью по загрузке до 350 л
- ❖ оснастку для изготовления изделий различных видов

ОСУЩЕСТВЛЯЕТ:

- ❖ проектные, монтажные и пусконаладочные работы
- ❖ предпродажную подготовку оборудования
- ❖ демонстрацию формовочных комплексов и технологических линий в работе
- ❖ разработку технологической документации и бетоноведческие исследования
- ❖ продажу сертифицированных мелкоштучных бетонных и железобетонных изделий, изготавливаемых на опытно-экспериментальной базе института: тротуарную плитку разного цвета, размера (в том числе "брусчатку"), газонный камень, блоки стеновые (в том числе утепленные), кольца железобетонные и т.п.
- ❖ доставку изделий в пределах Московской области
- ❖ консультации по общестроительным работам

РАЗРАБАТЫВАЕТ:

- ❖ нормативно-конструкторскую и техническую документацию, рабочие чертежи оборудования и оснастки, технические условия на изделия, проводит сертификацию

*Научный производственно-технологический центр НИИЖБа
т/ф 174-7802, т. 174-7204*

Экспертиза зданий после пожара с использованием метода научного прогнозирования

При проведении технической экспертизы зданий, поврежденных пожаром, обычно используются традиционные методы визуального и инструментального обследования строительных конструкций. Однако пожары, как один из видов стихийных воздействий, являются неконтролируемыми процессами горения, включающими ряд вероятностных событий и зависящими от множества факторов, последствия от которых носят разнообразный и неадекватный характер. Нередки ситуации, когда доступ к поврежденным конструкциям затруднен или невозможен, а оценка их состояния требуется безотлагательная. В такой обстановке наиболее обоснованно применяется метод научного прогнозирования состояния строительных конструкций, для использования которого полный доступ к конструкциям необязателен. Кроме того, прогноз состояния конструкции после пожара может применяться на начальном этапе полной технической экспертизы объекта, позволяя воссоздать предварительную картину пожара и сценарий распространения огня по конструкциям.

Наиболее важным фактором научного прогнозирования является достоверная оценка максимального числа вероятностных событий в каждом конкретном случае и сравнение ее с экспериментально-теоретическими данными исследований температурных воздействий на железобетонные конструкции. Большую роль при этом играет использование накопленного ранее банка данных по экспертизам зданий и сооружений различного назначения после пожаров.

Проиллюстрируем вышесказанное на практических примерах.

Пожар, возникший в производственном корпусе автомобильного завода площадью 420 тыс. м², длился около 16 ч. Температура

огневого воздействия достигала 500–700°С. Основная масса металлических несущих строительных конструкций (балки, фермы, колонны) получила значительные повреждения или обрушилась. Ограждающие стеновые конструкции из железобетонных навесных стеновых панелей по металлическим колоннам, расположенных на фасадах ленточными рядами, подверглись непосредственному огневому воздействию или воздействию теплового потока. В результате этого панели получили различного рода повреждения, а некоторая часть из них обрушилась с фасадов здания. Возник вопрос о возможности использования для дальнейшей эксплуатации стеновых панелей, оставшихся на фасаде корпуса.

Стеновые керамзитобетонные панели серии 3200 представляли собой плоскую конструкцию с наружными и внутренними фактурными слоями из цементно-песчаного раствора. Они предназначены для административно-бытовых зданий, имеют длину 6,0 и 6,3 м и толщину 250 мм. Панели армированы каркасами из стали класса А-I, А-III и В-1. Закладные детали выполнены из прокатной стали марки Вк СтЗкп.

При визуальном осмотре и инструментальном обследовании обрушившихся панелей были обнаружены типичные повреждения следующего характера: температурно-усадочные трещины на поверхности внутреннего слоя цементно-песчаного раствора; локальные участки нарушения сцепления арматуры с бетоном по наружным граням панелей; повреждение целостности и разрыхление структуры внутреннего цементно-песчаного слоя, ведущее к нарушению сцепления этого слоя с внутренним керамзитобетонным слоем стеновой панели в виде отслоения. Кроме того, было выявлено снижение прочности внутреннего цементно-песчаного слоя до

40–50%. Наружный фактурный и средний керамзитобетонный слой сохранили свои проектные прочностные характеристики.

Арматура этих конструкций от пожара не пострадала и сохранила свои физико-механические параметры, несмотря на имеющие место локальные участки повреждения защитного слоя цементно-песчаного раствора. Анализ полученных прочностных характеристик и структуры материалов, входящих в состав конструкции панелей, позволил спрогнозировать критическое снижение анкерующей способности закладных деталей, а также сделать вывод о невозможности дальнейшей эксплуатации стеновых панелей, сохранившихся на фасадах здания. В процессе восстановительных работ при демонтаже стеновых панелей вывод экспертизы был подтвержден тем, что панели обрушились вниз, затрудняя обеспечение мер безопасности при производстве работ. Происходило полное нарушение анкеровки закладных деталей и расслоение панелей по толщине, что подтвердило прогноз их состояния на этапе экспертизы.

Следующий пример проведения экспертизы железобетонных конструкций с использованием метода научного прогноза относится к начальной стадии полного технического обследования объекта после пожара в случае, когда доступ к конструкциям невозможен, а предварительный сценарий повреждений и мероприятий по обеспечению безопасности проведения работ необходимы в дальнейшем. Этот случай относится к пожару, который произошел в апреле 1993 г. на заводе двигателей КамАЗ в г. Набережные Челны. Высокотемпературному воздействию подверглись не только наземные конструкции, но и подземные магистральные тоннели, в которых располагались емко-

сти с маслом и смазочно-охлаждающей жидкостью общим объемом около 2000 м³. Борьба с горением в подземной части продолжалась около четырех дней.

Два магистральных тоннеля, выполненных в железобетонных конструкциях, имели длину 1160 м, сечение в виде трехпролетной рамы с пролетами 5,8х6,0х5,8 м, с высотами помещений около 8 м. Сложность проведения полного технического обследования железобетонных конструкций заключалась в том, что внутреннее пространство в тоннелях было завалено деформированными металлоконструкциями трубопроводов, оборудования и различных коммуникаций, а также затоплено водой при пожаротушении. Кроме того, в тоннелях скопились угарные газы и не было освещения. Масштабы аварии были неопределенными, доступ к конструкциям исключен, а решения по ликвидации последствий и обеспечению мер безопасности при разборке завалов требовалось принять незамедлительно.

