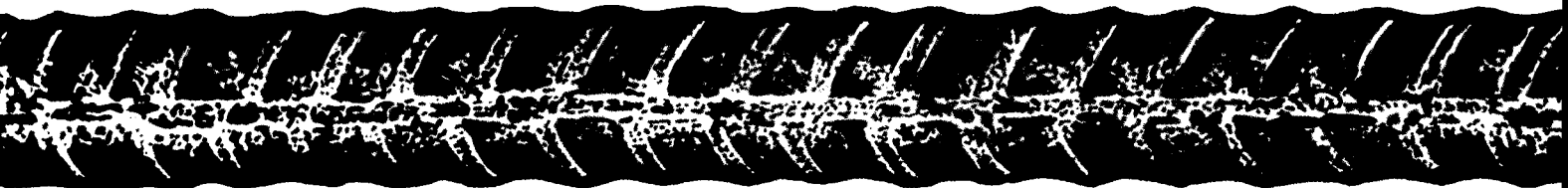
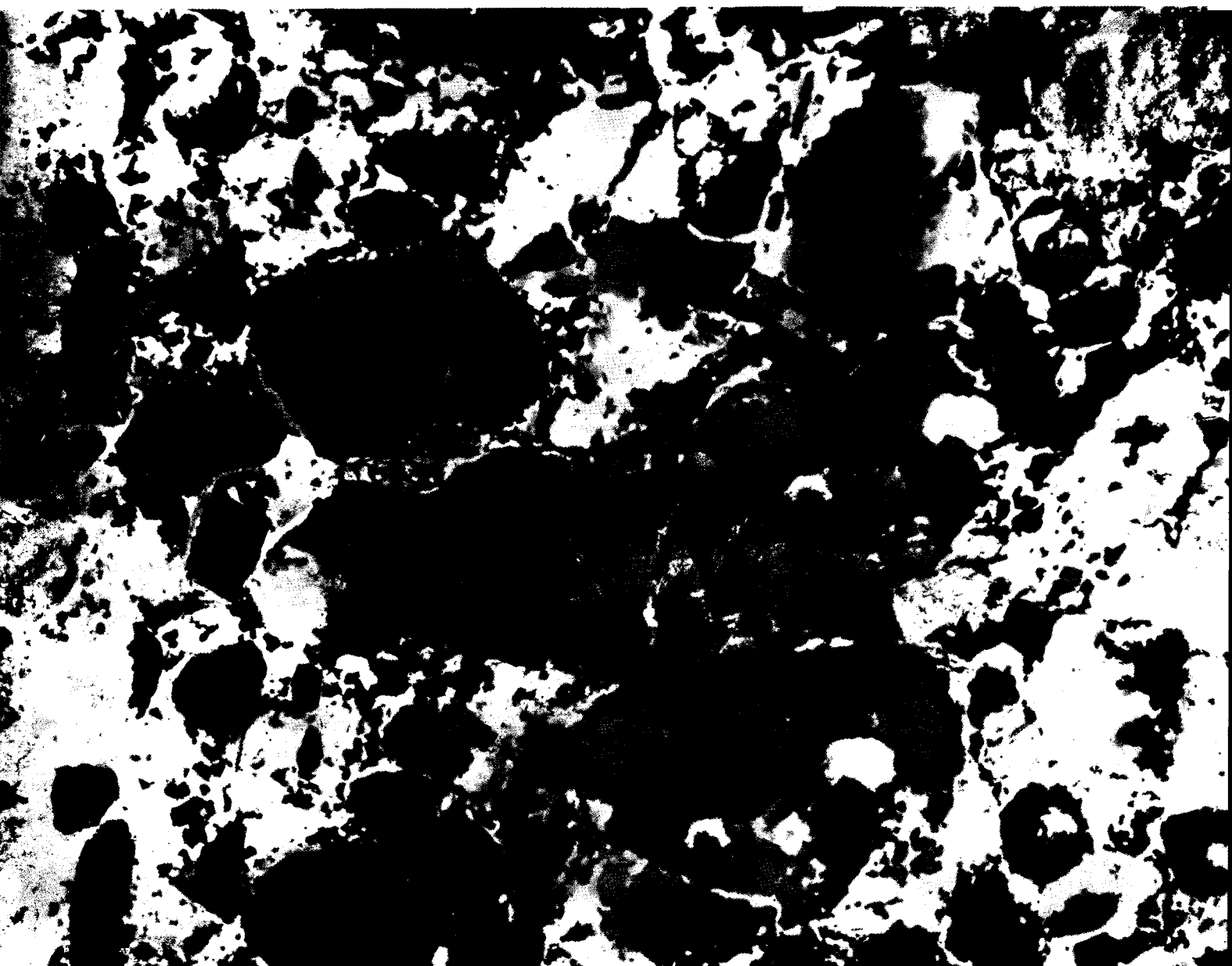


СТ

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

2001

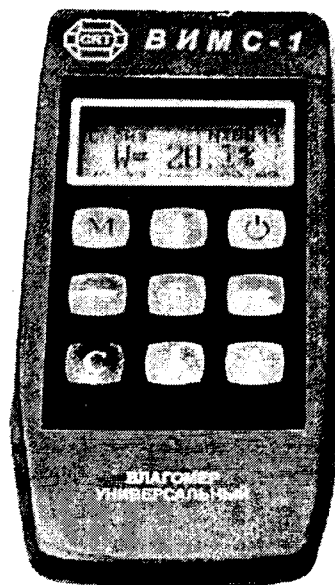


2001, № 4

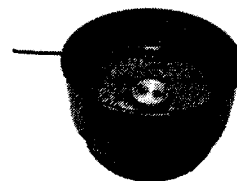
ПРЕДЛАГАЕТ СОВРЕМЕННЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ И УПРАВЛЕНИЯ



Контроль температуры и влажности в строительстве



Контроль влажности твердых и сыпучих материалов (бетон, кирпич, древесина, песок и т.п.)



- * Высокая эффективность
- * Расширенные диапазоны параметров
- * Интеллектуальная обработка измерений
- * Регистрация результатов и условий измерений во времени
- * Графический дисплей с подсветкой
- * Оптоинтерфейс и программы компьютерного анализа
- * Легкие и удобные датчики
- * Аккумуляторное питание
- * Малогабаритность

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

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

А также:

ПУЛЬСАР - 1 - ультразвуковой измеритель прочности материалов: поверхностное и сквозное прозвучивание

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

ОНИКС - 3 - измеритель плотности материалов

ПОИСК - 2.3 - измеритель защитного слоя бетона

ПОИСК - 2.4 - прибор для определения расположения арматуры

ИНК - 2 - измеритель механических напряжений в арматуре ж/б изделий: магнитные датчики

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

ВИСТ - 2 - виброметр строительный

ВДЛ - 5М - дефектоскоп вихретоковый

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

ТГ - 1 - термогигрометр регистрирующий

РТ - 1 - терморегистратор мобильный автономный

РВТ - 1 - регистратор влажности и температуры мобильный

ТЕМП - 1 - термометр малоинерционный для различных сред: -40,0...+200,0 °C

ТЕМП - 2 - термометр поверхностный малоинерционный: 0...500 °C

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

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

К 100-летию В.В.Михайлова	2
<i>ЗВЕЗДОВ А.И., БУДАГЯНЦ Л.И.</i> Еще раз о природе расширения бетонов на основе напрягающего цемента	3
<i>ТУР В.В.</i> Самонапряжение сборно-монолитных конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона	6
<i>МАРТИРОСОВ Г.М., ШАХВОРОСТОВ А.И.</i> Трубобетонные элементы из бетона на напрягающем цементе	12
<i>ДЕЛЛОС К.П., КРУГЛОВ Е.З.</i> Напрягающий бетон в конструкциях мостов и аэропортов	14
<i>ПИРАДОВ А.Б., ПИРАДОВ К.А.</i> Расчет предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов методами механики разрушения	15
<i>ЗВЕЗДОВ А.И., ТИТОВ М.Ю.</i> Бетон с компенсированной усадкой для возведения трещиностойких конструкций большой протяженности	17
<i>ХОДЖАЕВ С.А.</i> Особенности физико-механических свойств напрягающих бетонов в сборных и монолитных конструкциях	20
<i>ТИТОВА Л.А., БЕЙЛИНА М.И.</i> Расширяющие добавки для бетонов нового поколения	24
<i>МАРТИРОСОВ Г.М., ЛАЗАРЕВ А.Д., КУДРЯШОВ А.Г., ЛЕЙПУНСКИЙ Б.Ф.</i> Анкеровка гладких стержней раствором на напрягающем цементе	27
<i>ЛЕБЕДЕВ А.О., СИДЕНКО И.Л., ПОСЫСАЕВ А.Н., БУКРЕЕВА Т.В.</i> Напрягающие цементы и сухие смеси на их основе	30
<i>КАРДУМЯН Г.С., ТУР В.В.</i> Применение материалов на основе напрягающего цемента в новом строительстве и при реконструкции в Республике Беларусь	34
<i>МУСУРМАНКУЛОВ А.</i> Прочностные и деформационные свойства бетонов на сульфферритном напрягающем цементе	37



Москва
Издательство
"Ладья"

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

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2001

К 100-летию В.В.Михайлова

В этом году исполнилось 100 лет со дня рождения Виктора Васильевича Михайлова (1901–1990 г.), выдающегося ученого и инженера, посвятившего свою деятельность становлению бетона и железобетонных конструкций. Его имя неразрывно связано с зарождением и развитием предварительно напряженных железобетонных конструкций. Он первым в нашей стране с начала тридцатых годов очень активно взялся за их изучение, разработку, внедрение и пропаганду и в 1933 г. опубликовал первую монографию, в которой был предложен метод их расчета.

Роль проф. В.В.Михайлова на всем пути освоения предварительно напряженного железобетона в течение всех прошедших десятилетий оставалась выдающейся. Он не только разрабатывал новые конструкции и технологии, писал книги и статьи, но, когда надо было убедительно показать практические возможности заводского производства предварительно напряженных конструкций, взял на себя на продолжительный срок обязанности главного инженера 5-го московского завода ЖБИ, оставаясь при этом руководителем лаборатории научно-исследовательского института, и впервые в стране организовал выпуск предварительно напряженных многослойных панелей перекрытий.

В.В.Михайлов выступил одним из инициаторов создания в Советском Союзе в послевоенные годы мощной строительной индустрии по производству сборного железобетона. При его непосредственном участии в 1949 г. был пущен в эксплуатацию Калининградский завод, на котором впервые были освоены предварительно напряженные железобетонные шпалы и балки, армированные высокопрочной проволокой. Вскоре после этого выпуск подобной продукции был организован на ряде других заводов.

В 1941 г. В.В.Михайлов предложил машинный метод непрерывного напряженного армирования железобетонных конструкций, что позволило механизировать и автоматизировать процесс раскладки и натяжения арматуры и сократить трудоемкость арматурных работ в несколько раз. Использование для непрерывного армирования высокопрочной проволокой и канатной арматуры сокращает расход металла в железобетоне и позволяет изготавливать наиболее простым способом двухосно предварительно напряженные конструкции. Были созданы три типа машин для непрерывного армирования различных конструкций: стационарная для сплошных и пустотных плит покрытий и перекрытий; стационарная с вращающейся платформой для изготовления криволинейных элементов колец диаметром 6 м и объемных элементов размером 3х3 м для сборных силосов элеваторов; самоходная машина для изготовления на стенде длинномерных ферм, балок, плит, в том числе составных плит-оболочек на пролет 12 и 18 м. Всего на заводах стройиндустрии работало более 40 таких машин.

В.В.Михайлов — автор фундаментальных исследований по центрифугированному железобетону. Он возглавлял работы по изготовлению и применению

железобетонной центрифугированной крепи для горных выработок в шахтостроении, по созданию и первому применению предварительно напряженных стоек линий электропередач и контактных линий железных дорог. Он является автором первого освоенного в производстве в 1948 г. расширяющегося вяжущего — ВРЦ (водонепроницаемый расширяющийся цемент), который был широко применен для заделки стыков туннелей метрополитенов, заменив использовавшийся для этой цели свинец.

Дальнейшие работы ученого и руководимого им коллектива привели к созданию напрягающего цемента (НЦ) и на его основе — бетона с компенсированной усадкой и напрягающего бетона для изготовления самонапряженных конструкций, в которых предварительно напряжение создается за счет химической энергии цемента.

Бетоны на НЦ применяются для возведения монолитных конструкций, изготовления сборных изделий и конструкций и при выполнении ремонтно-восстановительных работ. Благодаря своей структуре такие бетоны являются практически водонепроницаемыми, обладают высокой стойкостью при воздействии агрессивных сред, в том числе сульфатных, заметно повышая долговечность сооружений и снижая эксплуатационные затраты.

В период подготовки к проведению Олимпиады-80 трибуны многих главных спортивных арен (Большая и Малая спортивные арены в Лужниках, центральный стадион Динамо, стадион Измайлово — в Москве, стадион им. С.М.Кирова — в Ленинграде) были реконструированы с применением этого водонепроницаемого бетона с целью обеспечения нормальных условий эксплуатации подтрибунных помещений. При этом водонепроницаемость конструкций обеспечивалась без гидроизоляции.

Круг научных проблем, в решение которых В.В.Михайлов внес бесценный вклад, весьма широк и разнообразен. Сюда следует отнести ряд принципиальных положений теории и расчета железобетона, вопросы структуры и технологии бетона и различные механизированные способы его формования, метод непрерывного напряженного армирования и агрегаты для его осуществления, новые виды вяжущих — водонепроницаемый расширяющийся и напрягающий цементы, новые виды конструкций, самонапряженный железобетон. Он автор более 200 опубликованных работ и 59 изобретений. Среди его учеников более 100 кандидатов и докторов технических наук.

В.В.Михайлов вел большую научно-общественную работу. Он был активным пропагандистом предварительно напряженного железобетона, организовал и долгое время возглавлял Национальную комиссию по этому вопросу, неоднократно выступал с докладами, представляя нашу страну на различных форумах. Он стал организатором нового тогда журнала "Бетон и железобетон" и до конца своих дней состоял членом его ред-

коллегии, входил в состав редколлегии Стройиздата; активно сотрудничал в научно-технических и экспертных советах многих строительных министерств, был членом ряда ведущих научных советов, действительным членом Американского института предварительно напряженного бетона (PCI), многие годы работал в органах ВАК, избирался депутатом Моссовета.

Профессор, доктор технических наук, заслуженный деятель науки и техники РСФСР, дважды лауреат Государственных премий СССР, лауреат премии Совета Министров СССР и премии Правительства РФ (посмертно) В.В. Михайлов был действительным членом Академии строительства и архитектуры СССР. За свою

плодотворную деятельность он был награжден орденом Ленина, другими правительственными орденами и медалями, отмечен высшей наградой Международной федерации преднапряженного железобетона — медалью Фрейссине.

Вся жизнь Виктора Васильевича Михайлова может служить образцом глубокого научного творчества и неукротимой энергии в реализации на практике новых эффективных решений в области капитального строительства. Некоторые его идеи опережали время, и лучшей памятью о нем будет доведение этих идей до масштабного практического применения.

А.И.ЗВЕЗДОВ, д-р техн. наук, Л.И.БУДАГЯНЦ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Еще раз о природе расширения бетонов на основе напрягающего цемента

Бетон на основе портландцемента является одним из основных строительных материалов современности и, очевидно, сохранит приоритет в будущем. Поэтому улучшение строительно-технических характеристик этого материала особенно важно и значимо для всей строительной индустрии.

Основные достоинства бетона как конструкционного строительного материала хорошо известны. Это относительная дешевизна и неисчерпаемое природное сырье, возможность утилизации громадных объемов промышленных отходов, высокая прочность и стойкость к различным видам воздействий — силовым, атмосферным, агрессивным, в том числе радиационным.

К недостаткам обычного бетона следует отнести сравнительно невысокую, по сравнению со сжатием, прочность при растяжении, а также явление усадки цементного камня в процессе твердения бетона, связанное, в первую очередь, с отдачей влаги затворения в окружающую среду.

Усадка бетона конструкции в целом или отдельных ее зон опасна не столько нарушением геометрии элемента, сколько возникающими при этом растягивающими напряжениями в бетоне, которые часто приводят к образованию

сквозных или поверхностных трещин.

Традиционным путем уменьшения отрицательных последствий усадки является сокращение количества воды затворения, что достигается применением пластифицирующих добавок, использованием специальных методов уплотнения жестких смесей, снижением расхода вяжущего, соответствующим подбором фракционного состава заполнителей. Существенное значение имеет также минералогия и тонкость помола цемента. Повышение количества алюминатов в его составе, а также удельной поверхности порошка приводят к увеличению усадочных деформаций.

В то же время наиболее радикальным путем снижения или устранения отрицательных последствий усадки является использование в качестве вяжущего расширяющихся цементов (РЦ). В большинстве случаев эффект расширения этих вяжущих основан на образовании в процессе гидратации трехсульфатной формы гидросульфатоалюмината кальция (далее условно называемой, как и природный минерал того же состава, этрингитом) $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$.

Одной из наиболее распространенных разновидностей РЦ в нашей стране стал напрягающий

цемент (НЦ) [1]. Существуют различные точки зрения на природу его расширения.

По мнению В.В. Михайлова [2], на первой стадии твердения НЦ при ограниченном количестве влаги в системе очень быстро образуется низкосульфатная форма гидросульфатоалюмината кальция $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$, которая в дальнейшем в результате обводнения системы при влажных условиях твердения или в воде переходит в высокосульфатную форму $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$, вызывая расширение цементного камня. При такой перекристаллизации объем участвующей в этом процессе твердой фазы увеличивается в полтора раза¹.

По мнению Г.Н. Сиверцева [3], основой расширения НЦ является динамический процесс антагонистического взаимодействия сольватных оболочек коллоидных частиц глиноземистого и портландцементного компонентов, входящих в состав НЦ. Процесс кристаллизации гидросульфатоалюмината кальция при этом существенного значения не имеет.

И.В. Кравченко [4] объясняет расширение цементного камня ро-

¹ Здесь и далее изменение объема относится только к реагирующей части минералов.

стом кристаллов гидратных новообразований в определенный период развития кристаллизованной структуры твердеющего НЦ. Этот процесс имеет место и в обычных цементах, но отличается интенсивностью и временем протекания.

П.П.Будников, Б.Г.Скрамтаев, Э.З.Юдович [5] и другие исследователи вяжущих считают, что в основе расширения сульфатизированных расширяющихся цементов лежит образование трехсульфатной формы гидросульфоалюмината кальция по реакции в твердой фазе вследствие химического диспергирования. Эта точка зрения разделяется также многими зарубежными исследователями (Лоссье, Ляфюма и др.).

А.Е.Шейкин [6] полагает, что в начале процесса гидратации зерна клинкера, в первую очередь C_3S , образуют пересыщенный раствор и, взаимодействуя с гипсом, превращаются в гидросульфоалюминат, удерживаемый в непосредственной близости от зерна цемента. Увеличение объема цементного камня объясняется возникновением и развитием осмотического давления вследствие образования полупроницаемых пленок вокруг гидратирующихся цементных зерен.

Анализ результатов исследований влияния различных технологических параметров и вещественного состава показывает, что ни одна из упомянутых выше точек зрения на природу расширения НЦ, взятая отдельно, не может не только прогнозировать, но и объяснить всего многообразия свойств НЦ, а отражает лишь некоторые, хотя и важные его особенности. Сложность проблемы заключается в том, что, очевидно, неправомерно анализировать влияние одного из факторов на свойства НЦ вне связи с остальными. Например, значительное уменьшение доли высокоалюминатного компонента вызывает замедление процесса и увеличение расширения, вплоть до саморазрушения. Однако это можно предотвратить, уменьшив содержание сульфатного компонента (гипса) и получив вяжущее с более высоким самоупругением, хотя и в более поздние сроки. В то же время сокращение содержания

Минерал	М. вес	γ	$V_{\text{ж}}$	$V_{\text{ж}} - V_0 = \Delta V$
$C_3A + 6H \rightarrow C_3AH_6$	270.2	3.04	89	$(89 + 108) \rightarrow 150$ (-24%) $89 \rightarrow 150$ (+68%)
	108.1	1.00	108	
	378.4	2.52	150	
$C_3S + 5H \rightarrow C_3SH_4 + CH$	228.3	3.2	71.3	$(71,3 + 90) \rightarrow (115,2 + 33,2)$ (-8%) $71,3 \rightarrow (115,2 + 33,2)$ (+105%)
	90.1	1.00	90	
	244.3	2.12	115	
	74.1	2.23	33.2	
$C_3A + 3CSH_2 + 25H \rightarrow C_3AC_3S_3H_{31}$	270.2	3.04	89	$(89 + 193 + 450) \rightarrow 690$ (-6%) $(89 + 193) \rightarrow 690$ (+145%)
	516.5	2.67	193	
	450.4	1.00	450	
	1237	1.79	690	

только гипса приведет к явному снижению самоупругения.

Далее. Многие авторы, объясняя расширение только самим фактом образования этtringита, что ими фиксируется в течение 1—2 сут с полным связыванием гипса, ничего не могут сказать о причинах расширения, продолжающегося после этого в течение длительного времени (до 128 сут). Точно так же бесполезно изучать процессы гидратации зерен цемента с самого начала в водной среде (Ц/В менее 1), где это происходит иначе, чем в реальных физических условиях, в том числе в бетоне.

Очевидно, расширение — комплексный процесс, в котором есть многие составляющие. Наряду с капиллярными явлениями, осмотическим давлением и взаимодействием сольватных оболочек, являющихся, видимо, основой обратной части расширения — набухания, достаточно существенным является образование кристаллогидратов, в первую очередь гидросульфоалюмината кальция трехсульфатной формы.

В то же время в этом процессе решающую роль играет период его развития, точнее — состояние структуры, сформированность цементного камня. Если в начальный период (до формирования структурного каркаса) гидратация минералов приводит к уменьшению объема кристаллогидратов: C_3A — на 24%, C_2S и C_3S — на 8%, $C_3AC_3S_3H_{31}$ — на 6%, то процессы гидратации тех же минералов в сформированной структуре приво-

дят к увеличению объема соответственно на 68, 105 и 145% (см. таблицу).

Таким образом, для эффективного развития процесса расширения необходимо "отложить" гидратацию некоторых элементов системы до момента, когда структура будет сформирована. При этом следует иметь в виду, что этапы развития системы проходят не ступенчато, а плавно, переходя один в другой.

Можно, например, полагать, что в композиции напрягающего цемента двойная роль высокоглиноземистых компонентов CA и $C_{12}A_7$. С одной стороны, их относительно быстрая гидратация без связывания гипса, который в первую очередь взаимодействует с C_3A , обеспечивает первичную структуру каркаса системы. Связывание гипса с CA происходит одновременно с формированием структуры, переходя от контракции на уровне 6%, пока система находится в пластическом состоянии, к постепенному увеличению вещественного объема — расширению по мере формирования более жесткой структуры $C_3A + 3CSH_2 + 25H \rightarrow C_3AC_3S_3H_{31}$.

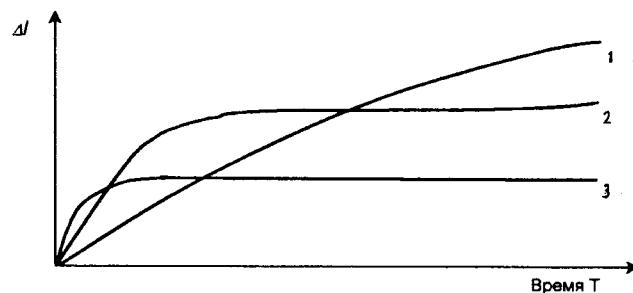
Существует мнение, что в процессе гидратации и особенно при повышении температуры окружающей среды происходит перекристаллизация этtringита в моносульфат. Оно основывается на известных закономерностях химических процессов и опирается на многочисленные рентгеновские наблюдения. На рентгенограммах видно: чем выше температура, тем меньше эт-

этрингита. Однако энергетические методы анализа не показывают характерных скачков энергии, которые должны иметь место при его перекристаллизации. Очевидно, что перекристаллизация трехсульфатной формы гидросульфатоалюмината кальция в односульфатную должна сопровождаться потерей значительной доли начального расширения. Наши эксперименты показали, что этого не происходит. Наблюдаемые нами деформации цементного камня являлись результатом только усадочных процессов и не свидетельствовали о перекристаллизации этрингита.

Специальные исследования образцов из различных бетонов² на РЦ позволили обнаружить интересное явление, которое объяснило кажущуюся противоречивость полученных ранее результатов. Выяснилось, что при снижении влажности и (или) повышении температуры окружающей среды происходит частичное обезвоживание этрингита. При этом он переходит в рентгеноаморфное состояние и не регистрируется рентгеновским методом, но определяется микроскопическими исследованиями. Чем выше температура (ниже влажность) бетона, тем большее количество этрингита переходит в указанное состояние, изменяет свой морфологический облик и поверхность кристаллов. При восстановлении температурно-влажностных условий окружающей среды водная составляющая этрингита тоже восстанавливается. Это давало ранее повод утверждать, что процесс перекристаллизации этрингита является обратимым.

Физико-химические процессы в цементном камне на РЦ при температурно-влажностных колебаниях носят более сложный характер, чем описано выше. В частности, было обнаружено, что частичное обезвоживание трехсульфата имеет неравномерный характер. Происходит постоянное перераспределение воды между его кристаллами.

² Исследования бетонных образцов выполнены в лаборатории физико-химических исследований НИИЖБ к.т.н. Л.П. Курасовой.



Характер влияния на расширение цементного камня содержания алюминатов, температуры твердения или удельной поверхности помола НЦ

1 — $Al_2O_3 \approx 7\%$, или $t^o \approx 10^o$, или $S_{y0} \approx 3000 \text{ см}^2/г$; 2 — $Al_2O_3 \approx 10\%$, или $t^o \approx 30^oC$, или $S_{y0} \approx 4000 \text{ см}^2/г$; 3 — $Al_2O_3 \approx 12\%$, или $t^o \approx 50^o$, или $S_{y0} \approx 5000 \text{ см}^2/г$

В результате этого одни кристаллы теряют ее больше, а другие за счет этой воды восстанавливаются. Таким образом появляется вторичный этрингит с обычными оптическими показателями и внешним видом. Этот вывод, сделанный нами по результатам локальных исследований, следует рассматривать как гипотезу, требующую более тщательного изучения.

Проведенные исследования также показали, что при повышении температуры и снижении влажности окружающей среды ухудшается структура цементного камня из РЦ, но параллельно происходит и ее уплотнение за счет вторичной кристаллизации отдельных новообразований и в том числе этрингита. Этот вывод подтверждается исследованиями физико-механических свойств бетонов на РЦ.

В свете изложенного особенно важную роль приобретает момент начала формирования структуры цементного камня, а также постепенность дальнейших процессов гидратации, когда твердение и увеличение вещественного объема обеспечиваются различными минералами — компонентами системы. Конечно, энергетические потенциалы увеличения объема у различных гидратирующихся минералов сильно отличаются, и наиболее эффективным является образование этрингита, поэтому скорость расширения может регулироваться во времени количеством высокоглиноземистого компонента как основного.

Косвенным подтверждением главенствующей роли высокоглиноземистого компонента является практически такое же влияние со-

держания алюминатов на скорость и величину расширения цементного камня, как и повышение температуры среды или тонкости помола цемента (см. рисунок).

Выводы

1. Проведенный анализ результатов исследований различных авторов и их взглядов на природу расширения сульфатированных вяжущих на основе портландцемента показывает, что, несмотря на кажущуюся противоречивость этих взглядов, они могут быть согласованы, если иметь в виду различные периоды гидратации и взаимодействия минералов цемента.

2. Одним из важнейших элементов предлагаемой гипотезы является положение о том, что в определенных температурно-влажностных условиях происходит обезвоживание этрингита, а не его перекристаллизация в моносульфат.

Библиографический список

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1974.
2. Михайлов В.В. Самонапряженный железобетон. Научное сообщение ЦНИПС, М., 1955.
3. Сиверцев Г.Н., Ларионова З.М. НТО ЦНИПС, № 5381, 1955.
4. Кравченко И.В. Химия и технология специальных цементов. М., Стройиздат, 1969.
5. Рояк С.М., Рояк Г.С. Специальные цементы. М., Стройиздат, 1969.
6. Шейкин А.Е., Якуб Т.Б. Безусадочный портландцемент. М. Стройиздат, 1966.

Самонапряжение сборно-монолитных конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона

Длительные процессы, а главным образом усадка твердеющего бетона, приводят к снижению его эксплуатационных свойств и долговечности железобетонных конструкций. Поиски способов улучшения работы бетона на растяжение привели к созданию предварительного напряжения конструкций. Однако выполнение предварительного напряжения конструкции в построечных условиях в ряде случаев сопряжено со значительными трудностями конструктивно-технологического характера. Это в первую очередь свойственно для возведения сборно-монолитных конструкций, в которых монолитный бетон, объединяющий сборные элементы в единую неразрезную конструкцию, укладывают в условиях строительной площадки. Опыт применения сборно-монолитных конструкций в строительстве показывает, что в течение эксплуатационного периода они в большей степени, чем сборные, подвержены влиянию длительных процессов, что выражается в снижении трещиностойкости составных сечений и возрастании прогибов [6, 11]. Длительные процессы, в частности несовместная усадка, оказывая менее ощутимое влияние на прочность сборно-монолитной конструкции, существенно снижают ее эксплуатационные характеристики, и, как следствие, долговечность. Обширными исследованиями, выполненными как отечественными, так и зарубежными учеными, показало, что игнорирование дополнительных усилий от длительных процессов может при соответствующих условиях не только снизить эксплуатационные свойства неразрезной конструкции, но и создать предаварийную ситуацию [11]. Опыт строительства показывает, что мероприятия конструктивно-технологического характера, направленные на снижение неблагоприятных последствий усадки бетона в сборно-монолитных конструкциях, на практике оказываются малоэффективными [10, 14, 15].

Экспериментально-теоретические работы многих исследователей были направлены на получение вяжущего, применение которого в бетоне не только бы компенсировало усадку, но и позволило бы получить его объемное расширение в начальной фазе твердения. Такая возможность стала реальной благодаря открытию гидросульфатоалюмината кальция (этtringита), названного первоначально «цементной бациллой» [12]. История изучения гидросульфатоалюмината кальция и разработки методов его полезного использования охватывает более чем восьмидесятилетний период и продолжается до настоящего времени. Историческая справка о развитии научных представлений и исследований в области расширяющихся и напрягающих

цементов и бетонов на их основе содержится в монографиях [8, 9, 10].

Еще в 1953 году известный французский исследователь И. Гийон в своей монографии [13] писал: «Если будет достигнуто значительное расширение бетона (при использовании расширяющихся цементов Г. Лоссье, *прим. автора*), обеспечивающее надлежащее натяжение арматуры, несомненно, мы получим совершенно новый способ предварительного напряжения балок».

Создание нового физико-химического способа предварительного напряжения железобетонных конструкций стало возможным благодаря работам проф. В.В. Михайлова и сотрудников его лаборатории. Основная идея способа заключена в использовании т.н. «твердофазового» механизма расширения, как правило, сульфатоалюминатных расширяющихся цементов, получивших название «напрягающие» [2, 3, 9]. Свойства бетонов на напрягающем цементе и опыт их рационального применения в строительстве достаточно подробно рассматривались в разные годы в научно-технической литературе и обобщены в работах [7, 8-10, 14, 15].

Одним из объектов рационального применения напрягающего бетона являются сборно-монолитные элементы зданий и сооружений различного назначения. Напрягающий бетон с успехом использовали для замоноличивания стыковых соединений сборно-монолитных емкостных сооружений [4], уникальных пространственных конструкций [9]. Однако наиболее ощутимые эффекты достигаются при применении напрягающего бетона в сборно-монолитных конструкциях балочного типа. Как показали исследования [1, 10, 14], выполнение монолитной части таких конструкций из напрягающего бетона позволяет не только компенсировать усадочные явления, но и получить предварительное напряжение составного сечения в построечных условиях. При обеспечении надлежащей связи по контакту монолитный напрягающий бетон расширяется в условиях, когда основным ограничением, препятствующим его деформациям, является ранее изготовленный сборный элемент (см. рис. 1а). В результате такого совместного деформирования монолитный напрягающий бетон получает обжатие, сборная часть сечения подвергается внецентренному растяжению, а составной элемент получает выгиб. Таким образом, к моменту стабилизации расширения напрягающего бетона сборно-монолитный элемент получает напряженно-деформированное состояние, противоположное тому, что имеет место при несовместной усадке бетонов монолитной и сборной частей в традиционных конструкциях [6].

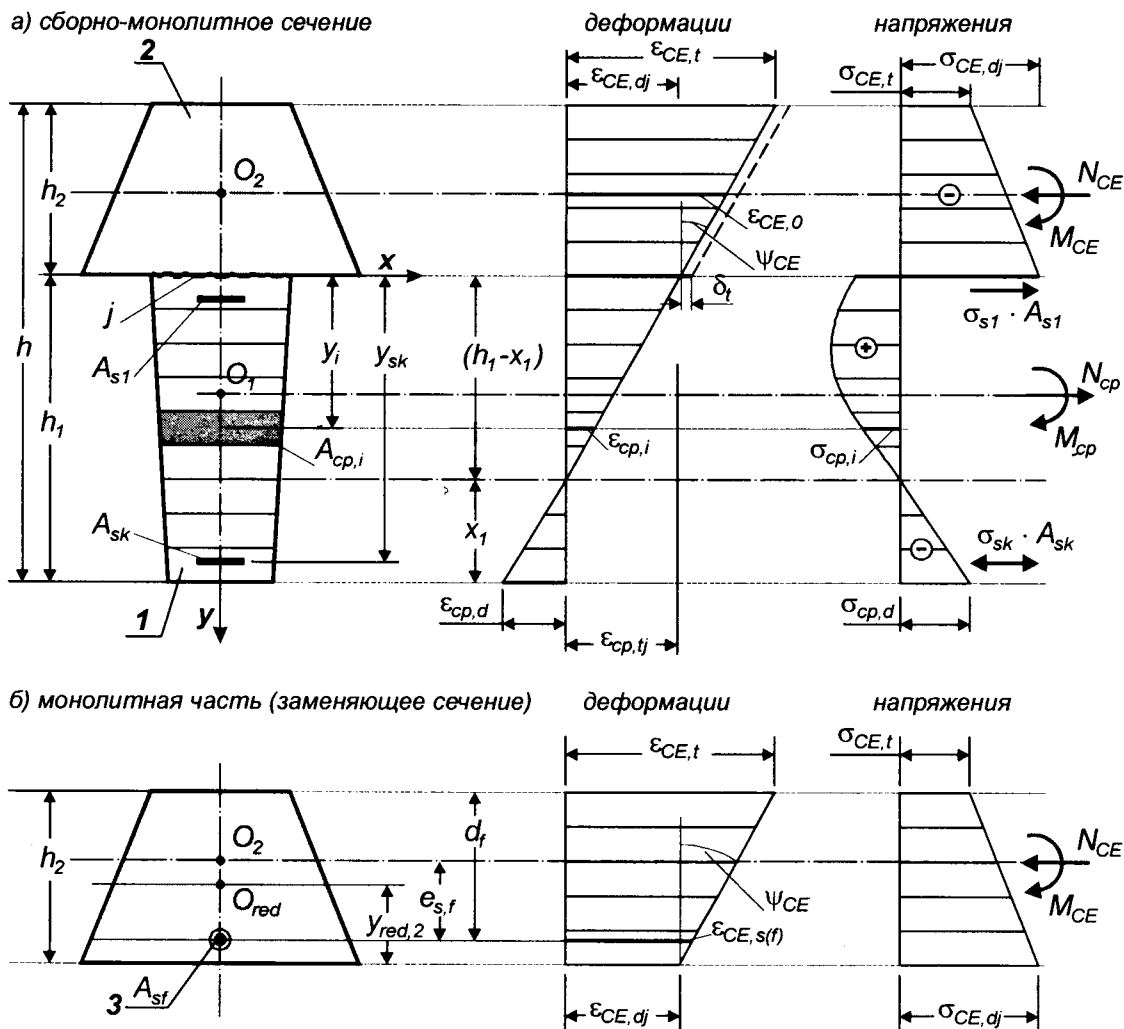


Рис. 1. Распределение деформаций и напряжений для сборно-монолитного (а) и заменяющего (б) сечений
 1 — сборная часть сечения; 2 — монолитный бетон; 3 — "условное" армирование в заменяющем сечении

При проектировании самоупроченных сборно-монолитных железобетонных конструкций необходимо рассчитать параметры напряженно-деформированного состояния составного сечения на стадии расширения напрягающего монолитного бетона.

Параметры напряженно-деформированного состояния на стадии расширения монолитного напрягающего бетона, входящего в составное сечение, предложено определять на базе единого методологического подхода, основанного на гипотезе «условного армирования», сформулированной в работе [10]. В соответствии с этой гипотезой ограничивающее влияние любой внешней связи, препятствующей свободному расширению твердеющего напрягающего бетона, может быть выражено через жесткостную характеристику, эквивалентную жесткости определенного количества стальной арматуры, располагаемой в заменяющем сечении (рис. 16) таким образом, чтобы было полностью сохранено напряженно-деформированное состояние монолитного бетона в исходной сборно-

монолитной конструкции. Такой подход позволяет воспользоваться едиными зависимостями для расчета связанных деформаций и самоупрочения как монолитных, так и сборно-монолитных железобетонных конструкций, изготовленных с применением напрягающего бетона.

Анализ, выполненный в работах [1, 10], показал, что жесткостная характеристика «условного» армирования, моделирующая ограничивающее влияние сборной части, не является величиной постоянной, а изменяется в процессе ее совместного деформирования при расширении монолитного напрягающего бетона. Потому количество «условного» армирования и его положения в пределах заменяющего сечения предложено определять с учетом нелинейной работы сборной элемента в процессе его совместного деформирования с монолитной небетонкой.

Для определения параметров напряженно-деформированного состояния монолитного слоя, а далее и всего составного сечения необходимо рассчитать коэффициент «условного» армирова-

ния и положение «условной арматуры» относительно центра тяжести заменяющего сечения из напрягающего бетона.

При выводе зависимостей, позволяющих рассчитать названные характеристики на стадии самонапряжения сборно-монолитной конструкции, были приняты следующие предпосылки:

1. Все усилия, действующие в составном сечении на стадии расширения напрягающего бетона, относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены;
2. На стадии расширения выполняется гипотеза плоских сечений как для монолитной набетонки, так и сборной части сечения. При этом кривизны сборной и монолитной частей сечения равны между собой (не допускается расслоения по плоскости контакта);
3. Ограничивающее влияние сборного элемента выражено через коэффициент «условного» армирования ($\rho_{\text{н}}$), располагаемого в сечении таким образом, чтобы распределение связанных деформаций по сечению заменяющего элемента соответствовало распределению деформаций в монолитной части в сборно-монолитной конструкции;
4. Деформации граней монолитного бетона и сборного элемента на уровне контакта равны, либо отличаются на деформацию начального сдвига δ_0 , величина которого зависит от конструктивно-технологических параметров стыкового соединения.
5. Напряжения и деформации бетона и арматуры для сборной части сечения связаны соответствующими диаграммами деформирования « $\sigma - \varepsilon$ » материалов при осевом нагружении согласно [16].

Вынужденные усилия в сборной части сечения от расширения монолитной набетонки в общем случае могут быть определены:

$$\{F\}_p = [B]_p \{\varepsilon\}_p \quad (1)$$

где $\{F\}_p$ – вектор-столбец вынужденных усилий в сборной части сечения от расширения монолитной набетонки;

$\{\varepsilon\}_p = \{\varepsilon_{\text{срп}}; \psi_{\text{CE}}\}^T$ – вектор-столбец вынужденных деформаций сборной части сечения;

$[B]_p$ – матрица текущих жесткостей для сборной части сечения, элементы которой корректируются в зависимости от величины вынужденных деформаций, вызванных связанным расширением монолитной набетонки.

Выражая компоненты вектора деформаций для сборной части через параметры деформирования монолитной набетонки с учетом принятых предпосылок, уравнения (1) могут быть преобразованы к виду:

$$\{F\}_{\text{CE}} = [B]_p \{\varepsilon\}_{\text{CE}}, \quad (2)$$

где $\{F\}_{\text{CE}}$ – вектор усилий самонапряжения в монолитной части сечения;

$\{\varepsilon\}_{\text{CE}} = \{\varepsilon_{\text{CE}}; \psi_{\text{CE}}\}^T$ – вектор деформаций, определяющих связанное расширение монолитной набетонки, в условиях ограничения сборным элементом.

Для решения задачи необходимо иметь базовые уравнения, описывающие параметры деформированного состояния от расширения напрягающего бетона для монолитной железобетонной конструкции, имеющей общую форму сечения при произвольном положении ограничивающих связей.

Необходимо отметить, что уже первые исследования железобетонных элементов, выполненных из напрягающего бетона, показали, что распределение собственных напряжений (самонапряжений) и деформаций, развивающихся в результате его расширения, представляют собой достаточно сложную проблему. С одной стороны, это обусловлено тем обстоятельством, что в процессе расширения напрягающего бетона к нему не применимы законы упругого деформирования, и величина самонапряжения не может быть выражена через предельную деформацию свободного расширения подобно тому, как это принято при определении усадочных и температурных напряжений. С другой стороны, на величину деформаций расширения твердеющего напрягающего бетона оказывает влияние значительное количество факторов конструктивно-технологического характера.

Учитывая перечисленные обстоятельства, для расчета величины самонапряжения напрягающего бетона в конструкции в работах [2, 3, 9] была предложена мультипликативная модель вида:

$$\sigma_{\text{CE}} = f_{\text{CE},d} \cdot \prod_{i=1}^n k_i, \quad (3)$$

где σ_{CE} – расчетная величина самонапряжения в напрягающем бетоне железобетонной конструкции; $f_{\text{CE},d}$ – марка по самонапряжению напрягающего бетона (Н/мм^2), установленная для некоторых условий, принятых в качестве стандартных;

k_i – корректирующие коэффициенты, учитывающие отклонение условий твердения и расширения напрягающего бетона в конструкции от стандартных условий, при которых установлена марка бетона по самонапряжению.

Марка бетона по самонапряжению $f_{\text{CE},d}$ является по существу некоторым предельным значением сжимающих напряжений (самонапряжений), развивающихся в базовом образце из напрягающего бетона определенного состава, твердеющего в стандартных условиях, оговоренных, например, в [18].

В нормативный документ [18] для расчета самонапряжения железобетонных конструкций зависимость (3) внесена в виде:

$$\sigma_{\text{CE}} = f_{\text{CE},d} \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_s, \quad (4)$$

где k_p – коэффициент, учитывающий влияние жесткости ограничивающей связи (арматуры), выражаемой через коэффициент армирования сечения

ρ_I и рассчитываемый для условий одноосного ограничения по функциональной зависимости вида:

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57 \cdot \rho_I}{0,0057 + \rho_I}}, \quad (5)$$

k_e – коэффициент, учитывающий отклонение ограничивающей связи от центра тяжести сечения, определяемый по формуле:

$$k_e = 1 - \gamma \cdot \frac{e_s}{d}, \quad (6)$$

k_s – коэффициент, учитывающий направление ограничивающих связей ($k_s = 1,0$ – для одноосного ограничения; $k_s = 1,2$ – для двухосного ограничения; $k_s = 1,5$ – для трехосного ограничения)

Несложно заметить, что коэффициенты, участвующие в формуле (4), учитывают главным образом влияние конструктивных факторов, оценивающих жесткостные характеристики ограничения. При этом факторы технологического характера практически не учитываются или учитываются косвенным образом [10].

Вместе с тем технологические факторы могут оказать существенное влияние на величину связанных деформаций расширения и самонапряжения. Необходимо отметить, что зависимость (4) оценивает самонапряжение по т.н. «визуальному эффекту» [10], то есть исходя из зарегистрированной деформации внешней ограничивающей связи. Вместе с тем деформация расширения зависит от сдерживающего влияния как внешнего ограничения, так и собственных структурных связей в твердеющем напрягающем бетоне, на формирование которых оказывают влияние технологические факторы.

Содержащийся в работах [10, 14] качественный анализ, выполненный на структурно-механических моделях, объединивших химическую сторону явления расширения напрягающего цемента, геометрическую сторону собственных деформаций расширяющихся композитных систем и механическую сторону взаимодействий, связанную главным образом с представлениями о собственных напряжениях, их релаксацией в деформирующей структуре, показал, что зависимость (5) достаточно хорошо описывает влияние на величину самонапряжения жесткости внешней ограничивающей связи в случае ее симметричного расположения в сечении.

Вместе с тем мультипликативная модель (4), принятая в нормативном документе [18], базируется на гипотезе о равномерном распределении самонапряжений по сечению.

Согласно принятым представлениям [9, 18], отклонение ограничивающих связей от центра тяжести бетонного сечения приводит к уменьшению самонапряжения, равномерно распределенного по сечению, что регулируется коэффициентом k_e в формуле (4). Такой подход зачастую входит в противоречие с результатами опытных данных и в ря-

де расчетных ситуаций является неприемлемым. Это особенно ощутимо при определении деформаций элементов, имеющих резко несимметричное армирование, или когда армирование у одной из граней сечения вовсе отсутствует. Следует сразу же оговориться, что такой случай представляет наибольший интерес при оценке параметров деформированного состояния сборно-монолитной конструкции, так как вектор деформаций $\{\varepsilon\}_{CE}$ включает кривизну сечения, возникающую на стадии расширения напрягающего бетона.

Экспериментально установлено [1, 5, 10, 14], что в односторонне армированных конструкциях наблюдаются значительные выгибы и даже появление трещин нормального отрыва по неармированной грани сечения. При расположении ограничивающей арматуры с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения появляется градиент деформаций (менее ограниченная грань испытывает большие деформации и наоборот). Так, при выполнении опытов [1, 10, 14] с балочными элементами, имевшими коэффициент продольного армирования $\rho_I \geq 3\%$, установленного с большим эксцентриситетом, регистрировали деформации неограниченной грани, превосходившие деформации свободного расширения в неармированных балках. При таких условиях невозможно утверждать, что сечение испытывало равномерное сжатие.

В монографии проф. В.В. Михайлова и С.Л. Литвера [9], предложена диаграмма, связывающая деформации и самонапряжения напрягающего бетона к моменту стабилизации процесса расширения в виде:

$$\sigma_{CE} = k_E \cdot (f_{C,CE})^{1,25} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_{CE,n}} \right)^{0,25}, \quad (7)$$

где $f_{C,CE}$ – марка по энергоактивности напрягающего цемента (Н/мм^2), применяемого для приготовления напрягающего бетона;

$\varepsilon_{CE,n}$ – связанная деформация напрягающего бетона к моменту стабилизации процесса расширения;

k_E – эмпирический коэффициент.

Тогда в соответствии с аналитическим описанием диаграммы (8) величина самонапряжений в несимметрично армированном элементе изменяется по высоте сечения в зависимости от величины связанных деформаций, которые распределены неравномерно.

Следует отметить, что гипотеза равномерного распределения самонапряжения по сечению анализировалась в работах [5, 14].

Экспериментальные исследования самонапряженных прямоугольных и тавровых балочных элементов при различном положении и дисперсности ограничивающей арматуры в пределах сечения, представленные в работах [1, 10], показали, что распределение связанных деформаций на ста-

дии расширения подчиняется закону плоских сечений:

$$\varepsilon_{CE,i} = \varepsilon_{S,CE} + y_i \cdot \psi_{CE}, \quad (8)$$

где $\varepsilon_{CE,i}$ – деформация расширения напрягающего бетона «i»-го волокна по высоте сечения;

$\varepsilon_{S,CE}$ – деформация расширения бетона на уровне центра тяжести ограничивающей арматуры в сечении. При обеспеченной связи арматуры с бетоном – деформация ограничивающей арматуры;

ψ_{CE} – кривизна сечения самоупнряженной конструкции на стадии расширения напрягающего бетона;

y_i – расстояние от центра тяжести ограничивающей арматуры до рассматриваемого волокна.

По результатам исследований [1, 10, 14] с учетом опытных данных Л.И. Будагянца [2, 3], В.Д. Будюка [5] и др. величину деформации расширения напрягающего бетона на уровне центра тяжести ограничивающей связи при одноосном ограничении ($\rho_l \geq 0,15\%$) предложено определять по функциональной зависимости вида:

$$\varepsilon_{S,CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_l \cdot E_s} \left[1 - \gamma_1 \cdot \left(\frac{e_s}{d} \right) \right], \quad (9)$$

где ρ_l – коэффициент армирования сечения;

e_s – эксцентриситет ограничивающей связи относительно центра тяжести бетонного сечения;

d – рабочая высота сечения.

Тогда растягивающее усилие в ограничивающей арматуре (рис. 2) (обжимающее бетонное сечение при расширении) может быть определено:

$$P_{0,CE} = \varepsilon_{S,CE} \cdot E_s \cdot A_{sp} = f_{CE,d} \cdot k_p \cdot \left[1 - \gamma_1 \cdot \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \cdot A_{CE}, \quad (10)$$

где A_{CE} – площадь сечения самоупнряженной конструкции.