На начальном этапе полного технического обследования был применен метод научного прогноза. Он основывался на оценке и анализе множества факторов, включающих длительность пожара, возможную огневую нагрузку, размеры и конфигурацию внутренних подземных помещений по проектной документации, виды и типы железобетонных конструкций, температуру пожара внутри помещений по косвенным признакам и т.п. Вместе с этим были использованы экспериментальные данные, полученные при огневых испытаниях железобетонных конструкций с исследованием прогрева бетона на основе фактической длительности и температуры пожара с оценкой изменения физико-механических свойств бетона.

Результатом начального этапа технической экспертизы явилась карта-схема прогноза состояния железобетонных конструкций, составленная на основе плана подземных тоннелей корпуса. Она содержала сведения о различных степенях повреждений основных несущих конструкций с разделением их по зонам для соблюдения соответствующих мер безопасности при

разборке завалов и демонтаже оборудования, а также с указанием зон детального обследования конструкций и наиболее опасных участков.

Кроме карты-схемы повреждений, были сделаны первые заключения по детальному обследованию состояния железобетонных конструкций «зеленых зон», т.е. тех зон, где железобетонные конструкции не имели значительных повреждений и допускались нагрузки на конструкции перекрытия в пределах их проектных значений. Были также выданы рекомендации по восстановлению этих зон, что значительно ускорило весь восстановительный период и сэкономило материальные затраты. Необходимо отметить, что первый этап экспертизы был проведен в кратчайшие сроки — в течение двух недель, параллельно мероприятиям по устройству вентиляции, освещения и по откачке воды.

Все работы по экспертизе железобетонных конструкций тоннелей проводились специалистами НИИЖБа, имеющими обширный опыт в области обследований зданий и сооружений после пожара, что послужило залогом оперативности и достоверности принятых решений.

При использовании метода научного прогнозирования правомерен вопрос о степени достоверности результатов экспертизы. Здесь необходимо отметить, что основным критерием достоверности научного прогнозирования технического состояния конструкций после пожара является опыт и квалификация эксперта. На практике нередки случаи принятия необоснованно перестраховочных решений, которые ведут к большим материальным издержкам, но не являются залогом обеспечения безопасной эксплуатации объекта в дальнейшем.

Выполнение качественной технической экспертизы с использованием прогнозирования доступно небольшому кругу специалистов. В основном это специалисты научно-исследовательских институтов, которые имеют большие объемы работ по части экспериментальных и теоретических исследований и обширный банк данных в области экспертизы.

Для повышения степени достоверности метода прогнозирования в настоящее время ведутся работы по созданию компьютерных программ в области экспертизы зданий и сооружений после пожара. Они включают усовершенствование методики оценки состояния конструкций, сводящей к минимуму влияние субъективного фактора на результаты экспертизы. Научный прогноз является составной частью алгоритмов компьютерных программ, основанных на неразрушающих методах определения прочностных характеристик материалов конструкций и поверочных расчетов фактической длительности пожаров, максимальной температуры нагрева и остаточной несущей способности железобетонных элементов.

Специалистами лаборатории огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций НИИЖБа накоплен большой опыт и обширный банк данных в области экспертизы зданий и сооружений различного назначения после пожаров. Наглядными примерами оперативных технических рекомендаций могут служить такие объекты, как здание Белого дома (ныне Дома Правительства РФ), автомобильный завод КамАЗ, концертно-спортивный комплекс в Ереване, храм Нигулиста в Таллине, Рязанский нефтеперерабатывающий завод, Троице-Сергиева Лавра. Здесь инженерные обследования после пожаров выполнялись в предельно сжатые сроки и дали большую экономию материальных ресурсов, обеспечивая оптимальность принятых решений.

Наряду с традиционными методами инженерного обследования и оценки состояния железобетонных конструкций после пожара ведутся разработки и внедрение нового метода экспертной оценки состояния конструкций после пожара с применением компьютерной техники. Он позволит повысить качество, сократить сроки экспертизы, сделать ее доступной большинству инженеров-строителей. Создается целый комплекс программ для различных типов железобетонных конструкций, представляющий практический интерес для широкого круга экспертов.

Физико-механические основы долговечности бетона и железобетона

Общепринятое понятие о прочности материалов и конструкций из них подверглось переосмыслению и не может быть рассмотрено без привлечения прямо противоположного понятия — разрушение. Причем разрушение — это не мгновенный акт нарушения сплошности, наступающий в момент перехода через критическое напряжение, а растянутый во времени процесс непрерывного зарождения макроразрушения в высокоградиентных полях напряжений и деформаций, возникающих у растущих трещин. Тогда под прочностью конструкции здания или сооружения понимается ее способность противостоять не воздействиям определенной интенсивности, а разрушению в течение всего периода эксплуатации и при различных режимах внешнего нагружения.

Прогнозирование разрушения призвано решить две задачи: 1 — оценить на стадии проектирования конструкции долговечность используемых материалов при задаваемых условиях эксплуатации или подобрать материал с определенными свойствами из условия заданного срока эксплуатации конструкции; 2 — установить момент времени разрушения конструкции, т.е. ее ресурс долговечности, либо определить вероятность разрушения в некотором временном интервале при отсутствии информации о предыстории нагружения.

Достоверный прогноз долговечности конструкций связан с количественным анализом процесса разрушения, который учитывает вклад технологических, конструктивных и эксплуатационных факторов в кинетику развития микро-, мезо- и макроповреждений в бетоне и в

арматурной стали. Такой прогноз основывается на микро- и макрофизическом описании разрушения бетона и железобетона, которое, в свою очередь, формирует фундамент для решения следующих проблем: создание высокопрочных и высококрейностойких бетонов, прогнозирование разрушения работающих конструкций и проектирование бетонов из условия их заданной долговечности.

Бетон — композитный многоуровневый материал, цементирующей матрице которого и контактной зоне с песком и щебнем присуща пористость 3–20% от объема. Анализ развития разрушения традиционно проводят с помощью аппарата механики разрушения. Здесь сформулируем основные принципы и положения, которые определяют долговечность и механизмы разрушения бетона и железобетона.