Несложно заметить, что произведение $f_{CE,d} \cdot k_p \cdot A_{CE}$ в формуле (10) представляет собой

равнодействующую обжатия сечения в предположении равномерного распределения самоупнряжения (при центральном положении ограничивающей связи), а выражение в скобках – соответствует понижающему коэффициенту k_e , согласно [18]. В этом случае коэффициент k_e , аналогичный по записи в Пособии [18], приобретает несколько иной смысл. Этот коэффициент учитывает изменение величины реакции в ограничивающей связи при ее расположении с эксцентриситетом относительно центра тяжести бетонного сечения, т.е.

$$P_{0,CE} = N_{CE,0} \cdot k_e,$$

где $N_{CE,0}$ – равнодействующая самоупнряжений при центральном положении ограничивающей связи (при равномерном распределении самоупнряжений по сечению).

На основании выполненных исследований [1, 10, 14] для определения кривизны самоупнряженного железобетонного элемента (при $\rho_l \geq 0,15\%$) на стадии расширения напрягающего бетона была предложена функциональная зависимость вида:

$$\psi_{CE} = \left(\frac{1}{r} \right)_{CE} = \frac{f_{CE,d} \cdot k_p}{\rho_l \cdot E_s \cdot h} \cdot \delta_2 \cdot \left(\frac{e_s}{d} \right), \quad (11)$$

при $R^2 = 0,897$

где h – полная высота сечения элемента;

δ_2 – эмпирический коэффициент.

Из решения исходных уравнений (2) с учетом зависимостей (9) и (11), описывающих параметры деформированного сечения самоупнряженного элемента на стадии расширения напрягающего бетона монолитной части, в работе [10] получена зависимость для определения коэффициента «условного» армирования в виде:

$$\rho_{l,f} = \frac{B_{1,1}}{k_e \cdot A_{CE} \cdot E_s} \cdot \{ k_e - \delta_2 \cdot \chi \cdot [(k - \chi) - F_0] \}, \quad (12)$$

где $\rho_{l,f}$ – коэффициент «условного» армирования заменяющего сечения совпадающего по форме и размерам с монолитной набетонкой;

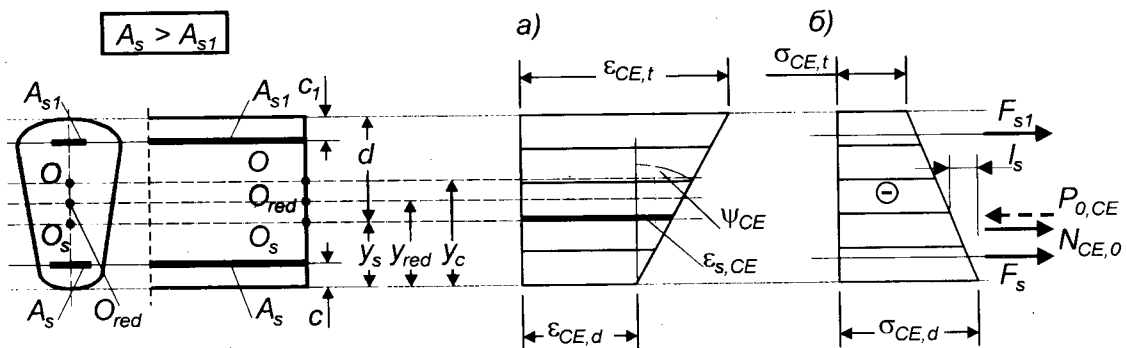


Рис. 2. Распределение связанных деформаций (а) и самоупнряжений (б) по сечению несимметричной железобетонной конструкции к моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона

y_c – расстояние до ц.т. бетонного сечения; y_{red} – то же, до ц.т. приведенного сечения; y_s – то же, до ц.т. ограничивающей арматуры

$\chi = e_{st}/d$ – относительный эксцентриситет «условного» армирования для заменяющего бетонного сечения;

$$F_0 = \frac{B_{1,1}}{B_{1,2} \cdot h_2}; k = \frac{y_{c2}}{h_2}$$

Элементы матрицы жесткостей для сборной части сечения B_{ij} , учитывающие его нелинейную работу при совместном деформировании с набетонкой, рассчитывают традиционным образом согласно [16] относительно осей, располагающихся в плоскости контакта.

Расчет коэффициента «условного» армирования по формуле (14) производят методом итераций при корректировке элементов матрицы жесткостей B_{ij} с использованием диаграмм деформирования для материалов согласно [16] в зависимости от деформированного состояния сборного элемента достигнутого на стадии расширения монолитного бетона. Распределение деформаций по высоте сборной части сечения при известной деформации на уровне контакта и кривизне составного сечения, рассчитанных по формулам (9) и (11) с учетом «условного» армирования, определяют с использованием гипотезы плоских сечений.

Экспериментальная проверка предложенной методики, выполненная с использованием результатов испытаний 352 сборно-монолитных балок, имевших различную компоновку составного сечения (h_2 / h_1), конструктивные решения стыкового соединения, марку по самоупрочению монолитного напрягающего бетона, армирование сборной части сечения показала достаточно хорошее совпадение опытных данных с расчетными параметрами напряженно-деформированного состояния. Так отношение опытных и расчетных деформаций верхней грани сборного элемента составило $\lambda_{\epsilon} = 1,14$ при $V_x = 16,2\%$, а выгибов на стадии расширения – $\lambda_f = 1,12$ при $V_x = 15,8\%$. Предложенные расчетные методы по определению напряженно-деформированного состояния самоупроченных конструкций подробно изложены в разработанном совместно с НИИЖБ Госстроя РФ проекте Пособия [17].

Библиографический список

1. Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самоупроченных сборно-монолитных безригельных перекрытий: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01, БГПА, Минск, 1997 – 375 с.
2. Будагянц Л.И. Исследование напрягающего цемента нормального твердения и процесса самоупрочения конструкций: Дисс. канд. техн. наук: 05.23.01 – 160 с.
3. Будагянц Л.И. Исследование самоупроченных изгибаемых и симметрично армированных элементов // Новые технологии и конструирование бетонных и железобетонных конструкций: Сб. тр. / Под ред. В.В. Михайлова. – Москва, НИИЖБ, 1996 – с. 41-47.
4. Будюк В.Д., Кондратчик А.А. и др. Сборные самоупроченные цилиндрические резервуары // Бетон и железобетон. ЦРДЗ – М., 1992 – с. 101-106.
5. Будюк В.Д., Никитин В.И. Экспериментально-статистическое моделирование самоупрочения железобетонных элементов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – Т.36, №2 – с. 12-17.
6. Гольшев А.Б., Полещук В.П., Колпаков Ю.А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. – Киев: Будівельник, 1969 – 432 с.
7. Звездов А.И., Будагянц Л.И. Бетоны с компенсированной усадкой. Опыт и перспективы применения в строительстве: Матер. научн.-координац. совещ. / ЦРДЗ – М., 1992 – с. 101-106.
8. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н. Физико-химия собственных деформаций цементного камня. – М., Стройиздат, 1980 – 225 с.
9. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющиеся и напрягающие цемента и самоупроченные конструкции. – М., Стройиздат, 1974 – с. 389 с.
10. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. – Брест: Изд-во БПИ, 1998 – 246 с.
11. Biliszczuk J., Edlebi R. Analiza efektywnosci sprejania betonowej plyty pomostu w wyniku wymuszenia deformacji ciaglych przesel mostu zespolonego – Inzynieria i Budownictwo – 1996 - №3 – s. 169-173.
12. Candlot C. Expansive cement // Societe d'Encogragement pour L'Industrei Nationale – 1890 – vol. 5, №734 – p. 682-685.
13. Guyon Y. Beton Precontraint / Edude theorique et experimentale. Preface de E.Freyssinet, 2-ed., Paris, 1953 – 648 p.
14. Krol M., Tur W. Beton ekspansywny – Warszawa: Arkady, 1999 – 276 s.
15. Krol M., Tur W. Zastosowanie betonow ekspansywnych w budownictwie // Inzynierija: Budownictwo – 1993 – № 11 – s. 23-27.
16. СНБ 5.03.01 «Конструкции бетонные, железобетонные и предварительно напряженные. Нормы проектирования» – Мн.: Стройтехнорм, 1999 – 274 с. (проект).
17. Пособие по проектированию железобетонных конструкций из напрягающего бетона (Пособие к СНБ 5.03.01-98) – Мн.: Стройтехнорм, 1999 – 183 с. (проект).
18. Пособие по проектированию самоупроченных железобетонных конструкций (Пособие к СНиП 2.03.01-84*) – М.: ЦНТП, 1986 – 37 с.

Уважаемые читатели!

С 1 сентября с.г. начинается подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на первое полугодие 2002 г. Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Почта России" (АРЗИ).

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205.

Трубобетонные элементы из бетона на напрягающем цементе

Существует ряд конструкций, в которых весьма эффективно использование трубобетона. Это прежде всего различные виды колонн (преимущественно под большие нагрузки), применяемые в высотных и промышленных зданиях, подземных и защитных сооружениях, эстакадах, АЭС, а также в несущих конструкциях большепролетных мостов.

В последние годы на крупных стройках Западной Европы, США, Китая, Японии все чаще встречаются конструкции из трубобетона. Простая технология изготовления, экономия полезной площади помещений за счет меньшего по сравнению с другими железобетонными элементами поперечного сечения делает конструкции из стальных труб, заполненных бетоном, более привлекательными. Кроме того, хрупкий высокопрочный бетон в трубчатой обойме приобретает свойства "пластического тела", что позволяет получить надежную конструкцию.

Более широкому распространению трубобетонных конструкций в нашей стране препятствует ряд причин. Среди них следует отметить отсутствие отечественных норм проектирования трубобетонных конструкций, что было связано с "пограничным" положением трубобетона между железобетонными и металлическими конструкциями, дефицитом в прошлом стальных труб, ограничивавшим их применение в строительстве. У трубобетона имеются некоторые конструктивные недостатки. Основной из них — возникновение растягивающих напряжений на поверхности контакта стальной трубы и бетонного сердечника в упругой стадии работы трубобетонного элемента вследствие разницы коэффициентов Пуассона стали и бетона ($\nu_s = 0,3$, $\nu_b \approx 0,2$). Это явление наряду с усадкой бетона может приводить к отрыву сердечника от трубы при эксплуатационных нагрузках, как это име-

ло место в трубобетонных арках железобетонного моста через реку Исеть, построенного по проекту В.А.Росновского. Отрыв стальной трубы от бетонного сердечника снижает долговечность и, в некоторой степени, несущую способность конструкции. В США распространен способ обеспечения совместной работы ядра и оболочки в трубобетоне, при котором к внутренней поверхности трубы с постоянным шагом приваривают поперечные стержни. Кроме того, за счет применения суперпластификаторов стараются максимально понизить водоцементное отношение (до $V/C = 0,28$ и ниже) в целях уменьшения усадки. В Японии внутреннюю поверхность труб обрабатывают специальной смазкой с целью исключить сцепление бетона с трубой, при этом нагрузку прикладывают лишь "на бетон", тем самым заставляя работать трубу только в качестве обоймы.

На основании результатов испытаний, проведенных в НИИЖБе, предложено обеспечить совместную работу бетонного ядра и стальной обоймы путем предварительного напряжения (самонапряжения) стальной трубы за счет энергии расширения бетона на напрягающем цементе. Испытания образцов из стальных труб размером 159x5 мм, заполненных бетоном на напрягающем цементе, показали значительное (в среднем на 30%) увеличение диапазона упругой работы таких элементов по сравнению с аналогами из обычного портландцементного бетона (см. таблицу).

Несущая способность при этом повысилась на 5...10%, что можно

Серия, №	Вид вяжущего	Предел упругой работы $\epsilon_{гр}$, %	Уровень нагрузки, NN_u
1	НЦ	0,16	0,58
2	ПЦ	0,15	0,42
3	НЦ актив	0,18	0,62
4	НЦ актив	0,17	0,61

объяснить большим влиянием на нее относительно толстостенной стальной трубы. На рис. 1 приведены кривые изменения объема трубобетонных элементов, выполненных из напрягающего (заводского и активизированного в лабораторных условиях) и портландского цемента. Эффективность применения трубобетонных элементов из бетона на напрягающем цементе (особенно с точки зрения их длительной эксплуатации) очевидна.

Отсутствие норм проектирования трубобетонных конструкций породило множество методик их расчета, базирующихся на разных взглядах исследователей на работу трубобетонного элемента и его предельное состояние. Одни из них [1] считают, что за предельное состояние следует принимать момент достижения стальной трубой предела текучести, справедливо указывая на непригодность к эксплуатации трубобетонной конструкции, претерпевшей большие деформации. Другие исследователи принимают за предельное состояние момент достижения элементом максимальной (разрушающей) нагрузки.

По нашему мнению, расчет трубобетонных элементов целесообразно вести, принимая за предельное состояние разрушающую нагрузку, с использованием расчетных характеристик материалов и нагрузок. В то же время необходимо учитывать условие, в котором ограничиваются деформации трубобетонного элемента (достижение стальной трубой предела текучести), но уже с использованием нормативных характеристик материалов и нагрузок.

Наибольшую сходимость с опытными данными (расхождение не превышало 5%) показала следующая методика расчета трубобетонных элементов [2].

Определяется коэффициент эффективности бокового обжатия

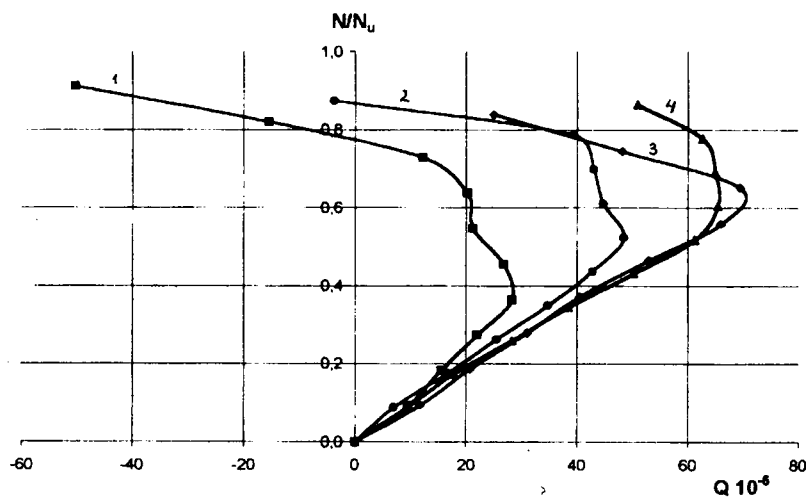


Рис. 1. Зависимость относительного изменения объема трубобетонных образцов от уровня нагружения

1 — бетон на ПЦ; 2 — бетон на НЦ актив; 3 — бетон на НЦ; 4 — бетон на НЦ актив

$$K = 4,8D^{-0,18}(0,03\mu^{-0,72} + 1) \quad (1)$$

Определяется коэффициент эффективности обоймы

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{(K-1)^2}{3}} \quad (2)$$

Несущая способность трубобетонного элемента определяется по формуле

$$N = R_b A_b + \alpha R_s A_s \quad (3)$$

Расчетные формулы справедливы при $0,01 \leq \mu \leq 0,14$; $100 \text{ мм} \leq D \leq 1220 \text{ мм}$; $B20 \leq B \leq B60$.

Для проектирования трубобетонных конструкций с применением бетона на напрягающем цементе важно знать величину самоупрессовки (предварительного напряжения, возникающего за счет энергии расширения НЦ), достаточную для обеспечения совместной работы стальной трубы и бетонного ядра на всех этапах работы конструкции. Предварительное напряжение стальной трубы должно осуществляться на величину деформации, превышающую возможный зазор между стальной трубой и бетонным ядром (рис.2).

Чтобы решить поставленную задачу, необходимо знать величину коэффициентов Пуассона трубы-оболочки ν_s и напрягающего бетона ν_b в стадии упругой работы элемента и продольные деформации, соответствующие моменту, при

котором коэффициенты Пуассона бетона сердечника и стали трубы становятся равными.

Величину максимально возможного зазора можно определить по следующей формуле

$$l_d = \varepsilon_l d (\nu_s - \nu_b), \quad (4)$$

где ε_l — относительная продольная деформация в момент выравнивания коэффициентов Пуассона стали и бетона; d — диаметр бетонного сердечника (внутренний диаметр стальной оболочки).

Начальные коэффициенты Пуассона для стали и бетона принимаем равными соответственно $\nu_s = 0,3$ и $\nu_b = 0,2$. Расчет зазора по формуле (4) идет в запас, поскольку коэффициент Пуассона бетона не постоянно равен 0,2.

Исходя из принятых для упругой работы коэффициентов поперечных деформаций стали и бетона формулу (4) можно представить в виде

$$l_d = 0,1\varepsilon_l d \quad (5)$$

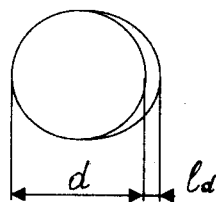


Рис. 2. Схема к определению максимального возможного зазора между стальной трубой и бетонным ядром

или в относительных величинах

$$\varepsilon_r = 0,1\varepsilon_l \quad (6)$$

На основании исследований, проведенных ранее, принято, что величина продольной деформации бетона в упругой стадии не превышает 0,1%. Следовательно, для сохранения объемного напряженно-деформированного состояния достаточно использовать напрягающий бетон, способный растянуть оболочку на величину $\varepsilon_r = 0,1 \cdot 0,1\% = 0,01\%$.

Определим требуемую величину обжатия бетона (самоупрессовки) $\sigma_{bp,r}$ в зависимости от коэффициента продольного армирования μ

$$\sigma_{bp,r} = \sigma_{sp,cir} t_{cas} / r = 0,5\varepsilon_r E_s \mu, \quad (7)$$

где $\sigma_{sp,cir} = \varepsilon_r E_s \mu = 2t_{cas} / r$.

Так как $\varepsilon_r = \varepsilon_l (\nu_s - \nu_b) = 10 \cdot 10^{-5}$, а $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, получаем

$$\sigma_{bp,r} = 10\mu, \text{ МПа} \quad (8)$$

В общем виде формула (8) примет вид

$$\sigma_{bp,r} = 0,5\mu\varepsilon_l E_s (\nu_s - \nu_b) \quad (9)$$

Исходя из последней зависимости, можно сделать вывод, что с увеличением толщины стальной оболочки растет и величина требуемого самоупрессовки бетона. Поэтому с ростом коэффициента армирования (толщины обоймы) необходимо повышать энергетическую марку напрягающего цемента или его расход, чтобы компенсировать одну и ту же величину возможного зазора.

Таким образом, при проектировании трубобетонных конструкций из бетона на напрягающем цементе с коэффициентом армирования $\mu \leq 0,1$ для обеспечения совместной работы стальной трубы и бетонного ядра достаточно использовать напрягающий цемент марки НЦ-20 с расходом 550..600 кг/м³.

Библиографический список

1. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. — М.: Стройиздат, 1974. — 144 с.
2. Фонов В.М., Людковский И.Г., Нестерович А.П. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии//Бетон и железобетон. — 1989. — № 1. — С.4-6.
3. Пособие по проектированию самоупрессованных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01-84). — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 64 с.

Напрягающий бетон в конструкциях мостов и аэропортов

В конструкции железобетонных автодорожных мостов для повышения трещиностойкости надопорных сечений в неразрезных, температурно-неразрезных и в рамно-неразрезных пролетных строениях в качестве монолитного покрытия применяют самонапряженный железобетон на напрягающем цементе (НЦ). Оно заменяет выравнивающий цементно-песчаный слой, а также многослойную оклеечную гидроизоляцию. Поверх напрягающего бетона устраивается слой износа из асфальта, или движение автотранспорта осуществляется непосредственно по бетону на НЦ.

Наиболее уязвимыми зонами неразрезного мостового полотна, с точки зрения трещиностойкости, являются надопорные сечения. В этих зонах в верхних волокнах элементов пролетных строений и конструкций мостового полотна возникают растягивающие напряжения от некоторой доли постоянной нагрузки, температурных деформаций, осадки опор и нагрузки от автотранспорта и толпы на тротуарах. Трещиностойкость мостового полотна в монолитном слое можно повысить созданием предварительного напряжения в верхней зоне надопорных сечений неразрезных и рамно-неразрезных мостов или увеличением момента сопротивления сечения или повышением классов бетонов сборного и монолитного элементов. Снизить максимальные растягивающие напряжения в слое напрягаемого бетона можно увеличением марки бетона по самонапряжению или устройством разделительного слоя скольжения между ним и несущими конструкциями пролетного строения.

Конструкция слоя скольжения может быть выполнена следующим образом:

на участке устройства слоя производится затирка поверхности железобетонных конструкций цементно-песчаным раствором;

укладываются два слоя полиэтиленовой пленки или рубероида.

Этим учитывается тот факт, что при одном и том же угле поворота надопорного сечения, как и в обычной сборно-монолитной конструкции, в монолитном слое возникают растягивающие напряжения меньшей величины, а в некоторых случаях и другого знака. В том случае, если площадь эпюры моментов — величина положительная, это значит, что монолитный бетон над опорой над разделительным слоем сжат, и проведения проверки по образованию трещин не требуются. При отрицательной площади эпюры моментов, при значении отношения усредненного момента к моменту в опорном сечении, меньшим единицы, условный модуль упругости напрягающего бетона монолитного слоя уменьшится, а статический момент сечения, приведенного к монолитному бетону, увеличивается, и в результате трещиностойкость конструкции в целом также повышается.

Здесь необходимо отметить тот факт, что трещиностойкость нижележащих железобетонных элементов пролетного строения, по-видимому, должна значительно повыситься за счет того, что их верхние волокна будут растягиваться в условиях связанных деформаций.

Для устройства мостового полотна применяется бетон класса В30 на цементе НЦ-20, что позволяет получать марку бетона по самонапряжению $S_p 1,5$; при этом известно, что прочность на растяжение у бетонов на НЦ на 20...25% больше, чем у бетонов на портландцементе равной

прочности на сжатие. В данном случае функцию арматуры, препятствующей свободному расширению напрягающего бетона, выполняет сборный элемент пролетного строения.

В результате отдельности деформаций верхних волокон пролетного строения и монолитного бетона происходит усреднение усилий растяжения в монолитном слое на длине устройства слоя скольжения. Монолитный слой на данном участке работает как внецентренно растянутый элемент, благодаря чему уменьшаются максимальные растягивающие напряжения в слое в наиболее нагруженных сечениях вблизи опоры пролетного строения.

Напрягающий бетон на длине устройства слоя скольжения участвует в работе сборно-монолитной конструкции пролетного строения и воспринимает усредненное усилие от изменяющегося на рассматриваемом участке внешнего момента. При этом статический момент приведенного к монолитному бетону сечения, используемый для определения момента трещинообразования в надопорном сечении, необходимо находить для данной конструкции с учетом условного изменения модуля упругости напрягающего бетона.

В 1993 г. в аэропорту Шереметьево-1 были обследованы несущие конструкции круглого посадочного павильона ("рюмки"). Визуальный осмотр несущих железобетонных колонн венчающей части покрытия выявил значительные дефекты некоторых колонн в нижней части, находящихся зимой в зоне снежного покрова, где проходит интенсивное попеременное оттаивание и замораживание бетона с его активным водонасыщением.

Следует отметить, что структу-

ра бетона колонн имеет крупные поры — поверхностные раковины достигают 15...20 мм. Дефектные же колонны в угловой части имели выколы до несущей арматуры, полученные при распалубке или на монтаже. Макропористая структура бетона колонн стала причиной того, что в нижней части, примерно на высоту 0,8 м, на некоторых колоннах начался интенсивный процесс шелушения бетона, что объясняется плохой его морозостойкостью. В зоне, находящейся под снегом, насыщение бетона влагой при оттепелях днем и замораживании ночью вызывает интенсивное разуплотнение бетона колонны, что приводит к разрушению защитного слоя и об-

нажению рабочей арматуры. В одной из колонн продольная и поперечная арматура была оголена снизу на высоту примерно 110 см, и процесс разрушения начался в ядре.

Для ремонта таких колонн применяли следующую технологию. Бетон защитного слоя скалывали на высоту 120 см, а рабочую арматуру очищали от ржавчины. После этого устанавливали арматурный каркас из стали А-1 Ø6 мм и опалубку из деревянных щитов, обитых кровельным железом. Затем производилось бетонирование ремонтируемого участка мелкозернистой смесью на НЦ, состав которой устанавливали по рекомендациям лабора-

тории № 4 НИИЖБ. Толщина стенки обоймы составляла 7...8 см.

В тех случаях, где это было возможно, дефекты устранялись простым оштукатуриванием раствором на НЦ с последующей покраской.

Обследование колонн, подвергнутых ремонту и восстановлению защитного слоя, дало удовлетворительные результаты. Сцепление старого и нового (ремонтного) бетонов оказалось надежным, поверхность обоймы после распалубки была хорошего качества и не требовала дополнительной обработки.

Полученный опыт позволяет применять данную технологию при лечении несущих конструкций в наземных сооружениях аэропортов.

А.Б.ПИРАДОВ, д-р техн. наук, проф. (Грузинский научно-исследовательский ин-т энергетики);
К.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ, Московский государственный открытый ун-т)

Расчет предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов методами механики разрушения

С тех пор, как в 1930 году, работая в Закавказском институте сооружений города Тбилиси, Виктор Васильевич Михайлов разработал и изготовил первую в СССР предварительно напряженную конструкцию - центрифугированную трубу, - прошло уже более 70 лет. Все это время такие конструкции рассчитывались как бы без учета процессов образования и развития в них трещин. Между тем, именно трещины, момент их образования, длина и ширина их раскрытия являются теми факторами, которые и привели к появлению преднапряженных конструкций, позволяющих предотвратить появление или оттянуть момент образования главным образом отрывных трещин. Рассмотрим изгибаемый железобетонный элемент, в котором на предельной стадии деформирования образуются трещины нормального отрыва в растянутой части сечения, поперечного сдвига в сжатой его части и наклонные к продольной оси элемента, механизм развития которых смешанный сдвиг-отрывной.

Величина критического коэффициента интенсивности напряжений (КИН) железобетонного предварительно-напряженного элемента K_{1c}^r определяется по зависимости:

$$K_{1c}^r = K_{1c}^b + K_{1c}^s + K_{1c}^{sp}, \quad (1)$$

где K_{1c}^b - критический КИН бетона элемента; K_{1c}^s и K_{1c}^{sp} - критические КИН, учитывающие сдерживающее влияние соответственно ненапряженной и предварительно напряженной арматуры на развитие трещин. Величина K_{1c}^r - постоянная для железобетона с определенным количеством арматуры A_s и A_{sp} . Величина K_{1c}^{sp} рассчитывается по:

$$K_{1c}^{sp} = \frac{2\sigma_{sp} A_{sp}}{b\sqrt{\pi a_{sp}}} Y(a_{1sp}), \quad (2)$$

где σ_{sp} - напряжения в преднапряженной арматуре; $a_{1sp} = a_{sp}/h$; a_{sp} - высота защитного слоя; h - высота элемента;

С учетом величины K_{1c}^{st} для арматурной стали величина напряжений в предварительно-напряженной арматуре в момент восприятия сечением максимальной внешней нагрузки

$$\sigma_s = \frac{4K_{1c}^{st}}{\sqrt{\pi d_{sp}}}, \quad (3)$$

где d_{sp} - диаметр арматурного стержня. Тогда длина трещины нормального отрыва в растянутой части сечения

$$l_{crc}^v = \frac{M^2 (\sqrt{\pi} - a_{1sp} - 1)^2 (2\pi - 1)^2}{4\pi^2 (K_{1c}^b + K_{1c}^s + K_{1c}^{sp}) b^2 h} \quad (4)$$

где M – величина изгибающего момента. Ширина раскрытия таких трещин рассчитывается по зависимости:

$$a_{crc}^v = \frac{M^2 Y^2(l_0) (1 - \nu^2) (l_{crc}^v - a_{sp}) \sqrt{l_{bg}}}{\pi^{3/2} b^2 h^3 E_b K_{1c}^b l_{crc}^v} - \frac{2(\sigma_{sp} A_{sp} + \sigma_s A_s)}{\pi b E_b} \Gamma(l_{crc}^v, a_{sp}), \quad (5)$$

где

$$Y^2(l_0) = \sqrt{0,4l_0} (2 - 2,5l_0 + 13l_0^2 - 23,2l_0^3 + 24,8l_0^4);$$

$l_0 = l_{crc}^v / h$; ν – коэффициент Пуассона; $l_{bg} = 1$ м;

$$\Gamma(l_{crc}^v, a_{sp}) = \ln \frac{l_{crc}^v - \sqrt{(l_{crc}^v)^2 - a_{sp}^2}}{l_{crc}^v + \sqrt{(l_{crc}^v)^2 - a_{sp}^2}}$$

Предварительное напряжение не оказывает влияние на рост трещин поперечного сдвига в сжатой части сечения железобетонного элемента, поэтому расчет их параметров производится по методике [1].

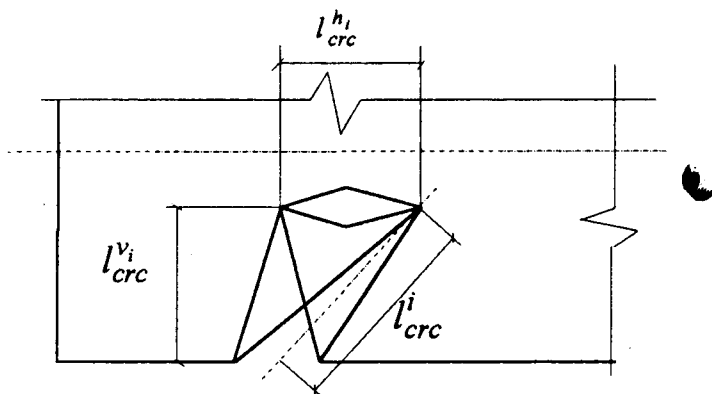
Несущая способность элемента определяется по двум уравнениям статики с учетом параметров отрывных и сдвиговых трещин в элементе. Характеризуют бетон и арматуру инвариантные параметры трещиностойкости бетона и стали K_{1c} и K_{1c} (соответственно КИН при нормальном отрыве и поперечном сдвиге). На основании уравнений статики возможно определение как максимальной несущей способности элемента, так и его предельной несущей способности M_f на стадии разрушения (понижения прочности) при доломе элемента.

Прогиб преднапряженного железобетонного элемента определяется по формуле

$$f = a_{crc}^v \frac{L}{4(l_{crc}^v - a_{crc}^v)} + a_{crc}^h, \quad (6)$$

где L – пролет элемента, a_{crc}^h – ширина трещины сдвига.

Интересно сравнить процессы развития трещин, наклонных к продольной оси элемента, в ненапряжен-



Механизм развития трещины, наклонной к продольной оси элемента

ных и предварительно-напряженных элементах. Такие трещины, как отмечалось выше, образуются и развиваются по смешанному сдвиго-отрывному механизму, при этом движение таких трещин вверх происходит по механизму нормального отрыва, а отклонение от вертикали – поперечного сдвига [2] (рисунок). Поэтому представим наклонную трещину, как сумму двух трещин: отрыва v_i и сдвига h_i . Предварительное напряжение находящейся в растянутой части сечения арматуры неодинаково влияют на параметры этих трещин. Уменьшая параметры трещины v_i , оно наоборот приводит к росту длины и ширины раскрытия трещины h_i . Поэтому наклонные трещины при меньшей высоте по сечению в преднапряженных элементах имеют больший угол отклонения от вертикали по сравнению с ненапряженными железобетонными элементами.

По методике, описанной в настоящей статье, были выполнены расчеты по оценке ресурса прочности несущих конструкций рам Тбилисской ГРЭС, балок Т-образного сечения перекрытия машзала Братской ГЭС и несущих конструкций эстакады в городе Лениногорск, изготовленные с применением напрягающего цемента. На основании расчетов определены параметры трещин, остаточная, с учетом этих трещин, несущая способность конструкций, а также время, за которое параметры трещин достигнут своих критических значений, после чего необходим ремонт элементов или их замена.

Библиографический список

1. Пирадов К.А., Гузев Е.А. Механика разрушения железобетона. — М., Новый век, 1998. — 190 с.
2. Пирадов К.А. Расчет железобетонных элементов на основе механики разрушения. Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук. — М., 1995. — 41 с.

Бетон с компенсированной усадкой для возведения трещиностойких конструкций большой протяженности

Одним из направлений развития и совершенствования бетона и железобетона является разработка новых подходов и их реализация в промышленности при получении вяжущих и бетонов нового поколения, обеспечивающих надежность и долговечность конструкций и сооружений, в частности ликвидацию усадки бетона.

Проблеме усадки и ее влиянию на свойства бетона посвящено много исследований в нашей стране и за рубежом, поскольку усадочные деформации в сочетании с низкой прочностью бетона на растяжение приводят к появлению трещин в железобетонных конструкциях, особенно в поверхностном слое, повышают их деформативность, снижают долговечность.

Одним из способов устранения отрицательных последствий усадки является применение в качестве вяжущего напрягающего цемента (НЦ), состоящего из портландцемента, алюминоносодержащего компонента и гипса [1].

Напрягающий цемент, имеющий в своей основе портландцемент, обладает всеми его свойствами, но вместе с тем характеризуется рядом отличительных особенностей, а именно: расширением, нормированием величины самоупругения, высокой водо- и газонепроницаемостью и экранирующей способностью против радионуклидов, сульфатостойкостью, прочностью на растяжение (осевое и при изгибе), быстрым набором прочности как в нормальных условиях при положительных и отрицательных температурах, так и при тепловлажностной обработке.

Бетоны на напрягающих цементах подразделяются на напрягающие (с расчетной величиной самоупругения) и бетоны с компенсированной усадкой (требования по самоупругению не предъявляются).

Для повышения эксплуатационных характеристик бетонов в настоящее время широко используются минеральные добавки, среди которых особое место занимают расширяющие, при введении которых в

портландцементе при твердении происходит увеличение линейных размеров. Введение таких добавок в бетон на портландцементе позволяет так же, как и при использовании НЦ, обеспечить высокую водонепроницаемость, трещиностойкость и долговечность конструкции. При этом новый бетон с использованием расширяющей добавки не только обладает всеми положительными свойствами бетона на портландцементе, но и нивелирует негативные его стороны: низкие показатели проницаемости, растяжения при изгибе, большие усадочные деформации.

В настоящее время в НИИЖБе разработано несколько видов расширяющих добавок [2], особенностью которых является возможность их производства как по обжиговой, так и по безобжиговой технологиям. В качестве сырья для получения таких добавок могут быть использованы природные материалы и промышленные отходы. Особый интерес представляет утилизация крупнотоннажных отходов, которая позволяет решать проблемы ресурсосбережения в строительстве, охраны окружающей среды и экологические задачи.

Добавки эти вводят или в мельницу при производстве цемента, или в бетоносмеситель непосредственно при приготовлении бетонной смеси.

Введение расширяющей добавки непосредственно в процессе приготовления бетонной смеси регулирует энергию расширения вяжущего, что позволяет получать бетоны для сборного и монолитного строительства как с компенсированной усадкой, так и напрягающие с различной энергией самоупругения, обеспечивая при этом высокое качество изделий.

Анализ зарубежной и российской информации позволяет условно подразделить расширяющие добавки на следующие группы:

- 1 — алюминатно-сульфатные;
- 2 — алюминатно-оксидные;
- 3 — оксидные.

Расширение цемента, содержащих алюминатно-сульфатные добавки, происходит в результате взаимодействия алюмо- и сульфосодержащих фаз с образованием этtringита ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$).

В добавках второй группы наряду с компонентами, несущими оксиды алюминатов и сульфатов, обязательно присутствие свободного оксида кальция, т.е. расширение цемента с расширяющей добавкой этой группы происходит как из-за образования этtringита, так и в результате гидратации $\text{CaO}_{\text{св}}$.

В цементах с добавками третьей группы расширение происходит в результате гидратации оксидов кальция, магния и др. (CaO , $\text{MgO}_{\text{св}}$).

Введение расширяющих добавок в бетонную смесь на портландцементе вызывает расширение цементного камня, увеличение объема твердой фазы, образующейся при гидратации цемента. При ограничении деформаций расширения развивается самонапряжение, т.е. усилие, отнесенное к единице площади поперечного сечения. Изучение процесса гидратации цемента на расширяющих добавках и бетонов на их основе показало, что скорость образования продуктов гидратации, вызывающих расширение в системе и рост прочности, во многом зависит от вида, активности и количества расширяющей добавки. Таким образом, свойства бетона можно регулировать путем изменения количества последней.

Для оценки возможности получения бетонов с различными свойствами были проведены исследования при введении расширяющих добавок разных типов. В качестве контрольного был выбран бетон класса В25 (М350), при приготовлении которого в бетонную смесь на портландцементе вводили различные расширяющие добавки с варьируемым количественным и качественным составом. Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Анализ данных табл. 1 показывает, что, изменяя количество добав-

Таблица 1

№№ п/п	Группы РД	К-во РД, %	Характеристики бетона			
			ε (%)	σ (МПа)	W (атм)	$R_{сж} / R_{изг}$ (МПа)
I	1	-	0,22	-	6	35,2/7,6
II		5	0,21	0,6	10	38,4/8,1
III		10	0,64	0,94	12	37,6/9,2
IV		15	0,98	1,22	14	38,4/9,8
V		20	1,24	1,42	16	38,0/9,6
VI	2	3	0,8	0,62	12	38,4/9,6
VII		10	2,4	0,96	12	36,4/8,4
VIII		12	Р а з р у ш е н и е			
IX	3	1	0,46	0,59	12	38,4/9,0
X		3	0,97	0,8	14	38,7/8,7
XI		5	1,68	1,7	12	36,2/8,9
XII		8	Р а з р у ш е н и е			

Примечания: ε — расширение (ТУ 5743-023-46854090-98); W — водонепроницаемость (ГОСТ 12730-5-84); σ — самонапряжение (ТУ 5734-072-46854090); $R_{сж}$ — прочность на сжатие (ГОСТ 310.4); $R_{изг}$ — прочность на растяжение при изгибе (ГОСТ 310.4).

ки даже в пределах одной группы, можно получить бетоны с различными характеристиками. Величина расширения и самонапряжения прямо пропорциональна количеству вводимой добавки. В то же время чрезмерное увеличение ее содержания может привести к снижению показателей прочности бетона на сжатие и растяжение при изгибе и даже к его разрушению (при отсутствии ограничений деформации).

Оценка результатов испытания показала, что с использованием добавок 1-й группы (добавок сульфаталюминатного типа) можно получать бетоны с прогнозируемыми свойствами. Эти свойства бетонов были успешно использованы при возведении ряда сооружений в Москве.

При устройстве бетонных покрытий в конструкции большой протяженности в большинстве случаев необходимо выполнять деформационные температурно-усадочные швы, что обусловлено невысокой предельной растяжимостью бетона. В то же время наличие швов снижает такие эксплуатационные качества покрытий, как ровность, в спортивных сооружениях и водонепроницаемость и долговечность — в покрытиях полов.

С использованием расширяющих добавок были разработаны бетоны с прогнозируемыми свойствами для конструкций большой протяженности, в частности, для устройства технологической плиты на

Малой спортивной арене спорткомплекса "Лужники". Уместно отметить, что в 2000 г. была проведена реконструкция покрытия ледового поля, которое ранее (в 1979 г.) [3] было забетонировано именно бетоном на напрягающем цементе, при этом эксплуатация показала удовлетворительное его качество. При возведении железобетонной охлаждающей плиты перед проектировщиками и строителями опять возникла проблема обеспечения ее трещиностойкости, поэтому при реконструкции приняли решение вновь использовать напрягающий бетон.

В этой конструкции было использовано сочетание таких свойств бетонов, как повышенная прочность на растяжение, самонапряжение, повышенная деформативность, что позволило с использованием пластичных бетонов при насыщенности арматурой и трубопроводами системы охлаждения избежать усадочных трещин и отказаться от деформационных швов. Особую сложность при возведении спортивных сооружений составили высокие требования к ровности поверхности ($\pm 1,5$ мм), положению труб системы замораживания в плите и к ее трещиностойкости. Большое насыщение плиты металлом (трубы и арматура составляют около 5% площади сечения плиты) при использовании обычного бетона неизбежно привело бы к образованию трещин и поставило под вопрос долговеч-

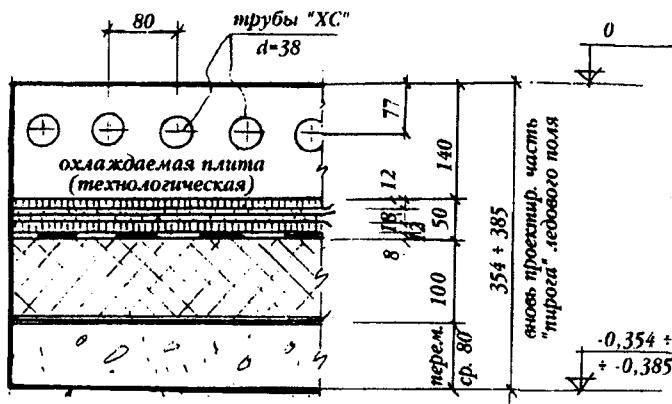
ность даже толстостенных труб системы замораживания, не говоря уже о резком снижении морозостойкости самой плиты. Поэтому наиболее эффективным средством повышения трещиностойкости является предварительное напряжение плиты. Однако напряжение относительно тонкой (14 см) пластинки большой площади (1800 м²) обычными способами весьма сложно и не всегда возможно.

Для создания такой технологической плиты с размещенными в ней трубами системы замораживания наиболее целесообразным является применение бетона с регулируемой величиной расширения. Только за счет происходящих химических реакций при твердении бетона возможно устройство данной конструкции. Разработка последней в качестве охлаждающей плиты при применении бетона с компенсированной усадкой дало возможность исключить температурные швы на всей площади. Одновременно благодаря высокой плотности цементного камня с РД и бетона на его основе была достигнута непроницаемость плиты, что обеспечило сохранность и работоспособность нижележащих скользящих и теплоизоляционных слоев.

Охлаждающая плита стадиона в Лужниках опирается на сохраненную часть "пирога" ледового поля. Такая несущая конструкция позволила, помимо исключения опалубки под плитой, значительно уменьшить температурные напряжения в охлаждающей плите. Благодаря этому резко упростилось устройство скользящих слоев, состоящих из пластиковых пленок толщиной 200 мкр, пластифицированного поливинилхлорида и слоя порошка (талька). Для снижения хладопотерь применен второй слой плит "Геноплекс" толщиной 100 мм. Защищенной от механических повреждений и проникновения воды являются слои из асбестоцементного листа и изопласта ЭПП-4 (разрез охлаждающей плиты представлен на рисунке).

В связи с тем, что к бетону покрытия предъявлялись повышенные требования по прочности, водонепроницаемости, морозостойкости и трещиностойкости, бетонная смесь требовалась марки БСГ В30П 3F300W12 (ГОСТ 7473-94).

Прочность бетона по контрольным образцам в соответствии



Охлаждающая плита (разрез) ледового поля стадиона в Лужниках

с ГОСТ 10180-60 представлена в табл.2.

Испытания показали, что величина самонапряжения бетона колеблется от 0,6 до 0,9 МПа, а прочность превышает 50 МПа. Как видно из анализа результатов испытаний, марка по водонепроницаемости бетона покрытия ледового поля Малой спортивной арены в Лужниках, определяемая в соответствии с ГОСТ 132730.5-84, колебалась от W12 до W16. Морозостойкость бетона была более F600 (ГОСТ 10060-95). Таким образом, все показатели бетона оказались выше проектных требований.

Другая наиболее интересная область применения бетонов с компенсированной усадкой — покрытия

ных солей, а также температурно-влажностных факторов, вызывающих интенсивную коррозию материалов. Повышение долговечности таких конструкций достигается за счет увеличения плотности бетонов, их прочности, морозостойкости, непроницаемости и коррозионной стойкости, а также путем введения в бетон добавок, обладающих бактерицидными и ингибирующими свойствами.

Анализ различных конструктивных решений полов на таких предприятиях, обзор литературных источников и результаты натурных наблюдений показали недолговечность бетонов под воздействием жидких агрессивных сред в переменных температурно-влажностных условиях.

торой при воздействии жиросодержащих сред не превышает трех лет.

Монолитные покрытия полов в основном возводят с использованием гидроизоляционных мастик, малопроницаемых бетонов с уплотняющими добавками на основе жидкого стекла. Эти покрытия выполняют бесшовными, однако они не рассчитаны на механические воздействия от транспортных средств и динамические нагрузки.

Такие свойства цемента с РД, как плотная структура и непроницаемость бетонов на его основе, а также трещиностойкость бетона с компенсированной усадкой в сочетании с его высокими прочностными показателями, особенно при воздействии изгибающих и растягивающих усилий, обуславливают эффективность применения этого материала в бесшовных монолитных полах.

При разработке монолитных полов из бетона с компенсированной усадкой для предприятий мясомолочной промышленности предварительно были решены следующие вопросы:

создана конструкция однослойного покрытия пола, совмещающего функции несущего покрытия и гидроизоляционного ковра;

подобран состав бетона класса В30...В35, подвижностью П-3, имеющего морозостойкость выше F300, водонепроницаемость более W12;

предложены составы декоративного бетона;

получены бетоны, стойкие к агрессивным средам.

Для бетонов с компенсированной усадкой характерны повышенная, по сравнению с обычным бетоном, деформативность при сжатии (на 12...13%) и при растяжении (на 18...20%), большая плотность и, как следствие этого, более длительный срок службы конструкций на их основе.

Анализ ранее проведенных исследований [5] показал, что повышенное содержание алюминатов в бетонах с расширяющей добавкой, по сравнению с обычными, не должно отрицательно влиять на их биостойкость. Тем не менее были проведены исследования бетонов с введением в его состав расширяющей добавки сульфоалюминатного типа, а также биоцидной. Биоцидные свойства оценивались как по изменению прочностных показателей, так и по величине задержки

Таблица 2

Прочность бетона на сжатие, МПа, в возрасте, сут				Водонепроницаемость, ати
4	10	20	25	
26,6	45,4	54,7	56,7	16
31,0	46,1	52,7	54,3	16
30,7	45,7	50,7	53,6	-
28,8	36,2	50,5	52,7	12

полов производственных зданий, в частности, полов предприятий мясомолочной промышленности [4]. В процессе эксплуатации бетонные и железобетонные конструкции подобных зданий постоянно подвергаются воздействию производственных агрессивных сред в виде жирных кислот, водных растворов различ-

Конструкции пола обычно выполняют многослойными, в некоторых помещениях предусматривают покрытия из керамической мелкоштучной кислотоупорной плитки при разделке швов полимерными материалами. При этом используется недолговечная, трудоемкая в работе гидроизоляция, срок службы ко-

Таблица 3

Вид добавки	Прочность на сжатие, $R_{сж}$, МПа, в возрасте, сут			Прочность на изгиб, $R_{изг}$, МПа, в возрасте, сут		
	7	28	100	7	28	100
-	29,4	49,4	23,6	3,7	7,4	2,9
РД	36,4	54,3	67,8	4,7	9,8	10,8
Биоцидная	29,7	51,1	43,4	4,1	8,1	7,4

роста культуры бактерий. Бетонные образцы хранились 28 сут в водной среде, затем помещались в среду с присутствием жирных кислот и мочевины на Клинском мясокомбинате (около варочных котлов).

Результаты, представленные в табл. 3, свидетельствуют, что прочность бетона на портландцементе снижается в агрессивной среде на 21%, и в возрасте 90 сут уже заметно происходило шелушение поверхности. При введении биоцидной добавки прочность бетона на сжатие в этой среде снизилась на 11%. На первом и третьем образцах наблюдались моховидные образования. В то же время при введении расширяющей добавки в бетон того же состава прочность на сжатие и растяжение при изгибе увеличилась

на 11...12%, следов разрушения и отложения бактерицидных образований не наблюдалось.

Эти эксперименты нашли подтверждение в практике эксплуатации бетонных декоративных полов на мясокомбинате "Кампомос" в течение 7 лет. При этом прочность покрытия пола в цехе разделки мясосопродуктов (ГОСТ 22690-88) увеличилась за этот период от 16 до 24%.

Использование бетонов с компенсированной усадкой для полов позволило получить покрытие более высокой плотности и долговечности. При строительстве и реконструкции действующих предприятий удалось значительно уменьшить межремонтный период и снизить расходы, связанные с простоем во время ремонта покрытий полов на ряде мос-

ковских мясоперерабатывающих комбинатов: "Микомс", "Кампомос", "Велком", Таганский, Лионовский.

Таким образом, введение различного количества расширяющей добавки при приготовлении бетонной смеси и получение различных бетонов (от напрягающих до компенсирующих усадку) позволяет отнести эти добавки к разряду тех, что обеспечивают получение трещиностойких, водонепроницаемых, долговечных конструкций большой протяженности.

Библиографический список

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции, М., Стройиздат, 1974.
2. Патент № 2149844. Расширяющая добавка к цементу, Оpubл. 27.05.98 БИ № 15.
3. Сборник научных трудов под ред. В.В. Михайлова, С.Л. Литвера. Исследование и применение напрягающего бетона самонапряженных железобетонных конструкций, 1976.
4. Патент № 2137730. Бесшовный монолитный бетонный пол. Оpubл. 20.09.99 БИ № 26.
5. Гончаров В.В. Биоцидные строительные растворы и бетоны // Бетон и железобетон. — № 3. — 1984.

С.А. ХОДЖАЕВ, канд. техн. наук (УзЛИТТИ, Узбекистан)

Особенности физико-механических свойств напрягающих бетонов в сборных и монолитных конструкциях

При решении проблемы обеспечения эксплуатационной надежности железобетонных (безрулонных) кровель особое значение приобретают исследования атмосферостойкости бетона. Одним из важных критериев оценки этого параметра бетона, наряду с прочностью и водонепроницаемостью, является его морозостойкость, позволяющая также учесть особенности поведения бетона при циклическом нагреве и охлаждении, характерных для сухого жаркого климата [2, 3].