1. Все поры в бетоне могут быть рассмотрены как трещиноподобные дефекты структуры. Тогда существуют параметры K , J , T (соответственно коэффициент интенсивности напряжений, J -интеграл и T -интеграл [1]), с помощью которых может быть однозначно определено напряженно-деформированное состояние у вершин пор и трещиноподобных дефектов как при линейном, так и при нелинейном пластическом деформировании бетона. Вязкое разрушение бетона, особенно кавитационное межзерновое, обусловлено объединением большого количества растущих в процессе формирования структуры и деформирования пор различной конфигурации. Интенсивность напряжений в вершинах этих пор определяется как внутрипоровыми и капиллярными силами,

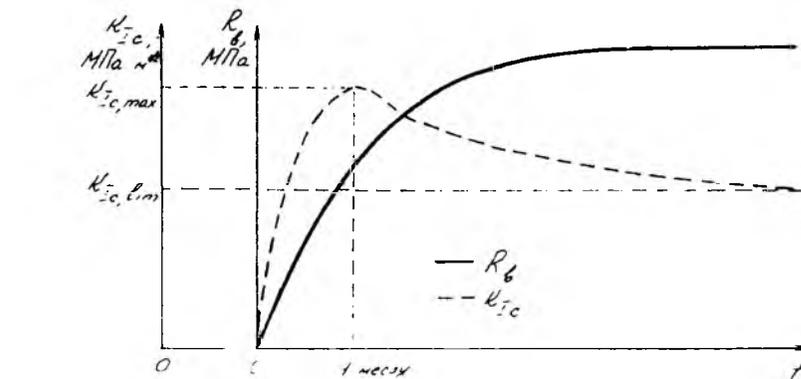
которые находятся по зависимости Гаусса — Лапласа, так и макродеформированием бетона или цементно-песчаной матрицы. Объем повреждений может достигать значительной величины, а нарушение сплошности и разрыхление бетона будет оказывать существенное влияние на напряженно-деформированное состояние конструкции.

2. Время (а не только нагрузка) является главной причиной разрушения. Силовые условия разрушения не являются определяющими, физически обоснованными и адекватными следует считать временной критерий или временную зависимость, описываемую формулой Жукова [2]. Разрушение — не только механическое явление, его закономерности определяются кинетическими, статистическими и термодинамическими свойствами нагруженного бетона с учетом молекулярного, надмолекулярного строения и дефектов структуры. Прочность конструкции должна быть интерпретирована как величина, ограниченная временем ее безопасной эксплуатации, в течение которого непрерывно происходит подготовка бетона и арматурной стали к полному разрушению и нарушению сплошности вследствие развития макродефектов структуры, что делает возможным определение времени до разрушения конструкции в целом. Прочностные же критерии рассматривают конструкцию во время ее работы под нагрузкой только в двух состояниях: исходном и разрушенном. Причем разрушением сильнодеформированной конструкции часто считается момент восприятия ею максимальной нагрузки. Между тем уже после такого «мнимого» разрушения железобетона

бетонный элемент способен достаточно длительное время сопротивляться меньшему по величине внешнему воздействию, и разрушение наступает при нагрузке, меньшей, чем максимальная. Поэтому недостаточно рассматривать два состояния конструкции, поскольку генерация трещин протекает во времени и является кинетическим процессом. Этот процесс можно охарактеризовать как «старение» бетона, приводящее в конце концов к его разрушению, когда происходит лавинообразное неустойчивое увеличение параметров макротрещин на критической стадии трещиностойкости.

3. Напряженно-деформированное состояние конструкций зависит от повреждений в бетоне и в арматурной стали. Трещины в бетоне, развивающиеся по механизмам нормального отрыва и поперечного сдвига, оказывают доминирующее влияние на несущую способность бетонных и железобетонных конструкций. Достигая критических размеров в процессе восприятия нагрузки, эти трещины приводят к локальным нарушениям сплошности и разрушению элемента в целом. В арматуре (в структуре металла) также возможно наличие весьма острых микротрещин, объединение которых, т.е. зарождение макроповреждений, происходит при относительно небольшой доле дефектов структуры стали, что приводит в определенных условиях к хрупкому разрушению. Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов с учетом трещин, образовавшихся и развивающихся в их теле, описано в [3].

4. Нарастание во времени прочности бетона несущественно влияет на долговечность конструкций, которую в основном лимитирует его понижающаяся трещиностойкость. Действительно, несмотря на довольно значительное увеличение во времени прочностных характеристик бетона, длительная прочность конструкции оказывается



Изменение прочности и трещиностойкости бетона во времени

ниже кратковременной. Это можно объяснить и тем, что за тот же промежуток времени показатели трещиностойкости $K_{тс}$ и $K_{тс,lim}$ (критические коэффициенты интенсивности напряжений соответственно при деформациях нормального отрыва и поперечного сдвига) релаксируют (см. рисунок), причем величину этого уменьшения можно определить аналитически для бетона заданного состава. Как видно из рисунка, в начальный период твердения бетона во время стабилизации его структуры трещиностойкость повышается. Затем же, когда процессы деструктуризации начинают преобладать над стабилизационными, а в вершинах пор, капилляров и дефектов структуры интенсивность напряжений достигает критических значений, параметры трещиностойкости начинают снижаться, достигая в пределе величины (для деформаций нормального отрыва)

$$K_{тс,lim} = K_{тс,max} / \sqrt{1 + 2E_b(1 - \nu^2)C(\infty, \tau)},$$

где E_b — модуль упругости бетона, ν — коэффициент Пуассона, τ — предельная величина меры ползучести.

5. При определении долговечности конструкций на стадии роста трещин используется понятие суммарной скорости. Суммарная скорость развития трещины равна арифметической сумме скоростей от действия статической, циклической нагрузок, от тепловлажностного и коррозионного воздействий.

Анализ процессов зарождения и развития разрушения в бетонных и железобетонных элементах зависит от универсальности критериев разрушения. Последние могут быть эмпирическими, базирующимися на экспериментальных данных (по прочности), и физическими, которые опираются на молекулярно-физические явления, протекающие на микро-, мезо- и макроуровнях. Одним из этапов на пути построения интегрального критерия разрушения бетона является создание физико-механических моделей разрушения бетона и железобетона. Базируясь на эти модели, формулируются критерии разрушения в терминах механики трещин, основанных на описании процессов структуризации, деструктуризации, деформирования и повреждения сплошности структуры бетона и арматуры.

Библиографический список

1. Б р о е к Д. Основы механики разрушения. — М: Высшая школа, 1980. — 368 с.
2. Ж у р к о в С.Н. Кинетическая концепция прочности твердых тел//Физика прочности и пластичности. — Л.: Наука, 1968. — с. 5–11.
3. П и р а д о в К.А., Г у з е е в Е.А. Подход к оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов через параметры механики разрушения//Бетон и железобетон. — 1994. — № 5. — с. 19–23.

Коррозионностойкие бетоны особо малой проницаемости

Существует проблема защиты железобетонных конструкций от агрессивного воздействия хлористых солей. Она связана с широким применением этих химических веществ как противогололедных реагентов, использованием солей в пищевой, химической и других отраслях промышленности, что вызывает повреждение железобетонных конструкций задолго до истечения проектного срока их эксплуатации. Хлористые соли способны быстро проникать в бетон на глубину, превышающую толщину защитного слоя, и вызывать коррозию стальной арматуры. Потеря сечения арматуры, образование ржавчины, разрушение защитного слоя и, как следствие, потеря сцепления арматуры с бетоном вызывают резкое снижение несущей способности железобетонных конструкций и необходимость их капитального ремонта или замены.