К настоящему времени накоплен большой объем экспериментально-теоретических данных, касающихся морозостойкости бетона.

Однако ряд таких важных вопросов, как влияние расхода крупного заполнителя, внутренних структурных напряжений, не связанных с образованием льда в порах бетона, морозостойкость легких бетонов на малопрочных пористых заполнителях, остается малоизученным. Практически не исследована физическая природа морозостойкости напрягающего бетона, связанная с особенностями его структуры и самонапряжения.

Испытания морозостойкости проводились нами по стандартной методике. В экспериментах использованы портландцемент М400 и М500 Ахангаранского цементного

комбината, напрягающий цемент НЦ-20 М500 Усть-Каменогорского завода, гранитный щебень и речной песок Куялукского карьера, керамзит прочностью 2,5–3 МПа и плотностью 500–550 кг/м³ Ташкентского керамзитового завода. Все компоненты отвечали требованиям действующих стандартов.

Оптимальные составы бетона характеризовались относительно повышенным расходом (900–950 л/м³) крупного заполнителя, что обеспечивало достижение необходимых свойств бетона при минимальных расходах вяжущего. Опытные образцы изготавливались из равноподвижных смесей с ОК = 2–4 см, пред-

№№ п/п	Технологические факторы				Коэффициент морозостойкости				
	Расход		W/C _{зат} W/C _{ист}	Условия твердения	после циклов				
	V _{ар} , л/м ³	C, кг/м ³			100	200	300	400	
тяжелый бетон									
1	800	350	0,52 / -	ТВО	0,86	0,81	0,65	-	
2		450	0,45 / -	ТВО	0,93	0,84	0,71	-	
3		450	0,45 / -	7 сут. водн.	0,98/10,8*	0,90/1,00	0,74/0,92	- / 0,83	
4	900	350	0,46 / -	ТВО	0,95	0,86	0,77	-	
5		450	0,39 / -	ТВО	0,98	0,93	0,80	-	
6		450	0,39 / -	7 сут. водн.	1,02/1,12	0,96/1,06	0,89/0,98	0,79/0,89	
7	950	350	0,47 / -	ТВО	0,94	0,84	0,86	-	
8	1000	350	0,48 / -	ТВО	0,92	0,82	0,74	-	
керамзитобетон									
9	800	350	0,64/0,42	ТВО	1,01	0,87	0,68	-	
10		450	0,55/0,40		1,02	0,90	0,75	-	
11	900	350	0,66/0,39		1,03	0,91	0,83	-	
12		450	0,57/0,37		1,05	0,94	0,87	-	
13	1000	350	0,68/0,37		1,00	0,85	0,72	-	
14		450	0,59/0,35		1,01	0,90	0,74	-	
напрягающий бетон									
15	900	350	0,48 / -		ТВО	1,09	1,11	1,08	0,91
16		450	0,40 / -	ТВО	1,07	1,09	1,05	0,88	
17		450	0,40 / -	7 сут. водн.	1,05/1,08	1,07/1,08	1,02/1,03	0,84/0,90	
18	900**	350	0,48 / -	ТВО	1,11	1,14	1,12	0,98	
19		450	0,40 / -	ТВО	1,13	1,15	1,12	1,02	
20		450	0,40 / -	7 сут. водн.	1,15/1,16	1,16/1,17	1,14/1,16	1,06/1,10	
напрягающий керамзитобетон									
21	900	350	0,68/0,42	ТВО	1,05	1,06	1,04	0,96	
22		450	0,59/0,40		1,02	1,03	1,06	0,92	
23	900**	350	0,68/0,42		1,07	1,09	1,08	1,00	
24		450	0,59/0,40		1,09	1,11	1,09	1,04	

* Под дробью данные для составов с добавкой СДБ 0,2%.

** Образцы связанного расширения.

назначенных для сборных кровельных элементов, и с ОК = 8 – 10 см (с добавкой СДБ) — для монолитных. Режимы твердения для сборных конструкций предусматривали тепловлажностную обработку по мягкому режиму 3...4+3...4+6...7+3 ч с температурой изотермического прогрева 80 ± 5°С для бетона на портландцементе и 60 ± 5°С — на НЦ; для монолитных — 7 сут водного выдерживания, далее — естественные условия (t = 33–38°С, φ = 21–35%). По результатам испытаний определяли коэффициент морозостойкости (K_F), равный отношению прочности основных и эквивалентных серий образцов после соответствующего

числа циклов замораживания и оттаивания (см. таблицу).

Как видно из таблицы, увеличение расхода крупного заполнителя (V_{ар}) до 900 л/м³ во всех случаях положительно влияет на морозостойкость бетона. Так, в керамзитобетоне это усиливает положительное влияние водопоглощения керамзита на формирование структуры цементного камня в бетоне, особенно в контактной зоне. В тяжелых бетонах увеличение содержания крупного заполнителя, с одной стороны, приводит к повышению структурных напряжений, обусловленных усадкой, проявлению которой препятствует заполнитель, а с другой — способствует вовлечению его в

работу бетона. Взаимным влиянием этих факторов и определяется величина коэффициента морозостойкости бетона. Например, при расходе щебня до 900 л/м³ превалирует положительное влияние второго из факторов (наблюдается увеличение K_F), а при 1000 л/м³ — преобладает отрицательное влияние первого фактора (K_F уменьшается).

Повышение расхода цемента (C) в рассматриваемых пределах оказывает положительное влияние в меньшей степени, чем увеличение расхода крупного заполнителя. Если бетон с ТВО при расходе цемента 350 кг/м³ и щебня 800 л/м³ имеет после 300 циклов K_F=0,65, а при 900 л/м³ — 0,77, то при увели-

чении расхода цемента до 450 кг/м^3 — $0,71$. Рост $V_{ар}$ положительно скажется на морозостойкости бетона только до его предельного значения $900\text{--}950 \text{ л/м}^3$, после чего наблюдается снижение K_F , причем более интенсивное для керамзитобетона. Это, видимо, связано с оптимальной толщиной растворной составляющей, обеспечивающей защиту керамзита.

Проведенные испытания показывают, что при использовании оптимальных составов с повышением содержанием крупного заполнителя можно получать бетоны на обычном портландцементе с маркой по морозостойкости до F300, а при использовании добавки СДБ — до F400, на НЦ — F400 и более. Следует отметить более высокую морозостойкость напрягающих бетонов, по сравнению с обычными, при сопоставимых условиях.

Образцам бетона с упругим ограничением расширения, в отличие от образцов со свободным расширением, свойственны большие значения коэффициентов морозостойкости. Причем в связанных образцах с увеличением расхода НЦ с 350 до 450 кг/м^3 наблюдается увеличение морозостойкости, а в свободных — уменьшение (см. таблицу). Эта закономерность сохраняется для бетонов как на плотных, так и на пористых заполнителях. Такое различие в характеристике изменения K_F напрягающих бетонов объясняется тем, что увеличение энергии расширения растворной составляющей (за счет увеличения расхода НЦ) эффективно используется при упругом ограничении деформаций расширения, так как при этом наиболее полно проявляется способность НЦ к самоуплотнению структуры бетона [1].

Как показали исследования [4], в процессе развития самоупрежения бетона формируется слабопористая структура цементного камня, обусловленная зарастанием пор этtringитом. Это приводит к преобладанию в нем условно замкнутых (резервных) пор, в которые под действием гидростатического давления, возникающего при расширении льда, отжимается влага, что уменьшает вероятность возникновения и роста растягивающих напряжений в кри-

сталлическом сроке цементного камня.

Одним из наиболее характерных показателей, определяющих дефектность структуры бетона, является его водонепроницаемость. В наших экспериментах производилось сопоставление водонепроницаемости бетона, прошедшего соответствующее число циклов замораживания, и контрольных образцов. Проведенные испытания показали, что водонепроницаемость контрольных образцов напрягающего и обычного керамзитобетона при давлении воды $1,6 \text{ МПа}$ была примерно одинакова.

Аналогичная картина наблюдалась и после 100 циклов замораживания и оттаивания. После 150 циклов в обычном керамзитобетоне глубина проникновения воды стала увеличиваться и к 300 циклам достигла $9\text{--}10 \text{ см}$, а в напрягающем керамзитобетоне после 400 циклов она составила лишь $3\text{--}4 \text{ см}$. Пропитка боковых зон образца связана с развитием микротрещин в структуре бетона и в первую очередь в поверхностных слоях, что обусловлено температурно-влажностным градиентом по его сечению [3].

Современные физические представления о морозной деструкции бетона касаются в основном напряжений, возникающих в капиллярно-пористой структуре цементного камня в результате давления воды или льда на стенки капилляров. Влиянию же деструктивных явлений, связанных с напряжениями от непроявившейся усадки цементного камня, обусловленной инородными включениями (на микроуровне — непрогидратировавшимися частицами цемента; на макроуровне — зёрнами мелкого и крупного заполнителя), уделяется мало внимания. Такие включения, оказывая сопротивление развитию усадки цементного камня, вызывают в нем существенные растягивающие напряжения и появление трещин, снижающих как водонепроницаемость, так и морозостойкость бетона. Это подтверждается высокой морозостойкостью напрягающего бетона, являющейся следствием благоприятного напряженного состояния его компонентов до приложения внешней нагрузки, по сравнению с напряженным состоянием, обусловленным усадкой в бетонах на обычном цементе.

Рассмотрим на примере двухкомпонентной модели структуры бетона, состоящей из матрицы (раствор) и включения (крупный заполнитель), характер напряженного состояния его компонентов на основе сравнения их деформаций, обусловленных физико-химическими процессами твердения цементного камня. Последовательность развития деформаций разделим на две основные стадии.

На первой стадии (см. рисунок) в бетоне на обычном цементе интенсивно развиваются процессы усадки. В результате деформация стесненной усадки растворной составляющей приводит к появлению в бетоне внутренних уравновешенных напряжений — растягивающих в растворном скелете и сжимающих — в заполнителе, величина которых обуславливается, в первом приближении, разностью свободной усадки раствора ($\epsilon_{уc.p}^1$) и бетона ($\epsilon_{уc.б}^1$). Для растягивающих напряжений в растворе можно принять

$$\sigma_p^1 = +n(\epsilon_{уc.p}^1 - \epsilon_{уc.б}^1)E_p; \quad (1)$$

для сжимающих в заполнителе

$$\sigma_3^1 = -n(\epsilon_{уc.p}^1 - \epsilon_{уc.б}^1)E_3, \quad (2)$$

где $n = f(E_3/E_p, \varphi)$; E_3 и E_p — модули упругости заполнителя и раствора; φ — объемная концентрация крупного заполнителя.

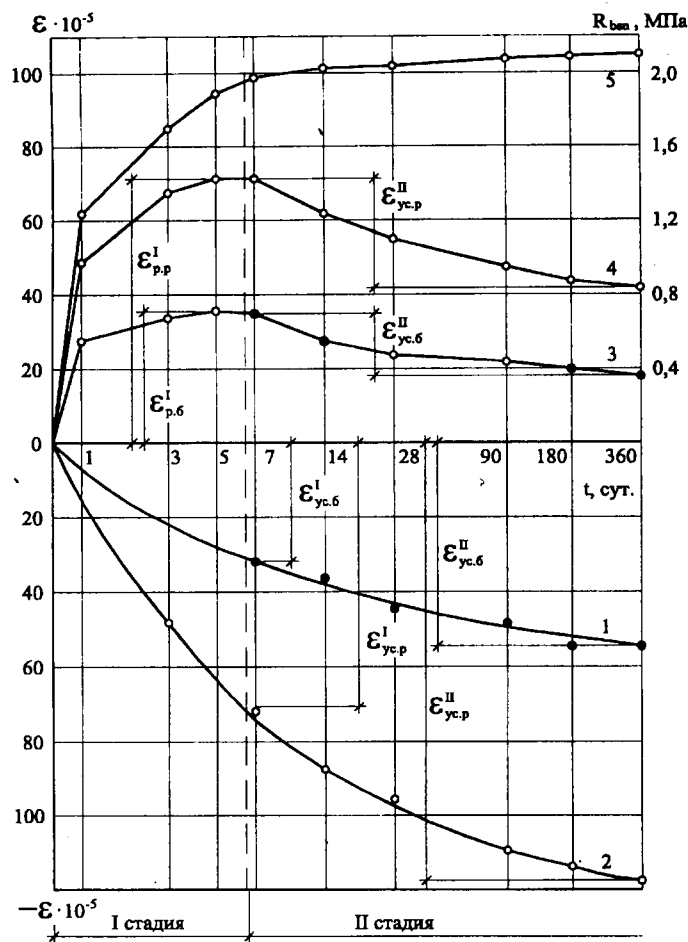
В напрягающем бетоне на этой стадии (см. рисунок) интенсивно развиваются процессы расширения цементного камня, вызывающие сжимающие напряжения (самонапряжение) в растворе и в заполнителе тем большие, чем выше энергия расширения НЦ и степень упругого ограничения деформаций расширения, создаваемого каркасом из крупного заполнителя и армированием бетона

$$\sigma_p^1 = -n(\epsilon_{p.p}^1 - \epsilon_{p.б}^1)E_p \quad (3)$$

$$\sigma_3^1 = -n(\epsilon_{p.p}^1 - \epsilon_{p.б}^1)E_3, \quad (4)$$

где $\epsilon_{p.p}$ и $\epsilon_{p.б}$ — деформации расширения раствора и бетона; $n = f(E_3/E_p, \varphi, \mu)$, μ — коэффициент армирования.

На второй стадии дальнейшее развитие усадки в обычном бетоне приводит к увеличению напряжений в его компонентах, при этом вид



Развитие линейных деформаций бетона и его растворной составляющей

1, 2 — усадка обычного бетона и его растворной составляющей; 3, 4 — расширение-усадка и самоупреживание напрягающего бетона и его растворной составляющей; 5 — расширение и самоупреживание цементно-песчаного раствора состава 1:1=НЦ: вольский песок (по ТУ 21-20-18-80)

зависимостей (1) и (2) не меняется. В напрягающем бетоне на этой стадии стабилизируются процессы расширения и развивается усадка, приводящая к снижению самоупреживания. При этом в растворе происходит уменьшение сжимающих напряжений

$$\sigma_p^{II} = \pm n[(\varepsilon_{p,r}^I - \varepsilon_{y,c,p}^{II}) - (\varepsilon_{p,b}^I - \varepsilon_{y,c,b}^{II})]E_p \quad (5)$$

В случае, когда $\varepsilon_{p,r}^I > \varepsilon_{y,c,p}^{II}$, раствор будет испытывать сжатие, а при $\varepsilon_{p,r}^I < \varepsilon_{y,c,p}^{II}$ и, следовательно, при $\varepsilon_{p,b}^I < \varepsilon_{y,c,b}^{II}$ в растворе появятся растягивающие напряжения. В заполнителе на этой стадии происходит дополнительное увеличение

сжимающих напряжений, вызванное усадкой раствора

$$\sigma_z^{II} = -n[(\varepsilon_{p,r}^I + \varepsilon_{y,c,p}^{II}) - (\varepsilon_{p,b}^I + \varepsilon_{y,c,b}^{II})]E_z \quad (6)$$

В результате повышается обжатие крупного заполнителя, которое приводит к увеличению сцепления последнего с раствором, а в легком бетоне и к усилению известного "эффекта обоймы", повышающего предельную растяжимость малопрочного пористого заполнителя в бетоне.

Проделанный анализ модели позволяет выявить физическую картину явления и показать, что в результате физико-химических процессов твердения цементного камня в

бетонах на обычном цементе возникают растягивающие напряжения в растворном скелете и сжимающие — в заполнителе, а в компонентах напрягающего бетона преобладают сжимающие напряжения. Этим различием в напряженном состоянии компонентов бетона, а также способностью НЦ обеспечивать плотную структуру бетона в процессе самоупреживания, достигающего 0,5–1,2 МПа, объясняется высокая прочность, трещиностойкость, водонепроницаемость и морозостойкость напрягающих бетонов.

Особые физико-механические свойства и высокая атмосферостойкость напрягающих бетонов обеспечили повышенную эксплуатационную надежность и долговечность различных сборных и монолитных конструкций, в том числе элементов железобетонной кровли, возведенных в Узбекистане при научно-техническом сотрудничестве НИИЖБ и УзЛИТТИ (б.Таш3-НИИЭП), проектных и строительных организаций республики [5]. При этом экономический эффект составил для сборной и монолитной кровли без поверхностной изоляции соответственно 15,8 и 21,8 руб/м² в ценах 1984 г.

Библиографический список

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Технология напрягающего цемента и самоупреживающих железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975. — 183 с.
2. Подвальный А.М. Вариант единого подхода к оценке долговечности бетона при комплексном влиянии на него коррозионных, механических и климатических факторов//Zivotnost Betonovych Konstruksi. Sbornik prednasek. — Brno, 1981. — С. 69–72.
3. Ходжаев С.А. Физические представления и критерии оценки атмосферостойкости бетона//Архитектура и строительство Узбекистана. — 1999. — № 3–4. — С. 33–34.
4. Ходжаев С.А. Особенности формирования структуры и технологии водонепроницаемости бетонов//Бетон и железобетон. — 2000. — № 4. — С. 10–12.
5. Ходжаев С.А., Мартиросов Г.М. Опыт и перспективы применения самоупреживающего железобетона в IV климатическом районе//Ресурсосберегающие технологии железобетонных конструкций на основе напрягающих цементов. — М.: Стройиздат, 1989. — С. 35–38.

Расширяющие добавки для бетонов нового поколения

Одной из основных задач современного строительства является разработка и внедрение новых высокоэффективных строительных материалов, позволяющих обеспечить надежность и долговечность конструкций на их основе. Большое разнообразие строительных сооружений, различие в условиях их возведения и эксплуатации вызвали необходимость создания специальных вяжущих и бетонов на их основе.

В последние десятилетия в НИИЖБ были разработаны и применены в различных областях строительства напрягающие бетоны и бетоны с компенсированной усадкой, позволяющие обеспечивать конструкциям на их основе повышенную водонепроницаемость, морозостойкость, трещиностойкость. Такие бетоны изготавливают на основе портландцемента и расширяющих добавок. Последние могут быть получены как по обжиговой, так и по безобжиговой технологиям с использованием различных промышленных отходов. Среди разнообразия запатентованных в России добавок особый интерес представляют алюминатно-сульфатные и алюмо-оксидные добавки, а также их комбинации, свойства которых определяются условиями гидратации и твердения алюминатов и сульфоалюминатов кальция, а также их соединений с силикатами и сульфатами.

Изучением условий образования гидрата сульфоалюмината кальция, его модификаций, порядка их превращений и устойчивостью структуры занимаются многие исследователи. Однако единого взгляда относительно свойств гидратов сульфоалюминатов кальция не установлено. Наоборот, во многих случаях высказываются прямо противоположные мнения.

Одни считают, что при гидратации исходных материалов может образовываться только трехсульфатная форма гидросульфоалюмината кальция $C_3A(CS)_3H_{32}$, которая не является устойчивой фазой и может перекристаллизовываться в

более стабильную (низкосульфатную) $C_3A(CS)H_{12}$; другие утверждают, что, наоборот, стабильной является высокосульфатная форма, которая может распадаться только в определенных, редких условиях; третьи полагают, что в среде гидроокиси кальция всегда образуется в устойчивой форме низкосульфатная форма; наконец, некоторые ученые считают возможным существование в системе затвердевшего сульфоалюминатного вяжущего двух и даже более форм гидратов сульфоалюмината кальция.

По выдвинутой проф. В.В.Михайловым теории расширения цементного камня, образование гидрата сульфоалюмината кальция и появление свободных и связанных деформаций объясняется тем, что при гидратации исходных минералов и химических соединений в среде, насыщенной гидроокисью кальция, сначала образуется низкосульфатная форма гидрата сульфоалюмината кальция $C_3A(CS)H_{12}$ или ее аналоги, которые затем в водной среде перекристаллизовываются в высокосульфатную форму $C_3A(CS)_3H_{32}$.

В среде, насыщенной гидроокисью алюминия, или в чистой водной среде сразу быстро образуется высокосульфатная форма гидрата сульфоалюмината кальция, аналогично тому, как в среде гидроокиси кальция быстро возникает низкосульфатная форма гидрата сульфоалюмината кальция. Обычно процессы завершаются в течение первых 3...7 сут твердения.

Перекристаллизация, по мнению В.В.Михайлова, может быть замедлена или даже временно прекращена уменьшением количества воды затворения, повышением температуры среды до 90...100°C и перенасыщением среды известью. В этих условиях в цементном камне возникает наибольшее количество низкосульфатной формы гидрата сульфоалюмината кальция.

Наоборот, ускорение перекристаллизации низкосульфатной формы в высокосульфатную форму гидра-

та сульфоалюмината кальция или непосредственное образование высокосульфатной формы достигается понижением содержания в среде гидроокиси кальция путем обводнения структуры или даже переводом в среду, насыщенную гидроокисью алюминия.

Чем больше в составе твердеющего напрягающего цемента образуется низкосульфатной формы гидрата сульфоалюмината кальция, готового к перекристаллизации в момент достижения раствором или бетоном достаточной прочности (порядка 80...150 кг/см²), тем энергичнее в определенных условиях произойдет его перекристаллизация и существенно выше будет степень самонапряжения. К сожалению, использование названных средств в практических случаях затрудняется, потому что с уменьшением количества воды затворения усложняется быстрая и плотная укладка в формы бетонной смеси, нагрев бетона до температуры 90...100°C требует времени, а к моменту достижения бетоном прочности 80...150 кг/см² и подачи избытка воды значительная доля гидрата сульфоалюмината кальция уже образовалась и перекристаллизовалась без возникновения ожидаемого самонапряжения. В результате для полезной работы самонапряжения может быть использована только часть исходных алюмосульфатных материалов кальция, а это указывает на то, что имеются возможности существенного улучшения состава НЦ и процесса самонапряжения.

Известно, что основные свойства структуры цементного камня (кинетика роста прочности, расширения и самонапряжения) зависят от образовавшегося при гидротермальном твердении гидросульфоалюмината кальция. Свойства последнего обусловлены многими факторами, в том числе такими, как природа алюминатного компонента, расширяющей добавки, ее качественный и количественный состав, состав исходного портландцемента и др.

Объемные деформации твердеющей структуры зависят от степени гидратации, количества воды, необходимой для полной гидратации, степени заполнения порового пространства. Расширение цементного камня связано с увеличением объема твердой фазы, образующейся при гидратации, и вызывается той ее частью, которая не способна разместиться в поровом пространстве гидратирующейся структуры.

Для исследований* был использован среднеалюминатный портландцемент, содержащий (%): C_3S — 56,4; C_2S — 16,3; C_3A — 7,5; C_4AF — 12,2; $CaSO_4$ — 4,9; MgO — 1,0. Из напрягающего цемента, полученного из портландцемента и расширяющей добавки, а также из исходного портландцемента изготавливали образцы, которые после 1 сут герметичного хранения помещались в воду. Через 1, 3, 7, 14 и 28 сут в образцах определяли п.п.п., общее содержание сульфатов, содержание гипса (CSH_2) и различных форм гидросульфатоалюминатов кальция $C_6AS_3H_{32}$ и C_4ASH_{12} . В табл. 1 и 2 приведены данные по кинетике образования сульфатосодержащих фаз при гидратационном твердении вяжущих, а также эти данные, пересчитанные на эттрингит и моносulfогидросиликат кальция.

Как видно из полученных данных, в первые сутки твердения как у композиции ПЦ+РД, так и у ПЦ образуются обе формы гидросульфатоалюминатов кальция, однако в системе ПЦ+РД его количество в 1,5 раза больше. Соответственно у ПЦ+РД кристаллизуется: C_6ASH_{32} — 13,49% и C_4ASH_{12} — 8,7%, в то время как у ПЦ соответственно 9,63 и 5,28%. При дальнейшей гидратации портландцемента образование эттрингита прекращается после 3 сут, а к 28 сут содержание его даже несколько снижается. Количество же моносulfогидроалюмината кальция в течение 3...28 сут практически не изменяется.

При гидратации вяжущего, полученного из композиции ПЦ+РД, эттрингит образуется непрерывно в

* Комплексные исследования физико-химических и механических показателей вяжущих были выполнены к.т.н. И.И.Курбатовой и инж. М.Ю.Титовым.

Время твердения, сутки	П.п.п. %	SO_3 общ.	SO_3 в CSH_2 , %	SO_3 в $C_6AS_3H_{32}$, %	SO_3 в C_4ASH_{12} , %
Портландцемент					
0	0,91	2,91	2,91	-	-
1	14,35	3,05	0,43	1,87	0,68
3	17,68	3,07	0,38	1,92	0,76
7	18,67	3,06	0,36	1,91	0,76
14	19,33	2,94	0,37	1,88	0,74
28	20,48	2,98	0,35	1,85	0,76
Напрягающий цемент (ПЦ + РД)					
0	1,95	5,11	5,11	-	-
1	15,40	5,18	1,37	2,62	1,12
3	18,70	5,15	1,00	3,09	1,03
7	19,80	5,19	0,70	3,33	1,13
14	20,60	5,10	0,49	3,49	1,15
28	21,35	5,12	0,39	3,67	1,05

течение 28 сут и его количество составляет 18,9%, а содержание моногидросульфатоалюмината кальция несколько снижается в процессе гидратации, но его количество в 1,5 раза выше, чем у ПЦ.

Известно, что деформации расширения образцов из напрягающего цемента начинаются сразу после помещения образцов в воду и к 3...7 суткам практически стабилизируются. Кинетика роста самонапряжения образцов находится в соответствии с развитием расширения и, следовательно, с кинетикой образования эттрингита в цементном камне. В нашем случае (вяжущее — напрягающий цемент, состоящий из портландцемента и расширяющей добавки) развитие свободных и связанных деформаций и прочности в мелкозернистом бетоне протекало в полном соответствии с данными, представленными в табл. 1 и 2. Результаты исследований приведены в табл. 3.

Высокая прочность и плотность цементного камня позволили уже в 7-суточном возрасте бетона получить водонепроницаемость бетона выше 12 атм, а в возрасте 28 сут обеспечили марку по водонепроницаемости W20 и марку по морозостойкости выше

F500. Используя расширяющую добавку различного качественного и количественного состава, можно регулировать свойства бетона.

В настоящее время в НИИЖБ разработана и освоена целая гамма расширяющих добавок, позволяющая получать как бетоны с компенсированной усадкой, так и напрягающие, а также сухие смеси различного назначения. На все виды материалов разработаны соответствующие нормативные документы.

Расширяющие добавки вводят или в мельницу при производстве цемента, или в бетоносмеситель непосредственно при приготовлении бетонной смеси, используя в качестве вяжущего портландцемент общестроительного назначения. Изучение процесса гидратации цементов с расширяющими добавками и бетонов на их основе показало, что скорость образования продуктов гидратации, вызывающих расширение в системе и рост прочности, во многом зависит от вида, активности и количества расширяющей добавки. Однако общие закономерности изменения прочности, расширения, самонапряжения цемента и бетона на его основе характерны при использовании любого вида добавок.

Таблица 2

Время твердения, сут.	НЦ + РД		ПЦ	
	C ₆ AS ₃ H ₃₂ , %	C ₄ ASH ₁₂ , %	C ₆ AS ₃ H ₃₂ , %	C ₄ ASH ₁₂ , %
1	13,49	8,70	9,63	5,28
3	15,91	8,00	9,89	5,91
7	17,15	8,78	9,84	5,91
14	17,97	8,93	9,68	5,75
28	18,90	8,16	9,53	5,91

Для оценки возможности получения бетонов с регулируемыми свойствами были проведены исследования, результаты которых нашли применение в различных конструкциях.

Особый интерес представляла разработка бетонов с прогнозируемыми свойствами для конструкций большой протяженности, таких как фундаментные плиты и тонкие пластины, какими являются покрытия полов. К таким конструкциям, помимо специальных требований по из-

носостойкости, агрессивным и ударным воздействиям, предъявляются основные требования по трещиностойкости и водонепроницаемости.

В отличие от стандартных конструкций из портландцемента, в которых небольшая предельная растяжимость бетона вызывает необходимость устройства деформационных швов, использование расширяющих добавок в составе вяжущего позволяет в тех же конструкциях отказаться от температурных швов. При этом исключается трудоемкая

недолговечная гидроизоляция. Это наиболее экономично при возведении таких конструкций, как фундаментные плиты, где обычно для ликвидации подпора грунтовых вод устраивается гидроизоляция по подготовке под плитой. Например, в конструкции фундаментной плиты Торгово-оздоровительного комплекса на площади Курского вокзала в Москве введение в состав вяжущего расширяющих добавок различного количества и качества позволило получить как бетоны с компенсированной усадкой, так и напрягающие. Учитывая повышенную плотность и соответственно повышенную водонепроницаемость бетонов с компенсированной усадкой, в фундаментной плите была отменена проектная гидроизоляция.

Фундаментная плита — конструкция большой протяженности, и ее возведение требует длительного времени, поэтому было предусмотрено устройство специальных вставок, которые выполнялись из напрягающего бетона. Характеристики бетонов на основе портландцемента и расширяющей добавки, использованных при возведении ТОКа на площади Курского вокзала, приведены в табл. 4.

Одним из путей улучшения качества бетона в таких покрытиях, как полы промышленных предприятий, является использование бетонов с компенсированной усадкой, полученных с использованием расширяющей добавки. Необходимо отметить, что устройство полов является трудоемким процессом, и для обеспечения высокой прочности (не ниже В30), коррозионной стойкости в условиях сильноагрессивной степени воздействия, высокой износостойкости (не выше 0,06 мг/м²) при средней степени интенсивности движения на промышленном предприятии поверхность покрытия из бетона на портландцементе обычно разделяют на части во избежание образования температурно-усадочных трещин. Это нарушает монолитность покрытия и ухудшает условия эксплуатации.

Применение бетона с компенсированной усадкой на основе портландцемента и расширяющей добавки позволяет обеспечить достаточную трещиностойкость и монолитность покрытия пола. Такие бе-

Таблица 3

Возраст образца, сутки	Самонапряжение, кгс/см ²	Свободное расширение, %	Прочность, кгс/см ²	
			при сжатии	при изгибе
Напрягающий цемент				
1	2,5	-	150	38
3	9,0	0,07	344	52
7	17,0	0,10	-	-
14	15,5	0,10	-	-
28	18,0	0,10	703	95
Портландцемент				
1	1,5	-	108	36
3	2,5	0,001	296	60
7	2,5	0,001	-	-
14	2,5	0,001	-	-
28	2,5	0,001	584	65

Таблица 4

Вид бетона	Прочность, МПа		Самонапряжение, кгс/см ²	Водонепроницаемость, W, атн	Морозостойкость, циклы
С компенсированной усадкой	296	418	3-4	12	300
Напрягающий	358	650	7-9	18	500

тоны с успехом были применены для покрытий полов крупных мясоперерабатывающих предприятий Москвы.

На основе портландцемента и расширяющей добавки в различные конструкции, возводимые за после-

дние 1,5 года в Москве, всего было уложено более 40 тыс. м³ бетона с компенсированной усадкой и 1000 м³ напрягающего бетона.

Таким образом, в результате многолетних исследований были теоретически обоснованы и разра-

ботаны добавки, которые позволяют регулировать физико-механические и эксплуатационные характеристики бетонов и получать как бетоны с компенсированной усадкой, так и напрягающие бетоны. Заранее задавая свойства бетонов, можно определить область их применения для любого вида конструкций нового поколения с высокими эксплуатационными свойствами. Такие бетоны с использованием расширяющих добавок с портландцементом общестроительного назначения позволяют увеличить трещиностойкость конструкций, их водонепроницаемость, обеспечивают водонепроницаемость без гидроизоляции, значительно ускоряют ввод сооружений в эксплуатацию и повышают надежность и долговечность конструкций и сооружений.

Г.М.МАРТИРОСОВ, А.Д.ЛАЗАРЕВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ); А.Г.КУДРЯШОВ, Б.Ф.ЛЕЙПУНСКИЙ, инженеры (ОАО "Институт Теплоэлектропроект")

Анкеровка гладких стержней раствором на напрягающем цементе

Крепление оборудования и строительных конструкций к железобетонным и бетонным основаниям осуществляется, как правило, с помощью заделанных в них анкерных болтов. Для этого применяются анкерные болты различных типов и различных способов закрепления, которые описаны в [1]. По способу установки анкерные болты делятся на три вида: устанавливаемые в процессе бетонирования; устанавливаемые в оставленные при бетонировании колодцы; устанавливаемые в высверленные в готовом основании скважины.

Болты, устанавливаемые в процессе бетонирования или в оставленные при бетонировании колодцы, требуют достаточно точной разметки по заранее известным габаритам оборудования. Это часто вызывает затруднения, так как во время проектирования точные установочные размеры оборудования не всегда известны, а в период поставки час-

то происходят замены оборудования. Поэтому крепление оборудования более удобно выполнять к готовому фундаменту или основанию, устанавливая анкерные болты в высверленные скважины.

Действующие в настоящее время нормы [1] предусматривают установку в скважинах, высверленных в готовых конструкциях, болтов двух типов:

распорного типа с коническим концом, закрепляемых с помощью разжимной цанги или цементно-песчаного раствора способом вибропогружения;

прямых гладких, закрепляемых с помощью синтетического клея или жидкой цементно-песчаной смеси способом виброзачеканки.

Болты первого типа сложны в изготовлении и, как правило, дороги, особенно с разжимными цангами. Способ закрепления прямых болтов синтетическим клеем или эпоксидной композицией трудо-

емок, так как их приходится изготавливать в построечных условиях из 6...7 компонентов, часть из которых является токсичными химическими веществами, и работа с ними требует соблюдения специальных санитарных правил и требований техники безопасности. Кроме того, использование эпоксидной композиции при температуре окружающего воздуха ниже плюс 15°С требует предварительного нагрева стержней.

Способ виброзачеканки жесткой цементно-песчаной смесью требует обязательного применения специального оборудования: уплотнительного устройства с присоединенным к нему вибратором.

В производственных зданиях тепловых электростанций требуется размещение большого количества оборудования и строительных конструкций (насосов, баков, опор трубопроводов, стоек площадок обслуживания и т.п.), устанавливаемых

без фундаментов на так называемом "силовом полу" и прикрепляемых непосредственно к фундаментной плите пола. Для крепления такого оборудования и конструкций Теплоэлектропроектом было предложено использовать прямые гладкие анкерные болты из арматурной стали класса А-I, устанавливаемые в высверленные в фундаментной плите скважины и закрепляемые в них цементно-песчаным раствором на напрягающем цементе (НЦ). При этом предполагалось, что при твердении и наборе прочности такой раствор создаст достаточное обжатие стержней в скважине, что и обеспечит надежную заделку анкеров.

Для экспериментальной проверки, проведенной в НИИЖБе, использовали прямые стержни из стали класса А-I диаметрами 16 и 25 мм, имеющие на одном конце нарезку соответственно М16 и М24 длиной 50 мм для крепления стержней к домкрату. В плите из бетона класса В25 толщиной 300 мм при изготовлении были образованы скважины диаметром 28 и 36 мм.

Установку анкерных стержней производили в следующем порядке. Сначала скважины промывали водой для удаления пыли и увлажнения стенок, остатки воды удаляли из скважин сжатым воздухом.

Растворную смесь готовили из песка крупностью не более 2,5 мм, удовлетворяющего требованиям ГОСТ [2], и напрягающего цемента марки НЦ-10, соответствующего требованиям технических условий [3], в определенном соотношении. Воду брали в количестве, обеспечивающем необходимую подвижность растворной смеси. Каждый замес готовили в количестве, которое могло быть использовано в течение 20...30 мин. Все замесы были изготовлены из одних и тех же исходных материалов.

Скважины заполняли растворной смесью примерно на 2/3 глубины, опускали в них стержни и вибрировали смесь ударами молотка по стержню (рис. 1). Положение анкеров фиксировали с помощью привязки к установленному на плите ограждению. Затем удаляли лишний раствор и накрывали поверхность полиэтиленовой пленкой. Через сутки поверхность бетона вокруг стержня увлажняли в течение

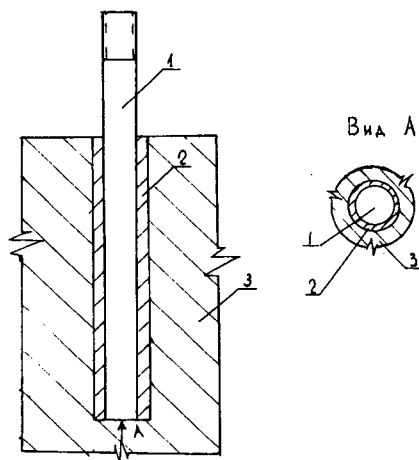


Рис. 1. Замоноличивание анкера

1 — стержень; 2 — окружающий слой раствора на напрягающем цементе; 3 — бетон плиты

трех дней для обеспечения максимального расширения бетона.

Величины самонапряжения и свободного расширения твердеющего раствора определяли по методикам технических условий [3]. Для этого из растворной смеси, которой замоноличивали анкера, были изготовлены и испытаны образцы-призмы размером 40x40x160 мм. Для определения самонапряжения образцы формовали в специальных динамометрических кондукторах, создающих упругое ограничение деформаций расширения, эквивалентное продольному армированию призм, равному 1%. В образцах для определения свободного расширения на торцы призм при их изготовлении были установлены металлические пластины с керном. Часть образцов твердела в лабораторных условиях (при температуре около 20°C и влажности воздуха примерно 65%, а после распалубивания, через сутки, твердение происходило в воде). Остальные образцы хранили в условиях цеха на поверхности бетонной плиты с установленными пластинами под слоями водонепроницаемого укрытия (пленки) при температуре около 13...14°C. Распалубку этих образцов производили через 2 сут, после чего их продолжали хранить в тех же условиях. Замеры всех образцов производили ежедневно в возрасте 1...7 сут и далее в возрасте 10, 14 и 28 сут.

Свободное расширение образ-

цов, твердевших в условиях цеха, составило 0,42%, в лабораторных условиях — 0,58%. Самонапряжение образцов в цехе составило 1,6 МПа, в лаборатории — 2,1 МПа.

Через 3 сут после замоноличивания, когда прочность раствора составила 35 МПа, анкера были испытаны на выдергивание с помощью проходного гидравлического домкрата (рис. 2). Его устанавливали на опоры, расположенные на расстоянии не менее 150 мм от испытуемого стержня, чтобы не препятствовать образованию конуса выкалывания. Всего было испытано 23 анкера. Результаты испытаний анкеров на выдергивание приведены в таблице и на рис. 3.

Следует отметить, что анкера были заделаны в скважины на глубину от 6 до 14 диаметров стержня (диаметром 16 мм — на глубину от

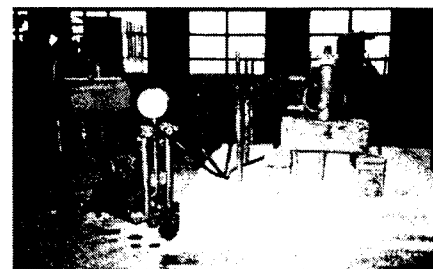


Рис. 2. Испытание анкера на выдергивание с помощью домкрата

90 до 230 мм, а диаметром 25 мм — от 130 до 245 мм). Зазор между стенкой скважины и поверхностью стержня для большинства анкеров составлял 5,5...6 мм (см. таблицу), но у отдельных анкеров его уменьшали до 1,5 мм (№ 11) и увеличивали до 10 мм (№ 5). В качестве контрольных образцов были приняты анкера №№ 10, 13 и 14, которые были заделаны раствором на обычном портландцементе.

Результаты испытаний показали, что выдергивание всех образцов произошло в результате нарушения сцепления с раствором заделки без образования конуса выкалывания. При этом установлена зависимость усилий выдергивания анкеров как от длины заделки, так и от величины зазора между анкером и стенкой скважины. В контрольных образцах, замоноличенных раствором на пор-

Номер анкера	Диаметр стержня анкера d, мм	Диаметр скважины, мм	Глубина заделки анкера l, мм	l/d	Усилие выдергивания, кН	Напряжение в стержне, МПа
1	25	36	230	9,2	70	142,6
2	25	36	240	9,6	81	165
3	25	36	245	9,8	74	150,7
4	25	36	210	8,4	71	144,6
5	16	36	150	9,4	46	228,9
6	25	36	180	7,2	55	112
8	16	28	165	10,3	44	218,9
9	16	28	150	9,4	40	199
10 (пц)	16	28	220	13,8	20	99,5
11	25	28	130	5,2	44	89,6
12	16	28	230	14,4	45	223,9
13 (пц)	16	28	85	5,3	25	124,4
14 (пц)	16	28	180	11,2	19	94,5
15	16	28	90	5,6	25	124,4
16	16	28	175	10,9	46	228,8
17	16	28	180	11,2	44	218,9
18	16	28	170	10,6	44	218,9
19	16	28	135	8,4	38	189,1
20	16	28	130	8,1	38	189,1
21	16	28	140	8,7	38	189,1
22	16	28	110	6,9	36	179,1
23	16	28	105	6,6	30	149,2
24	16	28	105	6,6	25	124,4

тландцементе, усилия выдергивания практически не зависели от длины заделки, и их величины находились всего в пределах от 19 до 25 кН, что соответствует напряжениям в стержнях от 94 до 124 МПа.

Усилия выдергивания анкеров, заделанных цементно-песчаным раствором на НЦ, повышались с увеличением длины заделки. Так, для анкеров диаметром 16 мм при изменении относительной длины

заделки с 5 до 10 диаметров стержня усилия выдергивания возросли с 25 до 45 кН и соответственно напряжения в них увеличились от 124 до 220 МПа. Дальнейший рост длины заделки мало повлиял на величины этих усилий. Здесь следует отметить, что возрастание толщины слоя раствора в скважине с 5 до 10 мм (анкер № 5) несколько повысило усилие выдергивания. В анкерах диаметром 25 мм при изменении

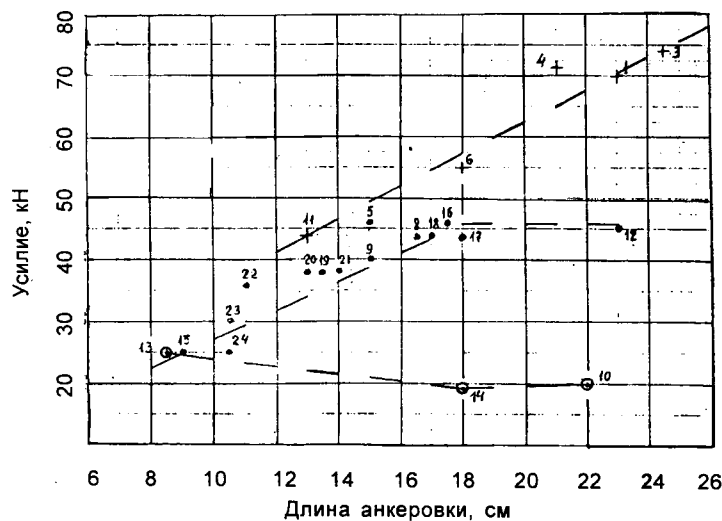


Рис. 3. Усилия выдергивания анкеров диаметром 16(★) и 25 мм(+) при заделке скважин раствором на напрягающем и обычном портландцементах (цифры соответствуют номеру анкера в таблице)

относительной заделки с 7 до 10 диаметров стержня усилия выросли с 55 до 81 кН. Напряжения в стержнях при этом увеличились со 112 до 165 МПа.

Напряжения сцепления в заделке цементно-песчаным раствором на НЦ по поверхности стержней колебались от 4 до 6 МПа. Разброс этих величин связан, по-видимому, с разной степенью увлажнения раствора заделки в процессе твердения.

Испытания гладких анкерных стержней, установленных в высверленные скважины с заделкой их цементно-песчаным раствором на НЦ, показали, что при заглублении их на 8...10 диаметров стержня выдергивающие усилия оказываются близкими к несущей способности болтов из арматурной стали класса А-1 (по резьбе). Раствор на обычном портландцементе для этой цели непригоден, так как не обеспечивает требуемую прочность заделки стержней.

В результате проведенных испытаний разработаны практические рекомендации по проектированию заделки прямых анкерных болтов из гладких стержней с помощью цементно-песчаного раствора на НЦ в высверленных скважинах. Предлагаемый способ позволяет максимально упростить и удешевить как сами анкера, так и процесс их установки, что делает экономически целесообразным их широкое применение.

Такие анкерные болты могут быть использованы как при новом строительстве, так и при реконструкции и техническом перевооружении, а также при ремонтах. Подобным образом могут быть заделаны и выпуски арматуры для пристыковки новых железобетонных конструкций к существующим.

Библиографический список

1. ЦНИИПромзданий. Пособие по проектированию анкерных болтов для крепления строительных конструкций и оборудования (к СНиП 2.09.03), М., 1993, с.105.
2. ГОСТ 26633-91. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия, М., 1997, с.27.
3. Бетоны на напрягающем цементе. Технические условия ТУ 5745-100-46854090-99, 1999, с.26.

Напрягающие цементы и сухие смеси на их основе

Высокая эффективность применения напрягающего цемента при возведении различных сооружений привлекает внимание все большего числа строительных организаций и требует увеличения объема его выпуска.

Подольский опытный цементный завод "Цемдекор", производящий специальные виды цементов, в течение трех последних лет постоянно наращивает объемы выпуска напрягающего цемента (НЦ). Завод поставляет напрягающий цемент двух разновидностей (НЦ=10 и НЦ=20) по техническим условиям ТУ 5734-072-02495336-98, разработанным НИИЖБом.

Как известно, существуют два основных способа достижения эффекта расширения цементного камня: оксидное, за счет гидратации оксидов кальция и магния, и сульфоалюминатное, за счет образования гидросульфоалюмината кальция в затвердевшем камне.

Наш завод в качестве расширяющего компонента использует сульфоалюминатный клинкер с содержанием 70...90% сульфоалюмината кальция. Выбор последнего был сделан с учетом того, что он гидратируется очень быстро, и скорость реакции остается относительно высокой до полного израсходования этого соединения. После 7-суточной гидратации сульфоалюминат кальция полностью превращается в этtringит. Сульфоалюминатный клинкер обжигается в 16-метровой печи при температуре 1200...1250°C.

Напрягающие цементы НЦ-10 и НЦ-20 выпускаются путем совместного помола портландцементного клинкера, сульфоалюминатного клинкера и гипса. Цементы имеют достаточно стабильное качество (физико-механические свойства НЦ показаны в табл. 1), а процесс расширения цементного камня заканчивается к 7...10 сут.

Вместе с производством напрягающего цемента по традиционной технологии "Цемдекор" выпускает расширяющие добавки к портландцементу для получения бетонов и

растворов как с компенсированной усадкой, так и напрягающих. Применение таких добавок позволяет получать напрягающий цемент не только в условиях завода, но и непосредственно на строительной площадке. Основное свойство расширяющих добавок к цементу — увеличение своего объема в процессе твердения и тем самым компенсация деформаций общестроительного бетона, которые обусловлены склонностью его к усадке при твердении. В зависимости от типа и количества добавки с ее помощью можно достигнуть различной степени расширения.

Завод "Цемдекор" выпускает две марки расширяющих добавок (РД): РД-К — для бетонов с компенсированной усадкой; РД-Н — для бетонов с нормированной величиной самоупрочнения и с компенсированной усадкой. Расширяющие добавки готовят путем совместного помола до удельной поверхности порядка 500 м²/кг сульфоалюминатного клинкера и сульфатного компонента, взятых в строго определенных соотношениях. Выпуск этого продукта постоянно контролируется заводской лабораторией путем определения содержания Al₂O₃ и SO₃ в РД, а также оценкой физико-механических свойств. Для этого РД смешивают с портландцементом ПЦ400ДО и проводят испытания по техническим условиям на напрягающий цемент.

Цемент, полученный при смешивании портландцемента с расширяющей добавкой, обладает всеми свойствами, присущими напрягающему цементу. Испытания водонепроницаемости НЦ, изготовленных по традиционной технологии и смешиванием РД с портландцементом,

проведенные в НИИЖБ, также показали идентичные результаты. Растворы на НЦ являются практически водонепроницаемыми. Это объясняется тем, что игольчатые кристаллы этtringита, которые начинают образовываться уже через 1—2 ч после начала гидратации, плотно заполняют все поры и дефекты структуры. Соответственно высокая плотность цементного камня обуславливает повышенную водо- и газонепроницаемость, морозостойкость и стойкость к агрессивным средам, в том числе и к сульфатным. Указанные свойства определяют и наиболее рациональные области применения напрягающего цемента и расширяющих добавок. К ним относится возведение подземных емкостей, бассейнов, подвалов, подземных гаражей, полов общественных и производственных зданий, трещиностойких водонепроницаемых стыков, ремонт, реконструкция, восстановление водонепроницаемости. Напрягающий цемент и расширяющие добавки имеют гигиенический сертификат соответствия Госстроя России.

Специалистами завода совместно с исследовательской группой проведена разработка оптимальных составов модифицированных сухих смесей на основе НЦ, освоено промышленный выпуск серии материалов гидроизоляционного назначения. Технологическая линия производства сухих смесей работает в полуавтоматическом режиме, оснащена системой дозирования компонентов, обеспечен оперативный контроль качества готовой продукции.