Задача защиты железобетонных конструкций от коррозии будет решена, если удастся резко (на порядок величин) понизить проницаемость бетона для хлористых солей. Помимо названных условий, такие бетоны одновременно нашли бы применение в сооружениях для охраны окружающей среды: при захоронении токсичных и радиоактивных отходов, консервации отработавших блоков атомных станций и ядерных установок и в других случаях, когда необходимо в большие, иногда неограниченные сроки обеспечить сохранение непроницаемости сооружений. Подобные бетоны могли бы существенно повысить долговечность автодорожных мостов, дорог, морских сооружений (причалов, морских платформ и т.п.).

Бетоны для указанных целей должны обладать полной водонепроницаемостью, резко пониженной способностью к капиллярному всасыванию растворов солей и крайне низкой диффузионной проницаемостью. Последнее качество наиболее трудно достижимо. Если

фильтрация воды и капиллярный перенос могут быть сильно понижены простым снижением водоцементного отношения (сокращением до минимума количества пор размером более 0,1–1 мкм), то диффузия солей происходит и в более мелких порах геля, существование которого в цементном камне неизбежно. Создание бетона с особо малой диффузионной проницаемостью одновременно решило бы задачу получения бетонов с малой фильтрационной и капиллярной проницаемостью.

Рядовые бетоны имеют эффективный коэффициент диффузии для хлоридов (D) порядка $10^{-6} \dots 10^{-7}$ см²/с. В лучшем случае у традиционных бетонов диффузионная проницаемость может быть понижена до $5 \cdot 10^{-8}$ см²/с. Ранее в работе, выполненной совместно с Ф.М. Ивановым, нами было показано, что для сохранения пассивирующего действия по отношению к стальной арматуре бетона с добавкой ингибитора при воздействии морской воды необходимо, чтобы его диффузионная проницаемость была порядка 10^{-9} см²/с.

Расчетным путем установлена проницаемость бетона, необходимая для сохранения пассивирующего действия бетона в насыщенном растворе хлористого натрия в течение 50 лет (табл. 1).

При меньшей концентрации ионов Cl⁻ (ненасыщенные растворы) можно применять бетон с более высокой проницаемостью, которая может быть рассчитана для каждого конкретного случая.

Исследования показывают, что простое снижение водоцементного

Таблица 1

Толщина защитного слоя, см	D 10 ⁻⁹ , см ² /с
1	0,1
2	0,4
3	1,0
5	3,0

отношения при примерно постоянном расходе воды сравнительно мало понижает диффузионную проницаемость бетона (табл. 2).

По-видимому, для снижения диффузионной проницаемости бетона необходимо не только уменьшить водоцементное отношение, но и сильно понизить общее содержание воды в бетонной смеси. Известно, что снижение водоцементного отношения уменьшает количество капиллярных пор, однако количество микропор изменяется мало.

В настоящее время отсутствуют эффективные приемы снижения микропористости цементного камня, однако намечены способы сделать его микропористой структурой менее проницаемой. Такие способы основаны на принципе изменения заряда поверхности микропор. Как всякая поверхность, она имеет определенный заряд. При отрицательном заряде поверхности микропоры и ее малом сечении электрическое поле оказывает воздействие на анионы — отрицательно заряженные хлорид- и сульфат-ионы во всем сечении микропоры. Проникание анионов в такие поры сильно затрудняется. Возможность получения бетонов с малой диффузионной проницаемостью за счет перезарядки поверхности исследо-

Таблица 2

Цемент, кг/м ²	Вода, л/м ³	В/Ц	ОК., см	R _{ож} , МПа	D 10 ⁻⁸ , см ² /с
251	177	0,7	2	21,5	34,4
301	180	0,6	2	31,6	25,8
348	174	0,5	2	37,7	25,8
393	178	0,45	2	41,7	24,6

Таблица 3

№№ п.п.	Вяжущее	Расход вяжущего, кг	Добавки		В/Ц	ОК, см	Прочность в возрасте 28 сут, МПа	Водопоглощение, % по массе	Марка по водонепроницаемости, W
			Вид	Кол-во, % от массы вяжущего					
1	ВНВ	434	В составе ВНВ 2,5–2,8% С-3		0,28	4	57,8	2,15	> 20
2	ВНВ	550	В составе ВНВ 2,5–2,8% С-3		0,25	5	74,3	2,30	> 20
3	Сульфатостойкий портландцемент	433	МК С-3	19 1,8	0,32	4	63,5	3,65	> 20
4	Сульфатостойкий портландцемент	532	МК С-3	1,8 1,9	0,30	4	65,7	3,80	> 20
5	Шлакопортландцемент	444	МК С-3	20 2,0	0,27	4	73,3	2,20	> 20
6	Сульфатостойкий портландцемент	437	МК зола С-3	15 20 2,5	0,30	3,5	79,4	3,50	> 20
7	Сульфатостойкий портландцемент	435	—	—	0,40	2,0	47,0	4,2	8

вали Савич и Алимов. По их данным, введение в состав цемента пуццолановой добавки увеличивает отрицательный заряд поверхности цементного камня и снижает проницаемость бетона для хлоридов и сульфатов. Кремнезем как носитель отрицательного заряда может быть представлен рядом продуктов; при этом необходимо, чтобы продукт имел большую удельную поверхность и был равномерно распределен в объеме цементного камня. К таким продуктам, помимо молотой природной пуццоланы, относятся конденсированный микрокремнезем, зола-унос, молотый доменный шлак.

В наших исследованиях для приготовления бетона использовали следующие материалы: вяжущее низкой водопотребности ВНВ-100 на портландцементе Старооскольского завода, шлакопортландцемент М400 Теплоозерского завода, сульфатостойкий портландцемент М400 Новокузнецкого завода; заполнители — песок кварцевый с $M_{кр} = 2,1$, щебень гранитный фракции 5...15 мм; добавки — микрокремнезем (МК) Челябинского металлургического комбината ($SiO_2 = 90,2\%$), зола-унос Южно-Кузбасской ГРЭС, суперпластификатор С-3. Составы и характеристики бетонных смесей и бетонов представлены в табл. 3.

Определение пористости и проницаемости бетонов традиционными методами показало следующее. Водопоглощение бетонов находилось в пределах 2,15...3,8% по массе. Испытания бетонов на водонепроницаемость фильтрационными методами показали, что она превышает марку W20.