Сухие строительные смеси на основе НЦ — это готовые к применению смеси вяжущих веществ (напрягающий цемент НЦ-10, НЦ-20

Таблица 1

Вид цемента	Сроки схватывания, час-мин		Прочность, МПа, в возрасте, сут		Линейное расширение, %, сут		Самонапряжение, кгс/см ² , сут	
	начало	конец	1	28	3	28	3	28
НЦ-10	1-00	2-30	18	52	0,1	0,2	7	10
НЦ-20	0-30	1-10	16	45	0,2	0,5	15	25

Пескобетоны (ПБ), тип смеси и максимальная крупность заполнителя, мм	Водотвердое отношение при $R_k=130\pm 2$	Сроки схватывания, час-мин		Предел прочности, МПа, в возрасте, сут								Водонепроницаемость, класс, не менее	Морозостойкость, класс, не менее	Степень линейного расширения, %
		начало, не менее	окончание, не более	при изгибе				при сжатии						
				1	3	7	28	1	3	7	28			
А, до 3,2	0,11–0,12	40	180	5,3	8,4	9,8	11,2	28,9	57,3	70,2	78,2	W10	F300	0,1–0,2
В, до 1,6	0,12–0,13	60	210	5	8,3	9,2	9,6	28	57	63,2	72	W10	F300	0,1–0,2
С, до 0,5	0,13–0,14	120	280	3,6	6,2	7,2	7,6	18,2	30,4	45,6	56,4	W10	F300	0,1–0,2

или портландцемент М500ДО (ПЦ) с расширяющими добавками на сульфоалюминатной основе), заполнителей (кварцевый песок и др., фракционированные по заданному гранулометрическому составу), наполнителей (тонкодисперсных порошков) и целевых функциональных добавок для придания строительным раствором специальных свойств.

Объем производства немодифицированных цементно-песчаных смесей на основе НЦ-10 и НЦ-20 составляет часть общего выпуска продукции завода. Это высокопрочные мелкозернистые пескобетоны, которые содержат строго подобранный фракционированный заполнитель и расчетное количество НЦ.

Область применения таких смесей определяется свойствами, основными из которых являются: отсутствие усадки при твердении раствора и, как следствие, трещиностойкость, активный темп набора прочности при низких положительных температурах (5...12°C), паропроницаемость, возможность выполнения работ во влажных помещениях (подвалы, гаражи). Благодаря повышенной морозостойкости такие смеси рекомендованы для наружного применения при строительстве высокопрочных, водонепроницаемых стяжек пола, для заделки стыков швов и др. Растворы таких смесей являются "жесткими", и для улучшения их удобоукладываемости при приготовлении бетона применяются пластификаторы и суперпластификаторы в сухой и жидкой формах.

При соотношении цемент:заполнитель 1:2 роль гранулометрии заполнителя в образовании структуры затвердевшего раствора несколько снижается, однако мелкие пески обеспечивают относительно пониженную прочность бетона. В табл. 2 представлены результаты физико-механических испытаний промышлен-

ленных партий пескобетонов гидроизоляционного назначения на основе НЦ-10 с заполнителями менее 3,2 (А); 1,6 мм (В) и 0,5 мм (С).

При сравнительном анализе результатов следует отметить повышенную прочность при изгибе растворяемых смесей на основе НЦ. Гидроизоляционные смеси особенно эффективны в тех случаях, когда обычные бетоны на основе ПЦ имеют замедленный темп твердения, дают усадку, не обеспечивают водонепроницаемости [1]. Смеси на основе НЦ не требуют дополнительной гидроизоляции, защищают от влаги кирпичные, бетонные, железобетонные конструкции. В рекомендациях по применению такого типа смесей предусматривается влажный уход за поверхностью материала в течение от 1 до 7 сут с целью достижения максимального уплотнения раствора при твердении и оптимального набора прочности. Это связано с повышенной водопотребности при твердении вяжущих с образованием этtringита.

В сравнении с растворами, приготовленными на строительной площадке, сухие гидроизоляционные смеси значительно улучшают качество работ за счет стабильного состава и эффективного смешивания, оптимального гранулометрического состава заполнителей, постоянного качества НЦ, производимого заводом. На практике материалоемкость выполняемых при этом работ снижается почти вдвое. Растворы наносятся машинным способом, повышая производительность труда в 1,5...2 раза в зависимости от вида операций и степени их механизации. Традиционными потребителями таких материалов стали предприятия ООО "Гидроспециализация", ОАО "Мособлстрой-1", МТФ "Мостоотряд-4" и др.

В ряду расширяющихся при твердении материалов практический интерес представляет сухая смесь

(ССЛ) для ликвидации активных протечек в условиях постоянного водопритока внутренних и внешних стен, резервуаров для сточных вод, фундаментов, тоннелей. Технические характеристики этой смеси приведены в сравнении с импортными материалами аналогичного назначения (табл. 3).

При разработке таких материалов особенно важен сверхбыстрый темп набора прочности, технологичность, заданная степень расширения. Выпускаемые заводом смеси для ликвидации активных протечек пользуются широким спросом, практичны в использовании при строительстве и ремонте.

В настоящее время разработано и освоено производство более 20 наименований продукции с применением модифицирующих добавок, которые по своим потребительским свойствам не уступают импортным аналогам. Это органоминеральные системы, в которых в основе структурообразования лежит физико-химические процессы с участием полимеров. Функциональные добавки в составах сухих смесей представляют собой редиспергируемые в цементных растворах термопластичные полимеры. При образовании водоцементного геля, особенно в тонких слоях, их роль сводится к необратимому образованию пленок (доменов) и, подобно водоудерживающим добавкам, снабжению водой гидратирующегося цемента, предотвращению эффекта "высыхания", обеспечению полноты гидратации цемента. Размер частиц высокоэффективных дисперсий составляет 1...5 мкм [2].

Ранее было установлено, что редисперсионные добавки (как и водоудерживающие на основе гидромилцеллюлозы) способствуют интенсивному образованию гидроалюминатов кальция и этtringита и замедляют гидратацию силикатов кальция.

Таблица 3

Показатели	ССЛ АООТ "Цемдекор"	"Лакта" Водяная пробка ООО "Гидрокор"	Ceresit cx5 (Henkel Bautechnik)	MAPEI ООО RUSSIA Ламносилекс, быстротсхва- тывающаяся для остано- вки водных течей
Плотность сухой смеси, г/м ³	—	—	1,32	2
Время потребления при заданной водопотребности, В/Т	до 3 мин В/Т=0,22	до 3 мин н/д	до 4 мин н/д	примерно 1 мин В/Т=0,28
Температура основания, °С	не менее +5	не менее +5	от +5 до +30	не менее +5
Прочность при сжатии (на воздухе), МПа, через				
10 мин	>10	н/д	н/д	н/д
30 мин	>15	н/д	н/д	17
1 ч	>20	8–12	более 12 (через 6 ч)	20
через 1 сут	>30	н/д	>22,5	32
через 28 сут	>45	н/д	>40	46
Прочность при изгибе, МПа, через				
10 мин	4,8	н/д	н/д	н/д
30 мин	5	н/д	н/д	3
1 ч	н/д	н/д	2,2 через 6 ч	4
1 сут	5,8	н/д	>2,6	5
28 сут	>9	н/д	>8	9
Водонепроницаемость, МПа	>1	н/д	>0,4	водонепрони- цаем
Адгезия к бетонной поверхнос- ти, МПа	>1,5	н/д	>1,5	н/д
Линейное расширение, %	0	0,5	н/д	н/д
Расход, кг/л	1,5–2	1,5–2	1,6	1,8

Примечание: н/д — данные не приводятся.

При гидратации НЦ совместно с функциональными добавками наблюдается интенсивный рост кристаллов этtringита в сочетании с образующимися водонепроницаемыми полимерными пленками, которые совместно перекрывают поры, имеющие дефекты структуры, микротрещины, препятствуя их распространению, формируя повышенную плотность раствора. Добавки улучшают технологичность растворов, удобоукладываемость, определяют повышенную адгезию раствора к основанию.

В затвердевшем состоянии такие добавки поддерживают повышенную прочность на растяжение при изгибе, плотность, армируют цементную систему, находясь в микропустотах, понижают модуль упругости бетона, обеспечивают прочность сцепления с основанием.

Экспериментально установлено снижение расхода модифицирующих добавок в оптимальных составах сухих смесей на основе НЦ по сравнению со смесями на основе ПЦ.

Одним из рациональных способов применения НЦ в качестве вяжущего в составе сухих смесей в сочетании с оптимальным количеством модифицирующих добавок являются композиции для приклеивания облицовочной плитки (ГССК). Наряду с повышенной плотностью, водонепроницаемостью, прочностью сцепления с поверхностью клеевые смеси обладают хорошей удобоукладываемостью, фиксацией на вертикальной поверхности.

Обычно отмечается замедленное схватывание модифицированных растворов по сравнению с цементным раствором, зависящее от полимерцементного соотношения.

Однако это не вызывает затруднений при практическом применении. В процессе твердения такие растворы являются безусадочными, имеют повышенную морозостойкость, гарантируют высокое качество выполнения работ. Указанные смеси успешно применяются для внутреннего и наружного нанесения облицовочной плитки на старую плитку, на металлическую поверхность, для крепления искусственного камня, при устройстве системы "теплый пол", во влажных помещениях, в бассейнах. Для клеевых смесей эффективно применение комплексных добавок, в том числе микроармирующих волокон, повышающих предел прочности при изгибе и эластичность. В течение более двух лет клеевые плиточные смеси успешно проходят натурные испытания в условиях климата Подмосквыя.

В табл.4 приводятся основные сравнительные показатели технологических и эксплуатационных свойств высокоадгезионных клеевых растворов.

При сравнении прочностей при изгибе ($\sigma_{изг}$) и сжатии ($\sigma_{сж}$) мелкозернистых пескобетонов и высокоадгезионных клеевых смесей, модифицированных дисперсными полимерами, установлено, что соотношение $\sigma_{изг}/\sigma_{сж}$ для модифицированных составов в 1,5...2 раза превышает это соотношение для немодифицированных пескобетонов (с учетом содержания цемента в составе). Это качество затвердевших модифицированных растворов позволяет эффективно применять их в условиях действия повышенных нагрузок при изгибе.

Приведенные ранее данные [3] о значительном увеличении роста $\sigma_{изг}$ для модифицированных смесей на основе ПЦ не характерны для смесей на НЦ. Вероятно, это связано с особенностями структурообразования таких бетонов, снижением объема пор и, как следствие, отмеченном нами относительном снижении доли дисперсии в оптимальных составах смесей.

Серия сухих смесей для выполнения ремонтных работ разработана на основе НЦ, ПЦ и сульфатостойких добавок, компенсирующих усадку, обеспечивающих расширение при твердении. Это материалы БАРС В60 литой и тиксотропный. На основе специальных цементов выпускаются смеси БАРС В45Ю

Т а б л и ц а 4

Показатели	ГССК	Ceresit CM17	ANKER эластичный
Плотность сухой смеси, кг/дм ³	1,4	1,4	н/д
Требуемое количество воды затворения, %	18	22	20
Время потребления, ч	до 3	2	3
Температура основания, °С	+5...+30	+5...+30	+5...+30
Время коррекции, мин	до 15	до 10	
Сползание плитки, мм	0	менее 0,1	0
Адгезия к бетонному основанию, МПа, более	1,5	1,3	1
Морозостойкость, циклов, не менее	100	н/д	25
Усадка, %	безусадочный	н/д	н/д
Прочность при изгибе в возрасте 28 сут, МПа, не менее	5,6	н/д	н/д

Примечание: н/д — нет данных.

особобыстротвердеющие литые, тиксотропные. К таким материалам предъявляются повышенные требования. Они должны обладать высокой технологичностью, активным темпом набора прочности, качественным сцеплением с основанием, устойчивостью к воздействию циклических нагрузок от движения транспорта, а также к замораживанию-оттаиванию.

Практический интерес представляют тиксотропные смеси для вы-

полнения ремонтных работ по вертикальным поверхностям, содержащие комплексные модифицирующие добавки, в том числе микроармирующие. В настоящее время разрабатываются и проходят испытания ремонтные составы, которые имеют заданное расширение в пластическом и затвердевшем состояниях. Такие составы имеют повышенную прочность сцепления с ремонтируемой поверхностью, трещиностойкостью. Сухие смеси БАРС

Т а б л и ц а 5

Показатели	БАРС В60		БАРС В45		"Лахта"	Мапеграут, "Мапеи"
	Л	Т	Л	Т		
Удобоукладываемость, R _к , мм	260	180	260	180	н/д	пластично- тиксотропный
Время сохранения удобоукладываемости, мин, не менее	30	30	10	10	15 начало схватывания	60
Нанесение материала при температуре не ниже, °С	+5		+5		+5	+5
Марка их морозостойкости	F300		F300		F300	н/д
Прочность сцепления с бетоном, МПа, 1 сут, не менее	1,5		1,8		1,5	>2
Предел прочности при сжатии, МПа, не менее						
3 ч			30		14 через 1 ч	
24 ч			40		41	30
28 ч			80		55	75
Усадка, %	с компенсированной усадкой		безусадочный		н/д	безусадочный

Примечание: н/д — нет данных.

— это быстротвердеющие, высокопрочные материалы для ремонта бетонных и железобетонных покрытий автомобильных дорог, аэродромов, элементов конструкций мостов и тоннелей, зданий и сооружений. В лаборатории коррозии НИИЖБ успешно прошли сравнительные испытания ремонтные материалы БАРС В45, В60, которые были рекомендованы для выполнения ремонтных работ на разделительной полосе МКАД (г. Москва). Получены положительные отзывы при быстром ремонте бетонных поверхностей мостов, производственных помещений.

Следует отметить, что система контроля качества производства сухих смесей, включающая стадию входного контроля по всем материалам (цементы, заполнители, модификаторы), оперативный контроль в процессе производства, выходной контроль готовой продукции, позволяет предлагать потребителям высококачественные конкурентоспособные материалы. Их сравнительные показатели (см. табл. 5) приведены на основании информационных данных по материалам фирмы "Лахта" (Финляндия), "Мапеи" (Италия).

К многокомпонентным модифицированным составом относятся высокопрочные стяжки для пола (литые), самовыравнивающиеся покрытия пола, штукатурные и шпаклевочные смеси, в том числе на основе цветных цементов.

Системный подход к выпускаемым видам материалов на основе НЦ позволяет обеспечивать высокий уровень выполнения гидроизоляционных, строительных и ремонтных работ. На выпускаемую продукцию разработана и действует нормативно-техническая документация. Вся продукция проходит контроль и является экологически чистой.

Библиографический список

1. Рунова Р.Ф., Носовский Ю.Л. Применение минеральных вяжущих в сухих строительных смесях//Цемент и его применение. — 2000. — № 6. — с.16–21.
2. Добавки в бетон. Справочное пособие. Под ред. В.С.Рамачандрана. Растворы и бетоны, модифицированные полимерами. — М.: Стройиздат, 1988, с.305–309.
3. Урицкая Е.А., Жукова Н.К., Филиппик З.И. и др. Модифицированные сухие смеси "Полимикс" в современном строительстве//Строительные материалы. — 2000. — № 5. — с.36–38.

Применение материалов на основе напрягающего цемента в новом строительстве и при реконструкции в Республике Беларусь

Современные технологии в области производства строительных материалов позволяют получать бетоны нового поколения или так называемые «Ultra High Performance Concretes» (UHPC). Прочность при сжатии таких бетонов достигает 180 Н/мм². Однако эти новые материалы не лишены присущих традиционным бетонам на основе портландцементных вяжущих недостатков, таких как: 1) усадка; 2) неадекватный рост прочности при сжатии и рост прочности при растяжении. Поэтому бетоны на основе расширяющихся и напрягающих цементов востребованы и сегодня, а Конгресс ФИБ в Вашингтоне (в 1997 г) определил напрягающий бетон как материал XXI века.

Специфика механизма гидратационного твердения расширяющихся вяжущих позволяет реализовать такой оригинальный прием как «самоармирование», когда армирующая фаза имеет родственный состав с матрицей. При этом она выращивается путем направленного кристаллообразования непосредственно в твердеющем цементном камне. Самоармирование цементного камня волокнистыми кристаллами эттрингита, гипса позволяет повысить прочность изделий при сжатии на 100%, при изгибе – на 40% [1].

Бетон на основе напрягающего цемента в процессе твердения претерпевает регулируемое объемное расширение, которое интенсивно происходит тогда, когда структура бетона обладает начальной прочностью. Поэтому расширение напрягающего бетона в несвободных условиях приводит к появлению в его структуре собственных сжимающих напряжений (самонапряжений).

Бетоны на основе расширяющихся вяжущих принято разделять на:

- бетоны с компенсированной усадкой, расширение которых в условиях внешнего ограничения приводит к появлению самонапряжений, компенсирующих растягивающие напряжения, развивающиеся в результате усадки;
- напрягающие бетоны, несвободное расширение которых приводит к появлению в структуре самонапряжений такой величины, что они сохраняются в конструкции даже после полного завершения усадочных процессов. Эти бетоны используют при физико-химическом способе предварительного напряжения конструкций [2].

В силу особых условий формирования структуры (образование в структуре эттрингита, твердение в условиях монотонно возрастающего давления) напрягающий бетон обладает свойствами, от-

личными от традиционных портландцементных бетонов. Основные физико-механические характеристики напрягающего бетона представлены в таблице.

Характеристика	Ед. изм.	Диапазон значений
Прочность в возрасте 28 сут:		
– при сжатии	Н/мм ²	30 (10) ... 80 (15)
– при растяжении		2,5 ... 6,5
Свободное расширение	%	0,1...2,0
Самонапряжение (собственные напряжения сжатия при расширении в условиях стандартного ограничения)	Н/мм ²	1,0...6,0

Примечание: в скобках приведены значения суточной прочности при сжатии.

Долговечность бетона и надежность железобетонных конструкций при использовании расширяющихся вяжущих обеспечивается за счет снижения дефектности структуры и улучшения его основных конструктивно-технических свойств.

Результаты исследований водонепроницаемости и морозостойкости бетонов показывают, что простая замена портландцемента в бетоне на напрягающий цемент приводит к повышению морозостойкости в 1,8–2,3 раза, водонепроницаемости – в 3–5 раз, воздухопроницаемости – около 10 раз.

Напрягающий бетон обеспечивает пассивное состояние стальной арматуры, начиная с момента изготовления, и поддерживает его в течение расчетного срока службы конструкции из-за своей малой проницаемости, показывая высокую стойкость к различным агрессивным воздействиям, что по отношению к бетону на портландцементе составляет: в сульфатных средах – 3:1; в магниальных средах – 2:1; в средах, содержащих хлор – 3:1.

Одной из важных эксплуатационных характеристик материала является его износоустойчивость, которая в основном определяется способностью бетона сопротивляться истиранию. Испытание напрягающего бетона на истираемость по стандартной методике показывает, что его сопротивление истиранию минимум на 16–28 % превышает показатели бетона на портландцементе аналогичного состава.

Все эти свойства позволяют утверждать о высокой эффективности конструкций из напрягающего бетона, что подтверждено положительным опытом их эксплуатации [3].

Традиционно принято различать три основных случая применения напрягающих бетонов в

строительстве. Первый, и наиболее распространенный, – для гидроизоляции сооружений, второй – для компенсации усадки в бетоне, третий – для получения расчетного самонапряжения железобетона. Причем во втором и третьем случаях водонепроницаемость конструкции обеспечивается автоматически.

Разработаны и широко внедрены в Беларуси конструктивные решения сборно-монолитных самонапряженных резервуаров для воды емкостью 50..500 м³, канализационных насосных станций, отстойников.

Напрягающий бетон в сборно-монолитных емкостных сооружениях позволяет одновременно решить две задачи: получить самонапряженный плотный стык между стеновыми элементами и обеспечить непроницаемость сооружения. Стеновые элементы из напрягающего бетона отличаются высокой водонепроницаемостью и не требуют дополнительной гидроизоляции.

Напрягающий бетон применяли для бетонирования плиты проезжей части мостовых конструкций. В известных проектных решениях напрягающий бетон предполагали к использованию главным образом в качестве водонепроницаемого слоя, вводимого взамен оклеечной изоляции.

В 1996 г. было выполнено обследование технического состояния моста, построенного в Могилевской области через р. Волчас. Монолитная армированная плита проезжей части моста была выполнена из бетона марки по самонапряжению $S_p2.0$ на напрягающем цементе ПО «Волковыскцемент-тошифер». Результаты обследования и испытаний отобранных проб после 10 лет эксплуатации показали, что конструкции мостового строения находятся в хорошем состоянии, следов протечек воды, морозного разрушения напрягающего бетона и т.д. не установлено, остаточная прочность при сжатии составляет 78 МПа. Независимо от замысла проектировщиков при ликвидации изоляционной прослойки монолитная плита включалась в работу основного пролетного строения, превращая конструкцию, по существу, в сборно-монолитную. При этом расширение напрягающего бетона монолитной плиты развивалось в условиях ограничения деформаций сборным настилом.

Испытания нагружением мостовых конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона, выполненные на Украине, показали, что при обеспеченной долговременной совместной работе самонапряженной монолитной плиты с основными несущими конструкциями было достигнуто уменьшение рабочей арматуры в разрезных пролетных строениях длиной 18; 12; 6 м соответственно на 5; 11; 21 %.

Существует ряд производств, где использование напрягающего бетона в качестве монолитного слоя является особенно выгодным. В многоэтажных зданиях гаражей, предприятий полиграфической и инструментальной промышленности, в сырых цехах возможно попадание на перекрытие различных флюидов: воды, масел, бензина и т.д. В

результате усадки бетона в полах появляются трещины, через которые флюиды свободно проникают к несущим конструкциям. Обследования технического состояния целого ряда эксплуатирующихся объектов показали, что указанная изоляция в большинстве случаев не обеспечивает защиту несущих конструкций. Это приводит к прогрессирующему снижению их прочности и опасности обрушения. Используя в качестве монолитного слоя напрягающий бетон, появляется возможность, отказавшись от изоляционной прослойки, включить монолитную часть в работу основного несущего элемента, получая эффективную сборно-монолитную конструкцию.

Использование сборно-монолитного покрытия с монолитной плитой из напрягающего бетона при реконструкции главного пандуса Центра творчества молодежи в г. Бресте позволило выполнить усиление основных несущих конструкций при одновременном обеспечении водонепроницаемости сооружения. Это дало возможность отказаться от устройства дополнительной дорогостоящей гидроизоляции, дренажирующих слоев и существенно сократить сроки строительства. Неразрезная сборно-монолитная плита состоит из трех бесшовных фрагментов площадью 432 м², что практически невозможно реализовать при применении традиционных бетонов. Одновременно при бетонировании на поверхности плиты выполнен декоративный рисунок по технологии канадской фирмы SCP.

Наибольшие объемы внедрения конструкций из напрягающего бетона в Республике Беларусь имеют место при возведении большепролетных бесшовных плит полов промышленных предприятий различного назначения. Применение напрягающего бетона позволяет получить не только прочное долговечное основание под наливные полы, но и существенно улучшить эксплуатационные свойства конструкции, исключив образование усадочных трещин и отказавшись от дополнительной дорогостоящей изоляции. Размеры непрерывно бетонизируемых площадей достигают 200 м².

Только в 2000 году на строительных объектах Бреста и Брестской области (СП ОАО «Брестгазоаппарат», СП «Santa-Bremor-Brest», белорусско-итальянская фирма «Динамо-Текстиль-Программ» и др.) возведена более 15 000 м² полов из напрягающего бетона.

Применение напрягающего бетона для замощивания узлов сопряжения главных рам западной трибуны реконструируемого по проекту ОАО «Брестпроект» стадиона «Динамо» в г. Бресте позволило получить равнопрочное стыковое соединение в растянутой зоне, обеспечив его предельное напряжение в построечных условиях.

Испытания конструкции нагружением показали, что в стыковом соединении не наблюдалось образования и раскрытия трещин как по монолитному бетону, так и по контакту монолитного бетона и сборной конструкции.

Бетон на напрягающем цементе использован в сборно-монолитных каркасах жилых зданий, возводимых в Беларуси в рамках программы «Рациональный дом» в 1998 – 2000 годах. В одной из конструктивных схем – для замоноличивания стыков между сборными элементами каркаса, в другой – для изготовления монолитных несущих ригелей перекрытия.

Для восстановления эксплуатационной пригодности ряда объектов была разработана система материалов на основе напрягающего цемента и технология выполнения работ методом инъецирования.

В подземных резервуарах для хранения мазута на СП ОАО «Брестгазоаппарат» вышла из строя гидроизоляция плит покрытия. Натурными обследованиями было установлено, что помимо нарушения сплошности оклеечной гидроизоляции при строительстве была некачественно выполнена заделка швов ребристых плит покрытия. Было принято решение добиться непроницаемости покрытия путем заделки швов между плитами методом инъецирования. Ширина заполненных швов составляла от 1 до 20 мм. В результате выполнения работ по принятой технологии с применением инъекционных расширяющихся составов была восстановлена полная непроницаемость сооружения.

В помещениях Южных казарм мемориального комплекса «Брестская крепость – герой» после реконструкции планируется разместить областную картинную галерею. Для восстановления эксплуатационной пригодности сводов было принято решение после придания поврежденным сводам проектного положения выполнить заполнение швов и трещин в кирпичной кладке методом инъецирования ремонтными составами на основе напрягающего цемента.