Для оценки диффузионной проницаемости использовали метод, основанный на измерении удельного электрического сопротивления бетона и его жидкой фазы с учетом аналогии между диффузионной

проницаемостью и электропроводностью. Наименьшей диффузионной проницаемостью обладал бетон на сульфатостойком портландцементе с добавками МК+С-3, а также с добавками МК+зола-унос+С-3 (табл. 4). Бетоны на ВНВ-100, несмотря на низкое водовязущее отношение, имели более высокую диффузионную проницаемость, чем бетоны с МК и на шлакопортландцементе. Наблюдается сильное снижение диффузионной проницаемости при длительном хранении бетонов в воде.

Таблица 4

Номера составов по табл. 3	Вяжущее	Сквозная пористость после 28 сут нормального хранения, %	Коэффициент диффузии для хлоридов в бетоне $\times 10^{-9}$, см ² /с, после	
			28 сут нормального хранения	90 сут водного хранения
1	ВНВ-100	0,32	3,9	3,0
2	То же	0,32	4,1	2,1
3	Сульфатостойкий портландцемент + МК + С-3	0,10	1,4	0,86
4	То же	0,10	1,2	0,86
5	Шлакопортландцемент + МК + С-3	0,11	1,4	1,2
6	Сульфатостойкий портландцемент + МК + зола + С-3	0,19	2,3	0,86
7	Сульфатостойкий портландцемент	2,2	11,0	—

Таблица 5

Номера составов по табл. 3	Вязущее	Толщина мокрого слоя, мм	Глубина проникания хлоридов, мм	Коэффициент диффузии для хлоридов $\times 10^9$, см ² /с
1	ВНВ-100	5	5	0,87
2	То же	5	5	1,52
3	Сульфатостойкий портландцемент + МК + С-3	2	2	0,1
4	То же	< 1	Не обнаружены	< 0,04
5	Шлакопортландцемент + МК + С-3	3	Не обнаружены	< 0,04
6	Сульфатостойкий портландцемент + МК + зола + С-3	5	5	1,0
7	Сульфатостойкий портландцемент	Полное насыщение	> 35	> 27,2

Результаты 3-летнего испытания разработанных бетонов в условиях полного погружения в 5%-ный раствор хлористого натрия представлены в табл. 5. Глубину проникания хлоридов в бетон определяли с помощью раствора азотнокислого серебра. В этом случае значения коэффициента диффузии рассчитывали по данным о глубине проникания хлоридов в бетон с учетом чувствительности метода и количества связанных хлоридов.

После 3 лет хранения в растворе соли отмечено сильное сниже-

ние диффузионной проницаемости. Лучшие результаты показали бетоны с добавками МК+С-3 на сульфатостойком портландцементе и шлакопортландцементе. Помимо низкой проницаемости для хлоридов, бетоны с такими добавками имели высокую прочность при сжатии (60...80 МПа), высокую сульфатостойкость в условиях полного погружения и при капиллярном всасывании раствора с испарением, достаточную морозостойкость (более F1000) и большое удельное электрическое сопротивление (около 700 КОм/см).

Выводы

1. Получены бетоны особо малой проницаемости, которые по своим эксплуатационным свойствам (сверхнизкой водонепроницаемости, высокой стойкости в сульфатных средах, морозостойкости и большого электрического сопротивления) можно отнести к бетонам нового поколения. Способы получения бетонов с подобными характеристиками за рубежом квалифицируют как «высокие технологии».

2. Подтверждены способы получения бетонов особо малой проницаемости путем введения минеральных добавок, содержащих тонкодисперсный кремнезем: микрокремнезем, золу-унос, молотый доменный шлак.

3. Предложен метод оценки проницаемости бетонов особо малой проницаемости, что позволяет ранжировать их по проницаемости и определять области применения.

4. Разработанные бетоны можно считать первым шагом на пути решения проблемы создания бетонов, сохраняющих эксплуатационную пригодность в неограниченно большие сроки.

5. Бетоны особо малой проницаемости следует создавать на основе теоретических представлений о роли поверхностных сил на границе раздела твердых фаз. Необходимы дальнейшие систематические исследования в этой области.

XII Международный конгресс по товарному бетону (Лиссабон, июнь 1998 г.)

Бетон является материалом номер один современного строительства. Его выпуск в мире превышает ежегодно 1 млрд. м³, из них 700 млн. м³ — это товарный бетон, в производстве которого занято 300 тыс. человек. Бетон сохранит свою лидирующую роль и в XXI в. благодаря своим высоким строительным качествам, повсеместной доступности, экологической чистоте и низкой энергоемкости по сравнению с другими материалами.

22–27 июня 1998 г. в Лиссабоне состоится XII конгресс по товарному бетону, организуемый Европейской ассоциацией производителей товарного бетона — ЕРМКО.

Президенты крупнейших компаний, бизнесмены, ученые, специалисты в области технологии бетона соберутся, чтобы обсудить актуальные вопросы производства и применения бетона в современном строительстве. Среди этих вопросов: маркетинг бетона, новые виды добавок и заполнителей, стандартизация требований к бетонам и бетонным смесям, сертификация на соответствие требованиям международных стандартов, новые виды оборудования для приготовления бетона и производства бетонных работ, охрана окружающей среды на заводах товарного бетона и другие вопросы.

Параллельно с конгрессом будет работать выставка приборов, автоматизированных систем и оборудования для бетонных работ и контроля качества бетона.

АО «Мосстройконструкция» (крупнейший производитель товарного бетона в Московском регионе, 11 заводов общей мощностью более 3 млн. м³ в год) организует поездку Российских специалистов на упомянутый конгресс.

Лиссабон один из интереснейших городов Европы с древней историей. В дни работы конгресса в Лиссабоне будет проходить Всемирная выставка ЭКСПО-98 и серия мероприятий, посвященных 500-летию открытия португальскими морями Нового Света.

Более подробную информацию о конгрессе можно получить в АО «Мосстройконструкция» (генеральный директор А.В.Ночный) по адресу: 115492, Москва, 6-я Радиальная, д. 24; факс (095) 327-4938.

Д.А.КОРШУНОВ, канд. техн. наук (НИИСК); В.Ф.ПОНОМАРЕНКО, инж. (Госкомградостроительства Украины)

О гарантиях изготовителя сборного железобетона

В связи с предполагаемым пересмотром группы основополагающих ГОСТ 13015 на бетонные и железобетонные изделия уместно обсудить проблему гарантий изготовителя относительно их качества. При всеобщих дефицитах эти гарантии имели формальный характер, в названных стандартах о них речь вообще не шла. С изменением экономических условий гарантии приобретают актуальность для обеих сторон: изготовителю придется заботиться о конкурентоспособности, а потребителю — о реализации права на информацию относительно качества приобретаемой продукции.

Итак, прежде всего, изготовитель должен убедиться в своей способности выпускать изделия, соответствующие заказу на поставку, рабочим чертежам и дополнительным указаниям технических условий (далее — НТД). Уверенность придает предыдущий опыт успешного выпуска изделий такого вида или, при его отсутствии, процедура постановки продукции на производство в порядке, установленном ГОСТ 15.901-91. Конечная ее цель — подтвердить, что связанные с технологией производства отклонения основных параметров изделий не выходят за пределы, допускаемые НТД.

Изготовитель должен быть готовым продемонстрировать эту свою способность не только потребителю, но и контролирующим органам.

Во-вторых, давно известно (например, [1, 2]), что до сих пор рассматриваемые изделия вовсе не всегда соответствовали НТД, но при этом, как правило, находили потребителя. Однако процедура оценки значимости выявленных дефектов и принятия решений о ре-

ализации изделий с дефектами не нормирована.

Первый шаг в этом направлении сделан украинским стандартом [3], который заменил на Украине с 1996 г. группу ГОСТ 13015. Здесь предусмотрено ранжирование дефектов по значимости и установлены:

а) перечень критических дефектов, при наличии которых изделие не может быть использовано по прямому назначению. Он включает проходящие вдоль стержней рабочей арматуры трещины, выявленное по результатам испытаний нагружением несоответствие требованиям к несущей способности, превышение более чем в 1,5 раза нормированных отклонений от проектного расположения стыкуемых ванной сваркой выпусков арматурных стержней диаметром более 20 мм. К ним приравнено отсутствие у изготовителя достоверных данных об армировании изделий, когда не проводится контроль их несущей способности путем нагружения;

б) перечень характерных дефектов, значимость которых для конкретных изделий должна установить экспертиза. Например, наличие участков недостаточно уплотненного бетона; несоответствие эталону лицевой поверхности категории А1; приводящие к изменению конструкции или технологии соединений смещения и перекосы стыковочных элементов и др.;

в) указание о том, что поставка изделий со значительными или малозначительными дефектами должна быть согласована с потребителем.

Видимо, настала очередь следующего шага: нужно обязать изготовителя указывать в паспорте на поставляемые изделия наличие в

них дефектов. Это могло бы стать основой для давно (но несвоевременно) рекомендованного [4] введения сортности изделий с соответствующим изменением их цены.

В-третьих, следует зафиксировать в стандарте юридическое значение паспорта как гарантии изготовителя относительно соответствия изделий требованиям НТД.

Наконец, достойно внимания одно любопытное обстоятельство: в ГОСТ 13015. 1-81 (как и в стандартах технических условий на бетонную смесь и бетоны разных видов) предусмотрены периодические испытания бетона и изделий по ряду показателей, но не регламентированы действия изготовителя в случае получения неудовлетворительных результатов. Этого же исключить никак нельзя — не только из-за сбоя производства, но и вследствие весьма вероятных ошибок при малом числе испытаний в условиях заметной изменчивости свойств продукции.

Если говорить о несущей способности изделий, то прежде всего нужно было бы определиться, какое решение более обоснованно: о приемке каждой партии изделий по комплексу единичных показателей или о недоверии к несущей способности выпущенных за полгода изделий по случайному результату испытаний нагружением малого числа их представителей. Об этом можно долго спорить, но пришло время выбрать какой-то из альтернативных вариантов.

Первый — сохранить обязательность периодических испытаний нагружением. Однако, чтобы не опорочить саму идею таких испытаний, логика требует следующего шага — обязать изготовителя

при неблагоприятных их результатах:

немедленно сообщить об этом потребителям, получившим изделия после предыдущих удачных периодических испытаний. В таком случае изготовителю придется, видимо, нести расходы на экспертизу и (при необходимости) ликвидацию последствий потенциального ухудшения изделий;

выявить и устранить причины такой неудачи, после чего подтвердить эффективность принятых мер повторными испытаниями.

Как временное решение в упоминавшемся стандарте [3] принят второй — компромиссный вариант: обязательность периодических испытаний нагружением обусловлена годовым объемом выпуска более 200 изделий (что в современных условиях мало реально), но отсутствуют приведенные выше требования к изготовителю.

Однако известно, что обычно практикуемая приемка каждой партии по комплексу единичных показателей гораздо более жестка, чем по комплексному показателю, полученному в результате испытаний нагружением. Мало того, уже разработаны и опробованы принципы контроля по альтернативному комплексному показателю «проектная надежность» [5]. Поэтому предлагается третий вариант: передать решение вопроса о проведении периодических испытаний нагружением изготовителю изделий — как элемент всего комплекса производственного контроля.

Вместе с тем не следует, видимо, откладывать «в долгий ящик» решение аналогичного вопроса для определяющих долговечность конструкций свойств бетона: быть может, вскоре на него обратят внимание заказчики строительных объектов, а паче того — страховые компании.

Библиографический список

1. Д е м я н ю к П.А. Повысить уровень заводской готовности строительных конструкций и изделий//Бетон и железобетон. — 1983 — № 3.
2. Ж е л у д к о в Г.В. Контроль качества продукции КПД//Строительные материалы и конструкции. — 1985. — № 1.
3. Изделия бетонные и железобетонные. Общие технические условия — ДСТУ Б В. 2. 6-2-95.
4. К о р ш у н о в Д.А. Научно-технические проблемы государственной приемки сборного железобетона//Изготовление и контроль качества строительных конструкций: Сб. научн. тр./НИИЖБ, НИИСК. — М., 1987.
5. С и д о р е н к о М.В., П о ш и в а ч В.Г. Развитие производственного неразрушающего контроля несущей способности сборных железобетонных конструкций//Контроль качества и состояния железобетонных конструкций: Сб. научн. тр./НИИСК. — Киев, 1990.

Новый учебник по строительным материалам

Учебник «Строительные материалы»* впервые написан в новых экономических условиях, что нашло определенное отражение на области применения материалов, их эффективности и экологической целесообразности. Учебник представлен тремя основными разделами: основы строительного материаловедения; строительные материалы и изделия; строительные материалы в конструкциях зданий и сооружений.

Следует отметить большую полезность книги для тех, кто связан с использованием бетона и железобетона. Их могут заинтересовать главы Строение и основные свойства материалов, Понятие о композиционных материалах, Горные породы как сырьевая база строительных материалов, Металлические материалы и изделия, Неорганические вяжущие материалы, Искусственные каменные материалы и изделия, Бетоны, Строительные растворы, Теплоизоляционные материалы и изделия, Железобетонные конструкции, Антикоррозионная защита конструкций, Ремонт и реставрация.