Возможности эффективного применения напрягающего бетона в строительстве велики, а продолжающиеся исследования в области самонапряженного железобетона открывают широкие перспективы в применении этого пока все еще нового материала.

Одно из главных направлений – это получение высокопрочных модифицированных напрягающих бетонов, обладающих высокой прочностью при растяжении. Получение таких бетонов позво-

лит пересмотреть подходы к проектированию предварительно напряженных конструкций, отказавшись в ряде случаев от энергоемкого процесса механического натяжения арматуры. Важное место уделяется разработке нового поколения пространственных конструкций из напрягающего бетона. Формообразование которых осуществляется путем управления процессом расширения материала. Перспективным является применение напрягающего бетона в сталебетонных и комбинированно напряженных конструкциях, используемых в мостостроении.

Напрягающий цемент, использованный для бетонов, растворов, ремонтных материалов, был приготовлен полупромышленным способом при смешивании и домоле составляющих в шаровых мельницах. Увеличение объемов применения самонапряженного железобетона в Республике Беларусь связано главным образом с решением проблемы изготовления напрягающего цемента из местных материалов, а также использования специальных расширяющих добавок.

Вместе с тем следует помнить о том, что напрягающий бетон по-прежнему остается специальным бетоном, требующим соответствующей культуры выполнения работ. Уместно привести цитату из выступления проф. Ганноверского университета Х. Вирега на международном конгрессе «75 лет расширяющимся цементам»: «Занимаясь значительную часть жизни расширяющимся цементом, я все больше убеждаюсь, что он стоек практически ко всему, за исключением невежества».

Процесс внедрения напрягающего бетона должен быть постепенным, а его применение обоснованным.

Библиографический список

1. Саркисов П.Д. Новые материалы на рубеже веков // II Международный совещ. по химии и технологии цемента. Пленарные доклады. Том. 1. – М. – 2000 – с. 23-34.
2. Тур В.В. Напрягающий бетон – материал грядущего века // Архитектура и строительство. – 1999 – №6 – с. 27-29.
3. Кардумян Г.С., Басов В.С., Кондратчик А.А., Тур В.В. Напрягающий бетон в строительстве // Эффективные строительные материалы, конструкции и технологии: Сб. трудов Международ. научно-практич. конф. / Под ред. Блещика Н.П. – Мн.: «Технопринт», 2000 – с. 103–112.

Вышла из печати книга:

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

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций при пожаре и после него.

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

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

Предварительные заявки принимаются по адресу:

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

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

Ориентировочная стоимость книги 60 руб.

Прочностные и деформационные свойства бетонов на сульфоферритном напрягающем цементе

В последние годы в мировой практике строительства все шире применяется напрягающий цемент (НЦ), разработанный в НИИЖБе под руководством профессора В. В. Михайлова. Высокая прочность, трещиностойкость, водонепроницаемость и способность, расширяясь при твердении, самонапрягать (предварительно напрягать) железобетон определяют эффективность использования таких бетонов в самых различных областях строительства [1].

Сотрудниками Московского химико-технологического института имени Д. И. Менделеева был разработан новый состав напрягающего цемента, в котором используются сульфоферритосодержащие вещества, полученные в результате переработки отходов промышленности. Сульфоферритный напрягающий цемент (СФНЦ) на 25...35% дешевле напрягающего цемента на основе глиноземистого шлака. Выпуск СФНЦ освоен на Кантском цементно-шиферном комбинате (Киргизия).

В УзЛИТТИ (бывший ТашЗНИИ-ЭП) совместно с НИИЖБом проводились исследования технологических особенностей и физико-механических свойств бетонов на основе сульфоалюминатного [2] и сульфоферритного [3] напрягающих цементов. Интересные результаты были получены при определении основных прочностных и деформационных характеристик напрягающих бетонов на СФНЦ с расходом цемента 300, 400, 500 и 600 кг/м³. В качестве крупного заполнителя использовали гранитный щебень фракции 5...20 мм, а в качестве мелкого — речной кварцевый песок с

модулем крупности 2,2 Куйлюкско-го карьера. Составы исследуемых бетонов приведены в табл. 1.

Для определения прочностных и деформационных характеристик напрягающих бетонов на СФНЦ в соответствии с методикой [4] изготовили образцы-кубы с размером ребра 10 см и образцы-призмы размером 10x10x40 см, твердевшие в динамометрических кондукторах в течение суток под полиэтиленовой пленкой, а затем 7 сут в воде. В этот период протекали процессы расширения бетона. Последующее твердение происходило в камере нормального твердения ($t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$, $\phi = 80 \pm 5\%$) и в естественных климатических условиях сухого жаркого климата (в тени). Величины самонапряжения исследуемых бетонов на СФНЦ по мере увеличения его расхода составили 0,3; 0,5; 0,6 и 0,8 МПа соответственно.

Испытания образцов-кубов и призм под кратковременной нагрузкой проводились в возрасте 28, 90, 180 и 360 сут. Нагрузку на призмы прикладывали ступенями, равными примерно 10% ожидаемой призмной прочности, вплоть до разрушения. На каждой ступени нагружения измеряли продольные и поперечные деформации призм с помощью электротензодатчиков сопротивления с базой 50 мм и индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм, снабженных удлинительными стержнями, установленными на специальных металлических рамках. Расстояние между съемными металлическими рамками составляло базу измерения деформаций, равную 20 см; одновременно с помощью ультразвукового прибора УКБ-1М

фиксировались параметрические уровни микротрещинообразования R_T^0 и R_T^V .

Результаты испытаний по определению прочности, модуля упругости и кратковременных деформаций напрягающих бетонов на СФНЦ приведены в табл. 2. Обработку результатов испытаний проводили согласно методике ГОСТ 24452-80 "Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона". Анализ данных, приведенных в табл. 2, показывает, что рост кубиковой прочности образцов, твердевших 360 сут в камере нормального хранения, находился в пределах 15...32% прочности в 28-суточном возрасте, а в естественных климатических условиях — 9...30%. Возрастание призмной прочности в течение 360 сут по сравнению с 28-суточной прочностью в нормальных влажностных условиях колебалось от 13 до 24%, а в природных условиях — от 7 до 17%. Следует отметить, что бетоны на СФНЦ, твердеющие в природных условиях, обнаруживают недобор кубиковой и призмной прочности в пределах от 4 до 17% по сравнению с бетонами, твердевшими в нормальных условиях. Это связано с обезвоживанием бетона в природных условиях.

Практический интерес представляет изучение коэффициента призмной прочности $K_{п.п} = R_p/R$. Анализ результатов исследований показал, что эта величина для бетонов на СФНЦ находится в пределах 0,73...0,84, а для обычных бетонов значение $K_{п.п.}$, полученное на основании статистической обработки большого количества экспериментальных данных, составило 0,783 [5].

Влияние условий сухого жаркого климата на начальный модуль упругости бетонов на СФНЦ (см. табл. 2) связано с их прочностью, которая, в свою очередь, зависит от сформировавшейся структуры бетона под действием климатических факторов. Недобор прочности напрягающих бетонов, твердевших в природных условиях, при одновременном некотором повышении предельной сжимаемости увеличивает значение ее упругости со-

Таблица 1

Номер серии	Расход материалов на 1 м ³ бетонной смеси, кг				В/Ц	Средняя плотность, кг/м ³
	СФНЦ	гранитный щебень фр. 5...20 мм	кварцевый песок	вода		
1	300	1200	750	151	0,5	2334
2	400	1180	624	145	0,36	2315
3	500	1170	497	150	0,3	2308
4	600	1150	420	153	0,26	2287

Примечание: жесткость бетонной смеси для всех составов равнялась 20...40 с.

Таблица 2

Расход цемента, кг	Условия хранения	Возраст образцов, сутки	R, МПа	R _b , МПа	K _{н.п.} = R _b /R	E _b , МПа	ε _{см} · 10 ⁻⁵	R _{дтп} , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
300	В камере нормального твердения (t = 20±2°C, φ = 80±5%)	28	51,7	40,4	0,78	38520	193	3,72
		90	56,4	45,3	0,80	43190	227	4,51
		180	61,0	50,2	0,82	41860	208	4,73
		360	68,3	56,5	0,83	44200	216	5,34
400		28	64,3	53,4	0,83	51140	257	4,48
		90	70,5	59,1	0,84	48420	238	4,52
		180	74,0	62,5	0,84	55460	281	5,49
		360	79,3	66,2	0,83	54190	264	5,31
500		28	88,0	74,1	0,84	68590	318	5,55
		90	95,3	78,5	0,82	66360	300	6,08
		180	102,4	82,7	0,81	62150	287	5,85
		360	110,5	87,5	0,79	64470	324	6,15
600	28	101,7	81,4	0,80	65290	335	6,35	
	90	110,4	88,2	0,80	63480	312	6,68	
	180	123,8	98,5	0,80	72460	364	7,04	
	360	134,5	105,5	0,73	77240	381	7,33	
300	В естественных климатических условиях сухого жаркого климата	28	45,2	34,4	0,76	33810	153	3,41
		90	48,3	38,1	0,73	36140	180	3,00
		180	51,7	39,7	0,77	34230	167	4,05
		360	54,6	41,2	0,75	39440	187	4,21
400		28	57,2	43,4	0,76	40720	195	4,33
		90	61,3	48,7	0,79	45740	231	4,91
		180	64,4	50,3	0,78	44350	220	4,68
		360	68,3	55,5	0,81	48730	245	4,78
500		28	72,4	58,2	0,80	51590	256	5,30
		90	84,2	66,5	0,79	61270	311	6,15
		180	88,3	71,3	0,81	54760	278	5,94
		360	93,5	75,2	0,80	59810	304	6,27
600	28	87,3	70,7	0,81	62450	314	6,34	
	90	95,7	75,9	0,79	61270	299	6,26	
	180	107,4	82,7	0,77	65940	325	7,00	
	360	116,2	87,5	0,75	64420	318	6,87	

ставляющей, что приводит к уменьшению величины модуля упругости по сравнению с бетонами, твердеющими в нормальных условиях, и, по данным настоящих экспериментов, не превышают 13%.

Бетонам на НЦ, с точки зрения их предельной деформативности, при сжатии присущи некоторые особенности. Из данных табл.2 видно, что предельная сжимаемость бетонов на СФНЦ с увеличением расхода цемента и кубиковой прочности имеет тенденцию к повышению, что связано с ростом значений неупругой составляющей деформаций. Таким образом, точка зрения, что высокопрочные бетоны обладают меньшей предельной деформативностью по сравнению с бетонами обычной прочности, не подтверждается. Отсюда можно сделать вывод, что предельные деформации бетона ε_{см} при осевом сжатии с увеличением призматной прочности R_b линейно возрастают.

Наши опыты показывают, что фактические значения предельных деформаций напрягающих бетонов колеблются в довольно широких

пределах в зависимости от состава бетонной смеси и условий твердения. Так, предельная сжимаемость бетона, твердевшего в камере нормального твердения, в зависимости от расхода цемента находится в пределах от 193 до 381·10⁻⁵, а бетонов, твердевших в естественных климатических условиях, — от 153 до 318·10⁻⁵. Полученные результаты показали, что напрягающий бетон на СФНЦ с кубиковой прочностью 45 МПа и выше, независимо от условий твердения, имеет большие (на 20...25%) величины прочности на осевое растяжение по сравнению с аналогичными величинами для обычных тяжелых бетонов (см.табл.2). Такую относительно высокую прочность напрягающего бетона на осевое растяжение можно объяснить более высоким сцеплением его составляющих и повышенной плотностью структуры благодаря расширению напрягающего цемента [6].

Интересные результаты были получены при изучении параметрических уровней микротрещинообразования R_T⁰ и R_T^γ, наиболее четко

характеризующих трещиностойкость бетонов и конструкций из них. По мере увеличения прочности напрягающих бетонов в пределах 30...60 МПа наблюдается рост параметрических уровней микротрещинообразования. Дальнейшее возрастание прочности приводит к уменьшению этих уровней, что, видимо, связано с повышенной хрупкостью высокопрочных бетонов.

Высокие прочностные показатели и в особенности повышенное сопротивление трещинообразованию бетонов на сульфоферритном напрягающем цементе обуславливают эффективность применения его в различных конструкциях, эксплуатируемых под непосредственным воздействием климатических факторов и в частности в безрулонных крышах. Основой для этого являются нормы и правила Республики Узбекистан КМК 2.03.10-95 "Крыши и кровли", разработанные в УзЛТИИ при нашем участии.

Особые физико-механические свойства бетона на сульфоферритном НЦ позволяют расширить область его применения в строительных конструкциях различного назначения, где требуется высокая прочность, трещиностойкость, водонепроницаемость и морозостойкость.

Библиографический список

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1974. — 312 с.
2. Ходжаев С.А., Мартиросов Г.М. и др. Опыт и перспективы применения самонапряженного железобетона в IV климатическом районе/Ресурсосберегающие технологии железобетонных конструкций на основе напрягающих цементов. — М.: Стройиздат, 1989. — С.35-38.
3. Ходжаев С.А., Литвер С.Л., Никитина Л.В., Мусурманкулов А. Структура и физико-механические свойства бетонов на основе сульфоферритного напрягающего цемента/Ресурсосберегающие технологии железобетонных конструкций на основе напрягающих цементов. — М.: Стройиздат, 1989. — С.10-13.
4. Методические рекомендации по определению прочности и структурных характеристик бетона при кратковременном и длительном нагружении. — М.: Стройиздат. — 1976.
5. Берг О.Я., Щербakov Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. — М.: Стройиздат, 1971.
6. Щербakov Е.Н., Юсупов Р.Р. Прочность, модуль упругости и кратковременные деформации напрягающего бетона// Строительство и архитектура Узбекистана. — Ташкент. — № 9. — 1979.

**ОГНЕСТОЙКОСТЬ И ОГНЕСОХРАННОСТЬ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Государственным Унитарным Предприятием “Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона” — ГУП “НИИЖБ” разработаны “Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций (МДС 21-2.2000), которые являются нормативным документом комплекса 21 “Пожарная безопасность” системы нормативных документов в строительстве СНиП 10-01-94.

Основными отличиями МДС 21-2.2000 являются:

приоритетность требований нового СНиП 21-01-97 “Пожарная безопасность зданий и сооружений”;

применимость противопожарных требований к объектам на стадиях проектирования, строительства, эксплуатации и реконструкции;

требования к бетону и арматуре, к их диаграммам деформирования в условиях огневого воздействия как в нагретом состоянии во время пожара — для расчета огнестойкости, так и после пожара в охлажденном состоянии — для расчета огнесохранности;

конструктивные требования, повышающие предел огнестойкости и обеспечивающие огнесохранность железобетонных конструкций.

При расчете огнестойкости и огнесохранности учитываются изменения физико-механических свойств бетона и арматуры и их диаграмм деформирования от кратковременного высокотемпературного огневого воздействия.

Теплотехнический расчет температур содержит указания по учету тепла, требующегося на испарение свободной воды в порах бетона.

Пределы огнестойкости по потере теплоизолирующей способности даны для железобетонных плит и стен при одностороннем нагреве.

Расчет предела огнестойкости по несущей способности приведен для железобетонных балочных, многопустотных и консольных плит, прямоугольных и тавровых балок, прямоугольных и круглых колонн, несущих стен и растянутых элементов ферм и арок.

Расчет огнестойкости по потере несущей способности оценивает статическую неопреде-

лимость конструкций и пространственную работу плит, опертых по контуру.

Приведен порядок расчета огнестойкости с использованием ЭВМ.

Методика расчета огнестойкости по целостности железобетонных конструкций учитывает возможность хрупкого разрушения влажного бетона при нагреве.

Огнесохранность железобетонных конструкций после пожара рекомендуется обеспечивать при проектировании конструктивными мерами, а при технической экспертизе объектов после пожара — расчетом их остаточной прочности и деформаций. При этом реальный пожар приводится к эквивалентному “стандартному” режиму пожара. Для предварительно напряженных железобетонных конструкций определяют дополнительные потери преднапряжения от огневого воздействия.

Таблицы содержат минимальные размеры сечений железобетонных конструкций и толщины защитного слоя бетона, графики и номограммы — температуры прогрева бетона и арматуры при длительности стандартного пожара 30, 60, 90, 120, 180 и 240 мин.

ИНФОРМАЦИЯ ДЛЯ ПОТРЕБИТЕЛЕЙ

Реализация МДС 21-2.2000 производится по договорной цене. Ориентировочная стоимость одного экземпляра 200 руб (без почтовых расходов).

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

Контактные телефоны: 174-79-98,

174-78-92, 174-76-65.



Научно-производственное и Конструкторско-технологическое бюро по оптимизации в технике

НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ АОЗТ

ПРЕДЛАГАЕТ

проектным, производственным, научно-исследовательским и учебным организациям

ЭВМ-ПРОГРАММУ *ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН*

Программа, сертифицированная Госстроем РФ, предназначена для расчета бетонных и железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». По сравнению с другими способами расчета, программа в большей степени обеспечивает безопасность и экономичность проектирования, точность и надежность получаемых результатов.

Преимущества программы

- Полнота охвата материала (реализованы все положения СНиП)
- Точность (полное соответствие СНиП)
- Удобный интерфейс
- Простота работы и обучения
- Развитой сервис
- Быстрота подготовки исходных данных и выполнения расчетов

Программу широко применяют во многих организациях при проектировании, оценке результатов обследования, исследовательской работе и обучении. Более подробно ознакомиться с программой и бесплатно скопировать ее демонстрационную версию можно в Интернет по адресу www.dataforce.net/~krakov. В статьях М.Б.Краковского в журналах «Бетон и железобетон» №№ 5 и 6, 2000, № 2, 2001 описаны возможности программы и выполнено сравнение результатов расчетов по программе и другими методами.

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

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

Подписано в печать 25.06.2001. Формат 60x88¹/₂. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 5,0. Уч.-изд.л. 6,3. Заказ № 765

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): ГСП, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2,
МАРХИ, издательство "Ладыя", для редакции журнала "Бетон и железобетон"
Тел. 292-6205

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

UltraTest™

ассоциация
СТРОЙПРИБОР

Осуществляет поставку

ПИРОМЕТРЫ

MiniTemp

Простое решение

Прибор оснащен лазерным прицелом; имеет фиксированный коэффициент излучения 0,95; оптическое разрешение 6:1; подсветка экрана.

Диапазон -18...+260°C. Погрешность ±2%. Цена 7 900 рублей.



MiniTemp



Raynger ST



Raynger MX

серия Raynger ST

Профессиональный выбор

Прибор оснащен круговым 16-ти точечным лазерным прицелом; регулируемый коэффициент излучения 0,1-1,0*; память результатов; подсветка экрана; оптическое разрешение от 12:1 до 50:1*; возможность подключения термометра.

Диапазон -32...+400/+760°C*. Погрешность 1%.

серия Raynger MX

Уникальные возможности

Прибор оснащен лазерным прицелом; регулируемый коэффициент излучения 0,1-1,0; память результатов; оптическое разрешение 60:1; аналитические расчеты; возможность подключения поверхностной термопары, компьютера, принтера.

Диапазон -30...+900°C. Погрешность 1%.

серия Raynger 3i

Прибор оснащен лазерным и оптическим прицелом*; регулируемый коэффициент излучения 0,1-1,0; память результатов; оптическое разрешение 180:1*; возможность подключения поверхностной термопары, компьютера, принтера.

Диапазон -30...+1200/1800°C*. Погрешность 1%.

* (зависит от модели)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЛАЗЕРЫ

DLE 30



BL 20



Лазерный дальномер DLE 30

Функции вычисления площади, объема, неизвестного катета; возможность крепления на штативе и ношения на ремне; позиционный угольник; подсветка экрана.

Диапазон 0,3...30 м. Погрешность ±3 мм.

Лазерный уровень BL 20

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

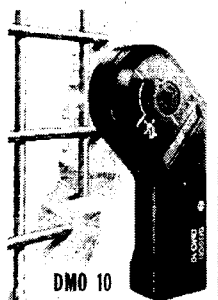
Лазерный нивелир BL 100 VHR

Автоматическая нивелировка (гироскоп); режимы проекции плоскости и линии; возможность построения вертикальной и горизонтальной плоскостей; высочайшая производительность.

Дальность действия до 100 м. Отклонение от гориз./верт. 1 мм на 10 м.



УК1401



DMO 10

ИЗМЕРИТЕЛЬНЫЕ ПРИБОРЫ

УК1401

Ультразвуковой измеритель прочности бетона.

DUS 20

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

DMB 5

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

DMO 10

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

ИПП

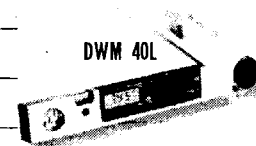
Измеритель плотности тепловых потоков.

DWM 40L

Электронный угломер с цифровой индикацией угла в градусах.

DNM 60L

Электронный уклономер с цифровой индикацией уклона в % и градусах.



DWM 40L



DNM 60L

454084, Россия, Челябинск, а/я 17544

Телефон/факс (3512) 93-66-13, 93-66-85

Москва: Представительство в НИИЖБ телефон 174-78-01

Вологодская областная универсальная научная библиотека

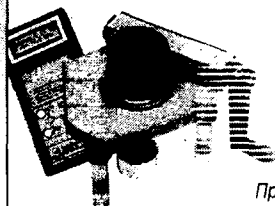
www.booksite.ru



Специальное конструкторское бюро СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

ПОС-МГ4 с электронным силоизмерителем

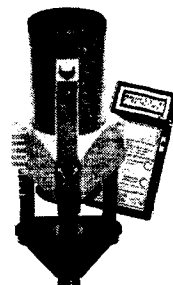


Измеритель прочности бетона - предназначен для неразрушающего контроля прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Приборы фиксируют максимальную нагрузку, индицируют скорость нагружения и текущую нагрузку, обеспечивают автоматическую обработку измерений, хранят результаты в памяти.

Диапазон 5...100 Мпа
Усилие вырыва до 49,0 кН (5000кгс)
Предел основ.относ.погреш. не более 2 %
Масса прибора 5,2 кг

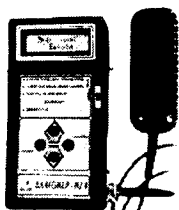
ПСО-МГ4 с электронным силоизмерителем



Измеритель адгезии - предназначен для контроля прочности сцепления, керамической плитки, штукатурки, защитных и лакокрасочных покрытий с основанием методом отрыва стальных дисков по ГОСТ 28089, 28574 и др.

Диапазон 0,1...20 Мпа
Усилие отрыва до 4,9 кН (500кгс)
Предел основ.относ.погреш. не более 0,8 %
Масса прибора 1,8 кг

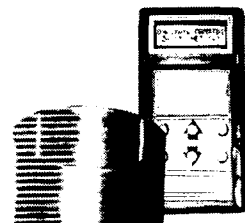
Семейство приборов Влагомер-МГ4



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

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

МГ-4У Универсальный измеритель влажности строительных материалов по ГОСТ 21718. Диапазон 1...15 %. Более 27 зависимостей.



ИПА-МГ4

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

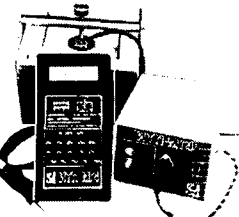
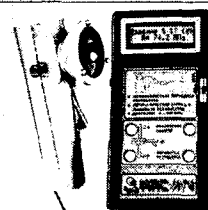
Диапазон измерения защитного слоя 3...100 мм при диаметре стержней 3...40 мм.

ИПС-МГ4 Плюс

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

Расширенный режим с возможностью учесть вид заполнителя, возраст и условия твердения бетона. Более 25 зависимостей.

Диапазон 3-100 Мпа.



ИТП-МГ4

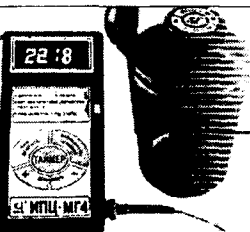
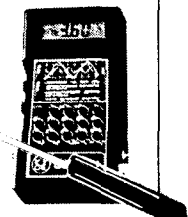
Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м·С)

ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры.

Диапазон напряжений 150 -1500 МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3-32 мм, длиной 3-18 м.



ИПЦ-МГ4

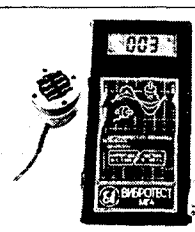
Измеритель активности цемента.

Диапазон 10-60 Мпа.

Вибротест

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

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



Терм-1

ИВТМ

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

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

Измеритель влажности и температуры неагрессивных газов.

Температурный диапазон от -50 до +80°С.
Диапазон влажности от 0 до 100%.



Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084, Челябинск, а/я 17544. Телефон/факс: /3512/ 93 66 13, 93 66 85. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru

Москва, представительство в НИИЖБ, Телефон 174 78 01