Нам представляется совершенно правильным, что в основе учебника существенное место занимает понятие «структура — свойства». Следует отметить удачный порядок компоновки и расположения материала,

приведение в конце глав списка дополнительной литературы и вопросов для самоконтроля.

Конечно, в каждом учебнике, каждой книге есть спорные моменты, поэтому необходимо высказать некоторые пожелания:

1. Необходимо более подробно изложить отечественные достижения в области цементных вяжущих (напрягающие цементы, вяжущие низкой водопотребности, технология получения вяжущих при низкой температуре клинкерообразования).

2. Требуется ввести раздел, специально посвященный слоистым материалам, теории их совместного существования. Это — не только железобетон, но и бетоны с полимерным покрытием, а также панели с теплоизоляционным слоем и т.д.

3. Больше внимание можно было бы уделить поробетонам и другим поросистемам.

4. Целесообразно представить материалы, в том числе теоретические, по процессам коррозии.

5. Следовало бы более подробно описать мелкозернистые бетоны и на их основе мелкоштучные изделия.

В заключение следует отметить, что в целом книга удалась и заслуживает широкого распространения в России и странах СНГ. Надеюсь, что, высказанные замечания будут полезны при повторном издании учебника.

*В.Г.Микульский, Г.И.Горчаков, В.В.Козлов, В.Н.Куприянов, Л.П.Орентлихер, Р.З.Рахимов, Г.П.Сахаров, В.М.Хрулев «Строительные материалы». Учебник/Под общей ред. В.Г.Микульского. — М., Изд. АСВ, 1996. — 488 с.

Отар Петрович Мчедлов-Петросян (1917–1997)

3 октября 1997 г. оборвалась жизнь одного из ведущих специалистов в области цемента и бетона Отара Петровича Мчедлова-Петросяна.

Свое образование он получил в Тбилисском политехническом институте по специальности химик-силикатчик. В кандидатской и докторской диссертациях на примере магнезиального серпентинитового цемента рассмотрел самые сложные вопросы механизма гидратации вяжущих, впервые привлекая для этого аппарат и методы классической термодинамики. И в дальнейшем отличительной чертой его огромного научного наследия является глубокий физико-химический уровень исследований.

Почти 45 лет ученый и педагог жил и работал в Харькове, где создал широко известную во всем мире научную школу. Начало основного этапа его деятельности совпадает с организацией массового производства сборного железобетона в Советском Союзе. Вместе со своими учениками, ставшими впоследствии крупными специалистами в области технологии бетона и железобетона, Отар Петрович формулирует принципы управляемого структурообразования при ускоренном твердении, разрабатывает методы обеспечения долговечности и коррозионной стойкости бетона промышленного, транспортного и гидротехнического назначения. Много было сделано на одном из ведущих в стране предприятий крупнопанельного домостроения — Харьковском ДСК № 1. Пионерское значение имели разработки химических добавок типа ускоритель твердения и

пластификатор, включая известный суперпластификатор ХДСК-1. Основываясь на термодинамическом и термокинетическом подходах, предлагаются ресурсосберегающие технологии кассетных и вибропрокатных бетонов с использованием экзотермии твердеющего цемента. На ДСК № 1 осваиваются первые отделения химдобавок, предварительный электроразогрев бетонных смесей, автоматизированные системы управления технологией (АСУ ТП).

Многие из публикаций и монографий ученого становятся настольными книгами специалистов-технологов. Это «Термодинамика силикатов», «Химия неорганических строительных материалов», «Тепловыделение при твердении вяжущих веществ и бетонов», книги и пособия по бетонным трубам, контролю за процессами твердения, структурообразованию и долговечности бетонов.

Отар Петрович был неперенным и активным участником всех крупнейших конгрессов и конференций по цементу и бетону в стране и за ее пределами, что свидетельствует об авторитете и признании его вклада научной общественностью. Звания «Заслуженный изобретатель Украины», «Заслуженный деятель науки Украины», член-корреспондент АН Грузии, лауреат престижных премий и другие награды подчеркивают значимость его деятельности.

Глубоко эрудированный и энциклопедически образованный человек, он хорошо знал историю и культуру разных стран и народов, писал и переводил стихи, увлекался коллекционированием книг и марок.

Отдавая должное памяти Отара Петровича Мчедлова-Петросяна, выражаем уверенность в том, что имя и дела его будут жить долго.

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.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Оригинал-макет изготовлен в редакции журнала

Технический редактор Н.Е.ЦВЕТКОВА

Подписано в печать 25.01.98. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 98

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., 23а
Т е л. 292-6205

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

Государственный комитет Российской Федерации
по жилищной и строительной политике

Культурно-выставочный центр

«СОКОЛЬНИКИ»

При информационной поддержке «Строительной газеты»



«СТРОЙТЕХ-98»

6-ая Московская международная строительная выставка-ярмарка

Москва

21–26 апреля 1998 г.

С 21 по 26 апреля 1998 г. в Сокольниках пройдет международная специализированная выставка «СТРОЙТЕХ-98», организованная Государственным комитетом Российской Федерации по жилищной и строительной политике и Культурно-выставочным центром «Сокольники».

В шестой раз крупнейшая строительная ярмарка России, ставшая базовой выставкой Госстроя, соберет в Сокольниках ведущие научно-исследовательские и проектные организации, предприятия малого и среднего бизнеса, производителей и продавцов строительной продукции, представителей известных зарубежных фирм для того, чтобы продемонстрировать новые технологии, экологически чистые строительные материалы, современные машины и механизмы, инженерное оборудование и инструмент для жилищного строительства, в том числе для малоэтажного и коттеджного.

Тематика выставки-ярмарки «СТРОЙТЕХ-98» охватывает практически все сферы строительной отрасли, в то же время приоритет отдан ряду наиболее актуальных направлений — «Энергоресурсосбережение», «Новые строительные технологии», «Стекло и керамика», «Реставрация и реконструкция», «Машины и механизмы», «Сантехника и отопление», «Окна и двери».

В выставке «СТРОЙТЕХ» ежегодно участвуют более 500 фирм, организаций и предприятий из России, ближнего и дальнего зарубежья.

Весенняя строительная ярмарка в Сокольниках — это не только крупнейшая профессиональная выставка, но и традиционное место встречи специалистов-строителей из разных регионов России, а также центр обмена современной научно-технической информацией по различным областям строительного комплекса.

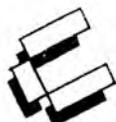
В рамках выставки-ярмарки «СТРОЙТЕХ-98» пройдут семинары, пресс-конференции, презентации с участием ведущих специалистов России и ряда экспертов строительного рынка из зарубежных стран.

**Желаем Вам успехов и будем рады видеть Вас на выставке-ярмарке
«СТРОЙТЕХ-98»!**

Наш адрес: Москва, Сокольнический вал, 1. Павильон № 4.

Телефон: (095) 268-0709, 268-6323.

Факс: (095) 268-0891, 268-7603.



*Выставка «СТРОЙТЕХ» удостоена Знака Союза выставок и ярмарок
СНГ и стран Балтии*

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

Лаборатория специальных химических технологий
ВОДОДИСПЕРСНЫЕ ПЛЁНКООБРАЗУЮЩИЕ СОСТАВЫ ДЛЯ УХОДА ЗА БЕТОНОМ

Десять лет успешного применения в строительстве

Светлые плёнкообразующие жидкости серии ВПС-Д разработаны ВНИИжелезобетоном при участии НПО «Синтез ПАВ», СоюздорНИИ, АО «Центрдорстрой», НИИЖБ, МАДИ, НИИР, НИИШП, ВНИИП, «Аэропроект» и АО «Мостожезобетонконструкция». Защищены девятью авторскими свидетельствами СССР и двумя патентами РФ. Представляют собой вододисперсные композиции парафиносодержащих углеводородов со спецприсадками. Подразделяются на шесть марок. Распыляются на свежеложенный бетон при температурах выше +2°C, образуют за 1...8ч бесцветное или белоснежное покрытие. При квалифицированном применении удовлетворяют требованиям американских (ASTM C156, ASTM C309) и британских (BS 8110, BS 7542) стандартов. По своей эффективности, низкой стоимости и комплексу свойств не имеют аналога в СНГ и превосходят ряд зарубежных аналогов.

НАЗНАЧЕНИЕ

- ◆ Уход за цементобетонным покрытием автодорог и аэродромов, облицовок оросительных каналов, в монолитном домостроении
- ◆ Защита сборного железобетона при энергосберегающих способах теплообработки и безобогревном твердении
- ◆ Изготовление морозостойких ($F \geq 600$) сборных железобетонных изделий дорожной номенклатуры
- ◆ Изготовление коррозионностойких железобетонных труб: центробежнопрокатных, со стальным сердечником и др.

ПРЕИМУЩЕСТВА

- Готовые к употреблению жидкости с вязкостью от 15 до 30 с по ВЗ-4 при температурах 2...20°C
- Экологически чистые (заклчение НИИ гигиены им. Ф.Ф.Эрисмана №03/ПМ-75 от 09.06.93г.), не горючие, взрывобезопасные
- Массовая доля нелетучих веществ (M_n) 15...38 %, регулируемый расход (P) 100...500 г/м², удельные влагопотери (ΔW) по ASTM C156 0,001...0,051 г/см². Сравнительные показатели влагопотерь и поверхностного водопоглощения (W_n) бетона, изменения его массы (m) после 450 циклов испытания на морозостойкость по второму методу ГОСТ 10060 (см. таблицу)
- Комплексное воздействие на твердеющий бетон: подавление влагоиспарения и испарительного охлаждения, повышение начальной температуры (на 8...15°C) и ускорение твердения, гидрофобизация и кольматация поверхности изделий
- Снижение объёмного водопоглощения, истираемости, диффузионной проницаемости по хлорид-иону и деформации усадки бетона в 2...6 раз, повышение прочности на 20...50 %, морозостойкости в 1,5...2 раза
- Экономия при теплообработке бетона энергоресурсов на 30...100 %, цемента на 10...20 %, сокращение цикла в 1,5...2 раза
- Гарантийный срок хранения 12 мес. Зимние рецептуры морозостойки — после размораживания сохраняют свои свойства.

Состав	M_n , %	P, г/м ²	ΔW , г/см ²	W_n , %	m, %
ВПС-Д	35	200	0,012	0,8	—
ВПС-Д	35	300	0,005	0,5	+0,3
ВПС-Д	23	300	0,042	1,2	+0,2
ВПС-Д	15	500	0,051	1,6	—
Помароль (Литва)	30	300	0,039	3,2	+0,5
Сонсиг WB (Ирландия)	32	300	0,027	2,8	-5,1
ВПМ (г.Калининск)	34	500	0,083	—	—
Бетон без ухода	—	—	0,290	3,9	разрушился

Примечание: допустимые влагопотери бетона по ASTM — менее 0,055 г/см²

ВПС-Д ПРИМЕНЕНЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ:

- ⇒ Взлётно-посадочных полос в аэропортах Домодедово, Шереметьево, Пулково, Борисполь (Киев), Кольцово (Екатеринбург), Челябинск, Братск, Сочи, Сыктывкар, Николаевск-на-Амуре
- ⇒ Автодорог МКАД-Нашира, МКАД. Мостов в Воронеже, Ростове-на-Дону, Москве

ПРИ ОПЫТНОМ ИЗГОТОВЛЕНИИ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА:

- * Стеновых панелей на Московском ЭЖБИ №11 при воздушно-сухом прогреве в камере
- * Автодорожных балок на Дмитровском и Исетском заводах МЖБК при кондуктивном прогреве в термоформах
- * Двухскатных решётчатых балок БДР на Душанбинских заводах ЖБК №1 и ОЗНТ и ЖБИ при прогреве в термоформах
- * Свай в СовСМО «Нефтеюгстрой» (Ирак) при прогреве в термоформах
- * Плит на Наримановском ЭЗЖБИ (Ташкент) при гелиопрогреве
- * Виброопор на Светлогорском ЖБИК (Беларусь) при электроиндукционном прогреве
- * Цементопесчаной черепицы на Краснополяском керамическом заводе при воздушно-сухом прогреве в камере и т.д.

ГАРАНТИИ КАЧЕСТВА

- Составы выпускаются опытно-промышленными партиями по ТУ 21-33-119-92 и ТУ 2241-166-00284807-96 с аттестационным испытанием каждой партии во ВНИИжелезобетоне и СоюздорНИИ

ПОСТАВКА

- Автомобильным и железнодорожным транспортом в цистернах и бочках. Срок поставки 15...30 сут после оплаты заказа

Предлагаются научно-техническая документация, поставка составов, сервисное обслуживание при внедрении

Обращаться: ☒ 111524, г.Москва, ул.Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон.

☎ (095) 306-3411, факс (095) 393-8538 Топильский Г.В., Фролова Л.Н.

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru