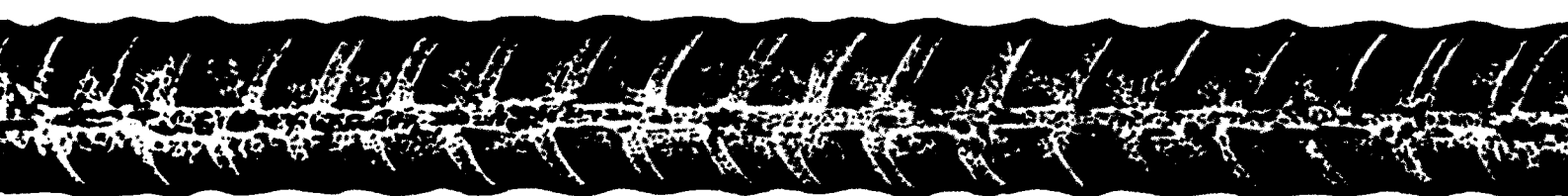
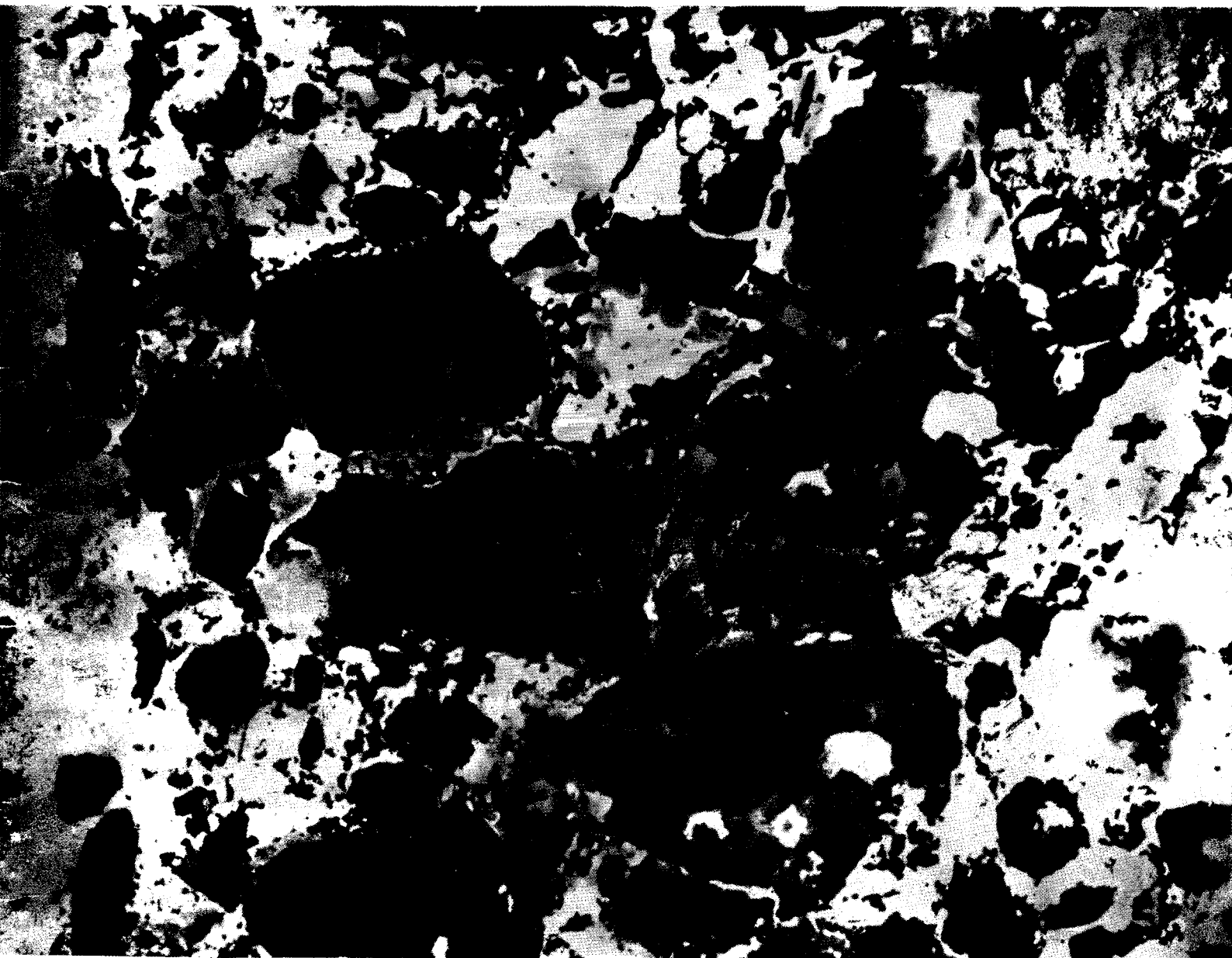


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

2002



2002, № 3

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.vnlb.site.ru



"КАРАТ"

НАУЧНО-
ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ

СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ЭХ-2.X - измерители
прочности склерометри-
ческим отскоком),

ЭНИКС-Э.С. - измеритель
прочности отрывом со
скалыванием, 5...100 МПа

ВИМС-1.У - влагомер
универсальный, 0...200 %, 100% достоверность

ВИМС-1.Д - влагомер
древесины, 0...200 %, 28 пород древесины

ПУЛЬСАР-1 - ультразву-
звуковой тестер (T.V.R.P.E)
500...3000 м/с, 5...70 МПа, 0...10 м

ПОИСК-2.X - измерители
параметров армирования
0...170 мм, Ø3...50 мм

ВДЛ-5М - вихретоковый
дефектоскоп металлов

ВИБРАН-01 - вибро-
анализатор
1...1000 Гц, 0...500 мм/с,
10...250 мкм/с

ВИСТ-2.X - вибростер-
5...1000 Гц, 0...3 мм, 0...500 мм/с

ИНСК-1 - измеритель
частоты собственных
колебаний, 23 Гц...16 мГц

МИТ-1 - мобильный
измеритель тепло-
проводности
0,01...2 Вт/м·К



ВИМС-1.У - влагомер
универсальный, 0...200 %

ВИМС-1.Д - влагомер
древесины, 0...200 %

ВИМС-1.У - мобильный
измеритель влажности

ВИМС-1.Д - универсальный
измеритель влажности

ВИМС-1.У - прибор
для измерения влажности

ВИМС-1.Д - прибор
для измерения влажности

- ряд модификаций
- расширенные диапазоны
- высокая достоверность
- универсальность
- регистрация результатов
в реальном времени
- оптоинтерфейс
- дисплей с подсветкой
- малогабаритность
- корпус 145×70×25 мм
- легкие и удобные датчики
- аккумуляторное питание

РТМ-5 - многоканальный
регулятор-регистратор
9 каналов, -50...+200°C

ТЕРЕМ-3.X - многоканальные
терморегистраторы
9 каналов, -50...+1000°C

ТЕМП-Х.Х - термометры
1...3 канальные с памятью
-50...+1000°C

ТЕРМОТРАНСФЕР - прибор
сбора данных регистрации

454080. Челябинск-80, а/я 9544
E-mail: carat@chel.surfnet.ru

т./ф. (3512) 655-638, 608-742
<http://www.carat-ndt.ru>

г.Москва НИИЖБ тел.: 174-75-13,
E-mail: carat@niizhb.ru 174-74-49
г.Санкт-Петербург тел. 273-32-98

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИЖелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

К 75-ЛЕТИЮ НИИЖБ

СТЕПАНОВА В.Ф., БУЛГАКОВА М.Г. Решение проблем долговечности
строительных конструкций 2

БЕТОНЫ

АНТРОПОВА Е.А., ДРОБЫШЕВСКИЙ Б.А., АММОСОВ П.В.,
МЕЛКОНЯН А.С. Свойства модифицированного сталефибробетона 3

ТАЛАНТОВА К.В., МИХЕЕВ Н.М., ТОЛСТЕНЕВ С.В., ХВОИНСКИЙ Л.А.
Эксплуатационные характеристики сталефибробетонных
конструкций для дорожного строительства 6

ТАМРАЗЯН А.Г., ХЕТАГУРОВ А.Т. К влиянию свободной воды
на динамическое поведение бетона 8

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ЗАЛЕСОВ А.С., МУХАМЕДИЕВ Т.А., ЧИСТЯКОВ Е.А. Расчет прочности
железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях
по новым нормативным документам 10

ТЕОРИЯ

ЧИРКОВ В.П., ЗЕНИН С.А. Прогнозирование ширины
продолжительного раскрытия трещин изгибаемых элементов
с учетом случайных факторов 13

ВЕРЕЩАГИН В.С. Использование блочной модели деформирования
для определения кривизны оси изгибаемых элементов с трещинами 16

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

РОЗЕНТАЛЬ Н.К., ЧЕХНИЙ Г.В., БЕЛЬНИК А.Р., ЖИЛКИН А.П.
Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной
среде бетона 20

ВЕРЕНКОВА Э.М., ПОНОМАРЕВ О.И., СТЕПАНОВА В.Ф., СОКОЛОВА С.Е.
Долговечные полимерфосфатные защитно-декоративные
покрытия по металлу и бетону 24

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

ТРАМБОВЕЦКИЙ В.П. Новые гидротехнические проекты 26

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

КОРШУНОВ Д.А. Стандартизация сортамента арматуры 27

БИБЛИОГРАФИЯ

К выходу из печати монографии "Железобетон в XXI веке" 30

МХИТАРЯН Н.М. Единство теории, эксперимента и практики 31



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", 2002

Решение проблем долговечности строительных конструкций

Одним из основных направлений деятельности НИИЖБ в течение многих лет являлось решение вопросов обеспечения долговечности и разработка мер защиты от коррозии железобетонных конструкций зданий и сооружений. В 1953 г. по инициативе профессора В. М. Москвина в институте была создана специальная лаборатория по проблемам коррозии строительных материалов и конструкций, которую он возглавлял более 30 лет. С 1965 г. в целях координации в масштабах страны научных исследований в этой области лаборатория получила статус Центральной лаборатории коррозии.

Исследования здесь велись в нескольких научных направлениях: изучение механизмов коррозии бетона, коррозии арматуры, разработка общих принципов обеспечения долговечности конструкций, создание защитных материалов и покрытий и др. Результаты этих исследований сформировали базу государственных и ведомственных нормативных документов по обеспечению долговечности строительных конструкций и широко применяются в практике строительства.

В. М. Москвиным были разработаны основы механизмов коррозионных процессов в бетоне и предложена классификация их по видам коррозии. В развитие этих идей в течение многих лет выполнялись исследования стойкости бетона в ряде жидких агрессивных сред.

Были установлены критерии стойкости в этих средах обычного и сульфатостойкого портландцементов, определены области применения пуццолановых и глиноземистых портландцементов. Была исследована коррозия бетона в кислых и щелочных средах, оценивалась коррозия бетона при взаимодействии реакционноспособных заполнителей со щелочами цемента, разрабатывались бетоны, стойкие к биологическим воздействиям.

В начале 60-х годов в лаборатории начало развиваться новое направление по разработке ряда химических добавок в бетонную смесь и изучению их влияния на свойства бетона.

Одной из важных задач было изучение влияния пластифицирующих, воздухововлекающих, газовыделяющих добавок на повышение морозостойкости бетонов. Результаты лабораторных исследований с добавками на основе кремнийорганических соединений были впоследствии подтверждены также данными натурных испытаний бетонов на стендах в районах с суровым климатом. Работами коллектива лаборатории была установлена возможность получения бетонов высокой стойкости, которые нашли применение при строительстве уникальных сооружений: Зейской ГЭС, Большого Чуйского канала в Киргизии, при возведе-

нии ответственных сооружений, предназначенных для эксплуатации в суровых климатических условиях.

Были выполнены работы по повышению морозостойкости и коррозионной стойкости конструкций в различных климатических условиях, в том числе для транспортного строительства в Москве, в Якутске для строительства на вечной мерзлоте, на севере Западной Сибири, в условиях Баренцева моря и т.д. Комплекс исследований позволил в конечном счете решить задачу получения морозостойких бетонов для любых климатических условий.

В лаборатории были исследованы прочностные и деформативные свойства, коррозионная стойкость и защитные свойства по отношению к арматуре высокопрочных малопроницаемых бетонов с добавками микрокремнезема и модификатора МБ-01, бетонов на тонкомолотых цементах и цементах низкой водопотребности. Следует также упомянуть и разработку рекомендаций по предупреждению образования высолов на поверхностях строительных конструкций.

Лабораторией выполнены многочисленные обследования коррозионного состояния эксплуатируемых конструкций и разработаны рекомендации по их ремонту и защите на объектах транспортного, гидротехнического, промышленного и других видов строительства. Среди них резервуары для жидкого аммиака; грануляционные башни и цеха по производству сложных минеральных удобрений; опоры линий электропередач; железобетонные конструкции канализационных сооружений Курьяновской, Люблинской, Солнечногорской станций аэрации; коллекторы сточных вод в Москве, Набережных Челнах, Рязани, Уфе; конструкции жилых домов в Новгороде, Череповце, в Казахстане, Якутске, Пскове; железобетонные конструкции линий метрополитена; фундамент мемориального комплекса на Поклонной горе в Москве; железобетонные конструкции цехов Саянского алюминиевого завода; различные причальные сооружения, шлюзы канала имени Москвы и т.д.

В последние годы было испытано и рекомендовано к применению большое число новых отечественных и зарубежных защитных и коррозионностойких материалов, предлагаемых на рынке строительной продукции.

После длительного перерыва в 1999 г. была проведена Международная конференция "Коррозия и защита бетонных и железобетонных конструкций". 2-я Международная конференция по проблемам долговечности строительных конструкций, посвященная столетию со дня рождения основателя лаборатории В. М. Москвина, намечена на осень 2002 г.

В настоящее время основными направлениями деятельности лаборатории являются следующие:

- разработка теории коррозии бетона и железобетона на основе математических моделей
- исследования кинетики коррозионных процессов в новых видах высокопрочных и коррозионностойких бетонов
- формирование концепции назначения и оценки морозостойкости бетонов, создание бетонов высокой морозостойкости
- создание эффективных средств антикоррозионной защиты бетонов, арматурных стержней, закладных деталей и соединительных элементов

- исследования стойкости во времени неметаллической арматуры
- разработка нормативных и рекомендательных документов по защите строительных конструкций от коррозии, оценке морозостойкости бетона
- оказание технической помощи по диагностике коррозионного состояния строительных объектов.

Лаборатория остается эффективно работающим подразделением НИИЖБ, авторитетным коллективом.

В.Ф.Степанова, зав. лабораторией, проф.,
М.Г.Булгакова, ведущий научн. сотр.,
канд. техн. наук

БЕТОНЫ

Е.А.АНТРОПОВА, Б.А.ДРОБЫШЕВСКИЙ, кандидаты техн. наук (ЦНИИС); П.В.АММОСОВ, канд. техн. наук (завод "МОКОН"); А.С.МЕЛКОНЯН, инж. (Мостоотряд-4)

Свойства модифицированного сталефибробетона

Опыт эксплуатации мостов показывает, что срок службы большинства из них намного, а иногда и в несколько раз ниже нормативного. Среди многих причин, влияющих на быстрое снижение эксплуатационной надежности отечественных мостов, важное место занимает отсутствие материалов, обладающих необходимыми качествами и свойствами для изготовления и ремонта мостовых элементов.

Решение многих проблем возможно на путях применения новых композитных материалов, в частности, сталефибробетона. Это пока еще малоизученный материал, который обладает рядом замечательных качеств, гарантирующих ему достойное место в отечественном мостостроении.

Под сталефибробетоном здесь понимается бетон, армированный стальными иголками (фибрами). Для этого нами были применены фибры типа SF 01-32 фирмы "Харекс", изготавливаемой ДАОЗТ "Курганстальмост" по ТУ 5263-001-04697311-96.

В настоящей статье изложены результаты изучения свойств сталефибробетона, непосредственно определяющих долговечность этого

материала, в частности, водонепроницаемость и морозостойкость. Испытанию подвергались образцы из цементно-песчаного (В30) и тяжелого (В35) бетона. Состав бетона подобран на заводе "МОКОН" для мостового строительства на третьем транспортном кольце г.Москвы. Часть образцов армировали стальной фиброй.

Для модификации бетонных и сталефибробетонных смесей применяли химические добавки: многофункциональные (ЦМИД-4 и С-3) и монодействия (КТП и ГЖК-94). Добавки позволяют улучшить такие свойства, как морозостойкость и водонепроницаемость материала, а также оптимизировать различные технологические и эксплуатационные характеристики сталефибробетона.

Эффективность химических добавок в сталефибробетонной смеси существенно увеличивается в случае применения РПА-технологии, основанной на использовании роторно-пульсационного аппарата. При пропуске через этот аппарат воды с полимерными и минеральными добавками возникает эффект активизации. Он объясняется со-

здаваемой в системе аппарата кавитацией — разрушительным процессом, происходящим на молекулярном уровне, с образованием пузырьков воздуха (давление до 10 атм). При этом наблюдается процесс разрушения перемешиваемых материалов с одновременным повышением их удельной поверхностной энергии. При добавлении в воду затвердения некоторой части цемента увеличивается его удельная поверхность (до 2000 г/см²) и образуется коллоидно-цементный клей, который равномерно распределяет цемент по всей поверхности инертных. При этом достигается эффект — в виде получения высокопрочных бетонов (до 1000 кгс/см²) и значительного улучшения многих других их свойств.

Водонепроницаемость бетона определяли двояко: косвенным методом, с расчетно-экспериментальным определением коэффициента диффузии (ГОСТ 12730-5-84, табл. 6, п.3) и по стандартной ускоренной методике "АГАМА-2Р" (ГОСТ 12730-5-84, приложение 4).

Косвенный метод применяли на оригинальных образцах — бипризмах по методике, разработанной в

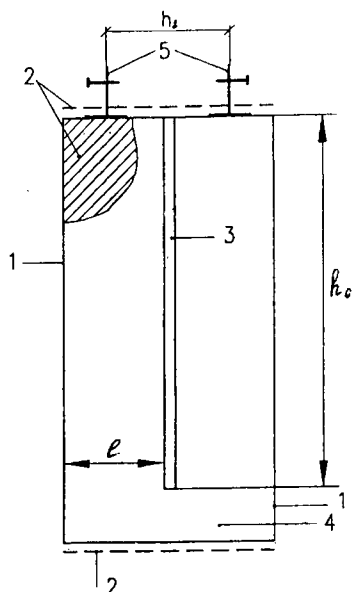


Рис. 1. Конструкция опытных образцов-бипризм для измерения усадочных деформаций и напряжений

1 — рабочие (высыхающие) поверхности бипризмы; 2 — изоляция от влагообмена; 3 — стеклянная пластина; 4 — нижний замок бипризмы; 5 — марки для индикатора часового типа

ЦНИИСе и МИИТе. Методика основана на том, что в процессе высыхания бипризм неравномерные по сечению усадочные деформации приводят к раскрытию бипризмы, т.е.

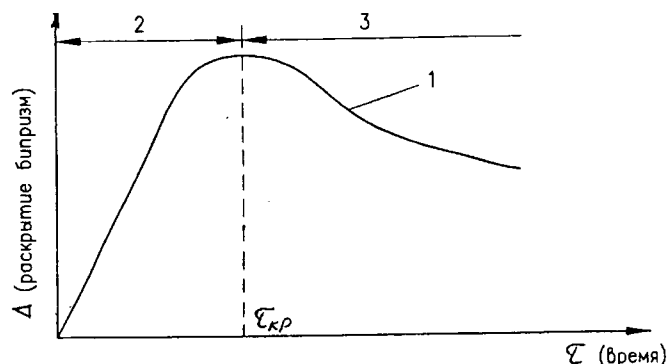


Рис. 2. График раскрытия бипризмы

1 — кривая раскрытия бипризмы по времени; 2 — период постоянной скорости сушки; 3 — период подающей скорости сушки

методом на основе экспериментальных измерений. Результаты определения этого коэффициента для цементно-песчаного бетона различных составов показали (табл. 1), что в зависимости от технологии приготовления бетона и применяемых добавок разница в значениях коэффициента диффузии влаги (a_m) может достигать 600%. Наименьшее значение a_m , а значит, и более благоприятное для конструкций замедленное протекание грандиентных усадочных напряжений ($a_m = 0,011 \text{ см}^2/\text{сут}$) соответствует сталефибробетону, приготовленному с добавкой ЦМИД-4 на основе РПА-технологии

водонепроницаемость были испытаны образцы из обычного бетона и сталефибробетона (табл. 2).

На образцах из сталефибробетона (сер. II) была получена марка бетона W8, на образцах из обычного бетона (сер. I) — W10. Добавка ЦМИД-4 значительно повысила водонепроницаемость обычного бетона (сер. III) — до W12. Добавки С-3 и КТП не оказали положительного влияния на сталефибробетон. Для активации воды и добавок применяли РПА-технология.

При испытании на морозостойкость образцы размером $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$ в соответствии с ГОСТ 10060.2-

Таблица 1

Номера серий	Вид бетона	Добавки, % от массы цемента	Применение РПА-технологии	Время высыхания образцов, сут	Коэффициент диффузии a_m , $\text{см}^2/\text{сут}$	Коэффициент фильтрации K_f , $\text{см}/\text{с}$	Марка по водонепроницаемости
I	Обычный бетон	С-3 (0,05%)	+	12	0,028	$4 \cdot 10^{-9}$	B8
II	Сталефибробетон	КТП (0,005%)	+	15	0,064	$0,5 \cdot 10^{-8}$	B6
III	Обычный бетон		—	12	0,037	$2 \cdot 10^{-8}$	B6
				15	0,065		
IV	Сталефибробетон	ЦМИД-4 (2%)	+	12	0,011	$0,6 \cdot 10^{-11}$	>B12
		С-3 (0,05%)		15	0,014		

отрыву двух ее половинок одна от другой по плоскости, образованной стеклянной пластинкой (рис. 1).

На верхнем торце бипризмы устанавливают марки и индикатор часового типа, с помощью которого измеряют раскрытие зазора между двумя половинками. Характер раскрытия показан на рис. 2.

Коэффициент диффузии влаги оценивали расчетно-теоретическим

(сер. IV). Этому значению a_m соответствует и наиболее высокая марка бетона по водонепроницаемости (>B12). Наибольшее значение ($a_m = 0,065 \text{ см}^2/\text{сут}$) соответствует обычному цементно-песчаному бетону, приготовленному по обычной технологии. Марка по водонепроницаемости в этом случае не превышает B6.

По стандартной методике на

95 погружали в емкость с 5%-ным раствором NaCl, обновляемым через каждые 20 циклов в диапазоне температур от минус 10°C до минус $50 \dots 55^\circ\text{C}$.

Цементно-песчаный бетон, армированный фибрами (1,2% по объему), с добавками ЦМИД-4 и С-3 не потерял своей прочности и даже несколько увеличил ее в случае применения РПА-технологии и зна-

чительно утратил прочность при ее отсутствии (табл. 3).

Результаты испытаний на морозостойкость тяжелого бетона (В35) в обычном исполнении и армированного фибрами приведены в табл. 4.

Испытания показали, что высокая прочность бетона на сжатие, достигаемая путем армирования фибрами и добавками ЦМИД-4, сохраняется после испытаний на морозостойкость (в солях).

Ощутимое увеличение прочностных характеристик сталефибробетонных образцов на 28 сут, по сравнению с образцами из обычного бетона, наглядно демонстрируется данными табл. 5.

Результаты проведенных исследований свидетельствуют о значительной эффективности применения роторно-пульсационных аппаратов (РПА-технология) для приготовления сталефибробетона, модифицированного комплексной добавкой ЦМИД-4. Водонепроницаемость такого бетона существенно возрастает по сравнению с обычным бетоном.

Морозостойкость сталефибробетонных образцов, испытанных по ускоренной методике (в солях), оказалась значительно более высокой, чем контрольных образцов из обычного бетона. Первые практически не потеряли своей прочности после насыщения солевым раствором (контрольные образцы) и после циклического замораживания. В результате испытаний подтверждена высокая коррозионная стойкость сталефибробетона, модифицированного добавкой ЦМИД-4.

Полученные промежуточные результаты (испытания еще продолжаются) свидетельствуют о том, что предел прочности на сжатие сталефибробетонных кубов, изготовленных с добавкой ЦМИД-4 на основе РПА-технологии, выше прочности образцов из обычного бетона в 1,5...1,6 раза, на сжатие призм — в 1,6 раза, на растяжение — в 2,6 раза.

Испытания показали, что добавка КТП при наличии РПА-технологии либо нейтральна, либо дает понижающий эффект. Применение ее в составе сталефибробетонных смесей нерационально.

Значительное улучшение ряда важных характеристик долговечно-

Таблица 2

Номера п.п.	Вид бетона	Добавки, % от массы цемента	Среднее время проникновения воздуха, с	Сопротивление бетона проникновению воздуха, с/см ³	Марка бетона по водонепроницаемости
I	Обычный бетон (В/Ц=0,36)	С-3 (0,05%)	100	13,8-19,6	W10
II	Сталефибробетон (фибры 1,2% по объему) В/Ц=0,39	КТП (0,005%)	81	9,5-13,7	W8
III	Обычный бетон (В/Ц=0,39)	ЦМИД-4 (2%)	138	19,7-29	W12

Таблица 3

Номера серий	Вид бетона	Добавки, % от массы цемента	Прочность бетона, кгс/см ²		Применение РПА-технологии
			до испытаний	после испытаний	
I	Обычный бетон	С-3 (0,05%) КТП (0,005%)	452	358	+
Ik	Обычный бетон. Контрольные образцы в солях		452	365	
II	Сталефибробетон	ЦМИД-4 (2%) С-3 (0,05%)	662	672	
IIk	Сталефибробетон. Контрольные образцы в солях		662	685	
III	Сталефибробетон	С-3 (0,05%) КТП (0,005%)	482	358	—

Таблица 4

Номера серий	Вид бетона	Добавки, % от массы цемента	Прочность бетона, кгс/см ²		Относительное снижение прочности
			до испытаний	после испытаний	
I	Обычный бетон	С-3 (0,05%) КТП (0,005%)	365	358	0,98
II	Сталефибробетон (фибры 1,2% по объему)	ЦМИД-4 (2%)	684	670	0,98

Таблица 5

Номера серий	Вид бетона	Добавки, % от массы цемента	Предел прочности бетона, кгс/см ²			
			сжатие, кубы R _с	сжатие, призмы R _{пр}	растяжение, R _{вт}	
					осевое	при изгибе
I	Обычный бетон	С-3 (0,05%)	405	308	16	56
II	Сталефибробетон (фибры 1-1,2%)	КТП (0,005%)	472	350	28	100
III	Обычный бетон	ЦМИД-4 (2%)	616	468	35	110
IV	Сталефибробетон (фибры 1-1,2%)		662	540	48	134

сти бетона путем армирования его фибрами и введение добавки ЦМИД-4 на основе РПА-технологии позволяет применить новый материал во многих областях мостостроения.

Сталефибробетон эффективен при армировании голов свай и обочек, работающих на жесткие ударные и вибрационные воздействия, при изготовлении тонкостенных конструкций, при ремонте конструкций и др.

Для мостостроителей представляет интерес быстрый набор прочности сталефибробетоном с добавкой ЦМИД-4. Так, класс бетона (в процентах от проектного значения) составил: через 3 сут — 85, через 7 сут — 130, через 28 сут — 183%. При этом вместо бетона класса В30 получили бетон класса В55.

Особо следует отметить покрытия проезжей части мостов, в том числе и по ортотропной плите металлического пролетного строения.

Сталефибробетонное покрытие может стать заменой широко применяющегося в настоящее время "пирога" из сточного треугольника, гидроизоляции и защитного слоя. Непосредственная экономия от замены такого "пирога" с рулонным гидроизоляционным слоем материалом "Мостопласт" составляет 21,1 руб/м². Трудоемкость работ при этом снижается на 40%, межремонтные сроки увеличиваются в 2...3 раза.

К.В. ТАЛАНТОВА, канд. техн. наук (АлтГТУ им. И. И. Ползунова); Н.М. МИХЕЕВ, инж. (Барнаулский строительный колледж); С.В. ТОЛСТЕНЕВ, инж., Л.А. ХВОИНСКИЙ, канд. техн. наук (ГУП "Алтайавтодор")

Эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций для дорожного строительства

К конструкциям дорожных одежд, элементов мостов, водосточных притрассовых лотков и т.д., работающих в условиях континентального климата Алтайского края, помимо прочности и деформативности, предъявляются повышенные требования атмосферной стойкости, морозостойкости, коррозионной стойкости.

Таким требованиям отвечает композиционный материал - сталефибробетон (СФБ). Как и другие композиционные материалы, при соблюдении необходимых правил при формировании его структуры он обладает свойствами, значительно превосходящими сумму свойств входящих в него компонентов.

Экспериментальную проверку атмосферной стойкости СФБ в условиях климатической зоны Алтайского края осуществляли на крышной станции Алтайского государственного технического университета (г. Барнаул), где образцы выдерживались от 28 сут до 48 мес. Здесь, в естественных условиях, они испытывали воздействие положительных и отрицательных температур, ветра, дождя, снега, солнечной радиации.

Лабораторные образцы для этой цели изготавливали из СФБ смесей, составы которых были запроектированы по специальной методике [1,2].

Эта же методика была использована при разработке опытных СФБ конструкций.

Результаты прочностных испытаний (см. рисунок), а также тщательный внешний осмотр образцов подтвердили справедливость предположения о высокой атмосферной стойкости СФБ в климатических условиях Алтайского края. Более того, как следует из графиков, прочностные характеристики образцов, прошедших испытания, по сравнению с характеристиками материала в 28-суточном возрасте, не только не снизились, а возросли в среднем в 2-3 раза. Коррозии фибр внутри образцов обнаружено не было. Полученные результаты хорошо сопоставимы с данными, полученными другими исследователями [3-5].

Все изложенное выше послужило основанием для разработки конструкций дорожных одежд с применением СФБ для автодорожного строительства в Алтайском крае. С целью проведения производственных испытаний были возведены опытные участки СФБ основания и покрытия автодороги жесткого типа второй технической категории. При проектировании экспериментальных элементов конструкций мы исходили из обеспечения их равной прочности с типовыми решениями [6].

При устройстве эксперименталь-

ного основания в 1981 г. СФБ смесь готовили на полевой установке для получения цементобетонной смеси, разработанной, изготовленной и внедренной ГУП "Алтайавтодор" с необходимой ее переналадкой.

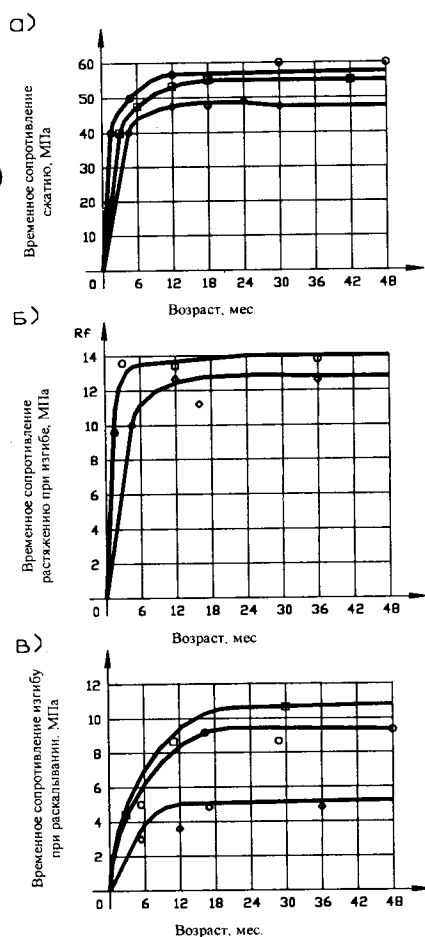
Подготовка земляного полотна и устройство СФБ основания осуществлялись вручную.

После первого года эксплуатации на поверхности СФБ основания появились трещины длиной до 1,5 м и шириной раскрытия до 6 мм. Подобные же трещины и другие дефекты образовались и на типовом бетонном основании, расположенном рядом.

Для экспериментальной оценки СФБ, работавшего в основании дороги, отбирали керны из самых поврежденных зон опытного участка. Следует отметить, что керны из бетонного основания разрушались в процессе их отбора. Осмотр показал, что фактическая толщина СФБ основания составляет 6 см вместо 10 см по расчету.

В результате недоуплотнения земляного полотна схема работы СФБ основания представляла собой самонесущий свод, в то время как по проекту основание должно работать как плита на упругом основании.

Однако испытания СФБ образцов, полученных из кернов, имею-



Экспериментальные зависимости прочностных характеристик сталефибробетона, подвергнутого атмосферным воздействиям, от возраста образцов

а — при сжатии; б — при изгибе; в — при раскалывании

○ — призмы 10х10х40 см; $d_f=0,3$ мм, $l_f=30$ мм, $m_{f,v}=1,5\%$

□ — кубы 15х15х15 см; $d_f=0,5$ мм, $l_f=60$ мм, $m_{f,v}=1,75\%$

◇ — призмы 4х4х16 см; $d_f=0,5$ мм, $l_f=60$ мм, $m_{f,v}=1,75\%$

щих трещину, показали их проектную прочность. Образцы СФБ без трещин имели прочность на растяжение при изгибе на 30% выше проектной.

В течение 1 мес после заделки отверстий от кернов трещины закрылись, состояние СФБ основания стабилизировалось.

Анализируя опыт устройства и эксплуатации СФБ основания автодороги, можно отметить, что в критических условиях недоуплотнения земляного полотна оно работает более надежно, чем типовое.

В 1982 г. был возведен опытный СФБ участок покрытия автодороги.

Расчетная толщина сечения покрытия составила 12 см против 20 см типового варианта. СФБ смесь готовили на притрассовом ЦБЗ в селе Токарево, оборудованном смесителем СБ-75 непрерывного действия принудительного перемешивания. Покрытие укладывали с помощью типового комплекса бетоноукладочных машин (БУМ). При обеспечении хорошего качества работ снижения производительности комплекса или ужесточения работы механизмов не было отмечено.

Наблюдения за состоянием покрытия проводились с момента укладки по 1986 г. ежегодно, а затем в 1990, 1996, 1998 годах. В течение всего времени эксплуатации отмечалось стабильное состояние СФБ покрытия, не требующее ремонтов и восстановления.

Осмотр экспериментального участка покрытия через 18 лет эксплуатации показал, что видимых трещин или других дефектов на поверхности покрытия не обнаружено, в то время как соседние участки их имели в значительном количестве. По результатам осмотра можно констатировать высокую стабильность и долговечность СФБ покрытия.

На основании анализа выполненных работ можно сделать следующие выводы:

- применение сталефибробетона в основании и покрытии автодорог второй технической категории весьма эффективно и обеспечивает их надежность и долговечность
- опытное строительство СФБ покрытия с помощью типового комплекса бетоноукладочных машин (БУМ) показало возможность и целесообразность его использования при возведении подобной дорожной одежды
- полученный положительный результат применения СФБ в конструкциях дорожных одежд свидетельствует о возможности и целесообразности его дальнейшего применения при возведении автодорог с высокой интенсивностью движения (первой и второй технических категорий).

Применение строительного композита - сталефибробетона для укрепления притрассовых водоотводных канав позволяет значительно повысить долговечность конструкции, снизить ее материалоемкость,

и, как следствие, ее массу, сократить при этом трудоемкость производства работ.

В качестве прототипа при разработке сталефибробетонного притрассового водоотводного лотка был взят железобетонный лоток-полутруба. Конструкция элемента лотка была принята в виде усеченного полого полукуноса длиной 1050 мм, с переменной толщиной стенок - от 30 мм в опасном сечении (низ лотка) до 20 мм в верхней части.

Для производства тонкостенных элементов СФБ лотков весьма рационален метод погиба свежесформованной заготовки. Для этих целей была разработана специальная формовочная установка. Распалубка, транспортировка и монтаж СФБ элемента может осуществляться с помощью самозажимных захватов и эксцентриковых грузозахватных устройств (А.с. СССР № 1452779 от 22.09.88).

Разработанная конструкция лотка прошла экспериментальную проверку в лабораторных и натурных условиях, результаты которой показали следующее:

- разработанный СФБ лоток обладает равной прочностью с типовым железобетонным, при этом его масса более чем в 2 раза меньше массы типового, трудоемкость изготовления снизилась на 36%, металлоемкость бортооснастки сократилась в 3 раза, себестоимость составила 81% по сравнению с типовым
- при высоких технико-экономических показателях СФБ лоток обладает повышенными надежностью и долговечностью.

Осмотр образца, отобранного из стенки эксплуатируемого СФБ элемента лотка, показал, что при наличии поверхностной коррозии фибры внутри сечения она не наблюдается. Наблюдения за состоянием СФБ лотка на протяжении 15 лет эксплуатации показали его высокую коррозионную стойкость и общую стабильность работы.

В 1983 г. был разработан и уложен на мосту через реку Повалиха СФБ вариант покрытия его проезжей части. При этом взамен типовой конструкции (общей толщиной 0,2 м) было принято два слоя - сталефибробетон и гидроизоляция (общей толщиной 0,1 м).

Такое решение позволило снизить трудоемкость производства работ на 15,5 %, материалоемкость на 48%, себестоимость на 21% при обеспечении заданной долговечности, которая определяется повышенными водонепроницаемостью, морозостойкостью и износостойкостью. Устройство СФБ покрытия было выполнено с использованием типового оборудования, а смесь на место укладки доставляли автосамосвалами.

Эксплуатация СФБ покрытия проезжей части моста в условиях сельской местности в течение 17 лет (при пропуске гусеничного транспорта) позволила выявить факторы, не учтенные при подготовке и проведении натурного эксперимента, и в

основном подтвердили правильность выбранных предпосылок.

Исходя из вышеизложенного, следует, что строительный композит — сталефибробетон обеспечивает высокую надежность, долговечность и экономичность конструкций для дорожного строительства в Алтайском крае. При воздействии сочетания неблагоприятных факторов выявляется большая эффективность СФБ по сравнению с традиционным бетоном и железобетоном.

Библиографический список

1. Лобанов И. А., Талантова К.В. Особенности подбора состава сталефибробетона. Сб. трудов "Производство строительных изделий и конструкций", №14, Л.1976. С.22-32.

2. Талантова К.В. О методике проектирования состава сталефибробетонной смеси. В кн.: Актуальные проблемы строительного материаловедения. Томск, 1998.- с. 69-71

3. Colin D. Johnston. Steel fibre - reinforced concrete - present and future in engineering construction. Composites. 1982 vol. 13, N2, p.p. 113-121.

4. AQUILA STEEL COMPANY LIMITED.: Technical Manual : Fibrecrete Properties, Pavement Design; Revesby, NSW 2212, Australia, 1983.

5. Курбатов Л.Г., Ермилов Ю.И. Сталефибробетонные конструкции в строительстве. Обзорная информация, N 8.Москва, 1983. 58 С.

6. Талантова К.В., Толстенов С.В., Михеев Н.М. Опыт применения сталефибробетона в дорожном строительстве. В кн.: Применение фибробетона в строительстве. Ленинград, 1985.- с. 47-50.

А.Г.ТАМРАЗЯН, д-р техн. наук, проф., А.Т.ХЕТАГУРОВ, инж. (МГСУ)

К влиянию свободной воды на динамическое поведение бетона

В связи с необходимостью обеспечения безопасности строительных объектов при взрывах различного происхождения, а также аварийных ударных воздействиях разной интенсивности большой интерес вызывает изучение поведения бетона, подвергнутого динамической нагрузке. Первый цикл испытаний [1] был выполнен на микробетоне, используя надрез на бруске Хопкинсона. В этом исследовании деформации располагались от 0,5 до 1,5 с⁻¹. Чтобы определить возможное влияние свободной воды изучались два внутренних состояния влажности: полностью насыщенные и полностью высушенные образцы. Сухие экземпляры были высушены в сушильном шкафу с постепенным увеличением температуры до 105°С. Было замечено существенное повышение предела прочности на растяжение влажного микробетона с увеличением уровня деформаций (или напряжений).

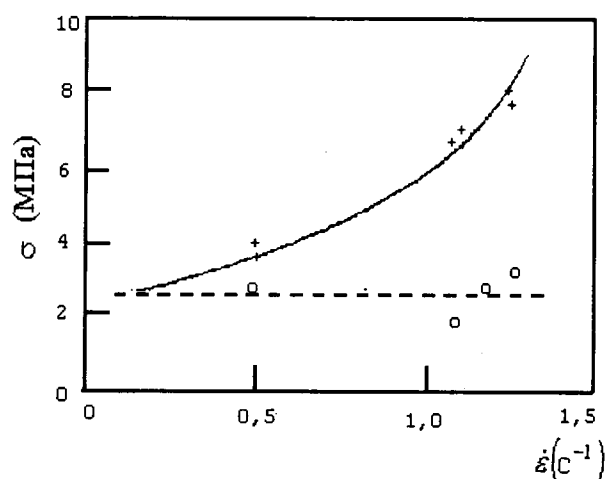


Рис. 1. Прочность на растяжение как функция уровня деформации: (+) влажный, (o) сухой

Можно заметить крутое увеличение предела прочности на растяжение при более высоких уровнях деформации влажных экземпляров и незатронутые в сухих (рис. 1). Очевидно, модуль Юнга влажных экземпляров больше, чем у сухих экземпляров.

В таблице даны значения напряжений, уровни деформации и модуль Юнга.

Прочность бетона запишем как функцию напряжения или уровня деформации следующим образом;

№. образца	Уровень деф-ций (с ⁻¹)	Макс. напряжения (МПа)	Модуль Юнга (МПа)
Влажный			
1	0.50	3.9	24600
2	1.09	6.7	
3	1.25	8.2	
4	1.12	7.1	
Сухой			
5	0.50	2.7	20700
6	1,26	2,9	
7	1,07	2,2	
8	1,20	2,9	

$f_t = a\dot{\sigma}^m$ или $f_t = b\dot{\varepsilon}^n$, где a , b , m и n константы, которые определяются из испытаний. Константа n найдена в зависимости от напряжений.

$$n = [10 + (f_{cm}/2)]^{-1}, \quad (1)$$

где f_{cm} – прочность на сжатие, при $f_{cm} \approx 40$ МПа, $n = 0,033$.

Для $\dot{\sigma} > 10^6$ МПа·с⁻¹ или $\dot{\varepsilon} > 30$ с⁻¹ величина $n = 1/3$.

Анализ результатов влажных экземпляров приводит к соотношению

$$\frac{f_{t,1}}{f_{t,2}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\varepsilon}_2} \right)^n \quad (2)$$

При

$$\dot{\varepsilon}_1 = 1,25 \text{ с}^{-1}, \dot{\varepsilon}_2 = 0,5 \text{ с}^{-1}, f_{t,1} = 8,1 \text{ МПа}$$

$$\text{и } f_{t,2} = 3,75 \text{ МПа,}$$

$$n = \log \left(\frac{f_{t,1}}{f_{t,2}} \right) / \log \left(\frac{\dot{\varepsilon}_1}{\dot{\varepsilon}_2} \right) \approx 0,84. \quad (3)$$

Кривая на рис.1 показывает более прогрессивное увеличение прочности с уровнем деформаций влажных экземпляров

Здесь можно отметить две особенности: во-первых, прочность сухих экземпляров составляет от половины до трети прочности влажных экземпляров, во-вторых, нет никакого влияния уровня деформации на прочность.

Однако, как известно, сухой бетон показывает обычно более высокую (до 20 %) прочность, чем влажный бетон. Два фактора могут влиять на такой результат: более высокая степень гидратации влажных экземпляров (до 0,75) и разрушительный эффект высыхания до 105°C.

Степень гидратации сухих экземпляров может достичь лишь до 0,50. Такое различие ведет почти к пропорциональному соотношению прочности на сжатие и растяжение, которое в 28 дней на 30% больше, чем в 7 дней. Может произойти также повреждение из-за высыхания при 105°C. Как показано в [2], высыхание уменьшает прочность бетона средней плотности на растяжение не более чем на 30%.

Эффект большей гидратации, повреждения от высыхания и влажность в бетоне – все это вместе ведут к различию в прочности, которая определяется как

$$\frac{f_{wet}}{f_{dry}} = \frac{1,3}{1,2 \times 0,7} = 1,55.$$

В испытаниях наблюдаемое различие находилось в пределах от 2,75 до 2,85. Значит, уровень деформаций повлиял на влажные образцы намного больше, чем на сухие. Это приводит к

заклучению, что вода внутри бетона влияет на закупоривание трещин, которое обнаруживается при высоком уровне деформаций.

Новый испытательный цикл [3] включал статические одноосные растяжения влажного или сухого бетона.

Образцы были защищены от обмена свободной воды с окружающей средой и испытаны в возрасте от 29 до 40 дней.

Были отобраны три различных уровня нагружения (от 1500 до 80 000 МПа·с⁻¹). Статические одноосные растягивающие напряжения измерялись при скорости перемещения 0,08 мкм·с⁻¹.

Динамический модуль Юнга был определен по скорости распространения волны, произведенной линейным импульсом в бетонном образце по формуле

$$V_L^2 = \left(\frac{E}{\rho} \right) \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad (4)$$

где V_L – скорость продольной волны в материале, E – модуль Юнга материала, ν – коэффициент Пуассона и ρ – плотность.

Для влажных образцов динамический модуль Юнга составил 38500 МПа, статический – 30400 МПа, для сухих образцов соответственно – 25200 и 26400 МПа.

Значительная часть различий прочности влажного и сухого микробетона легко объясняется, рассматривая концентрацию напряжения около надреза во влажных экземплярах.

При анализе результатов на расстоянии 1 мм от основания надреза, где концентрация напряжения не рассматривается, находим, что отношение между максимальным главным растягивающим напряжением и полученным по расчету равно 1,5.

Результаты показывают, что для сухого микробетона статический модуль Юнга близок к динамическому модулю. Для влажного микробетона статический модуль Юнга меньше динамического.

Таким образом, модуль Юнга, рассчитанный для образца с надрезом, равен 83 % от расчетной величины образца без надреза.

В сухом микробетоне отношение $\sigma_{dyn}/\sigma_{stat} = 1,6$, а для влажного микробетона это отношение равно 4,1. Отклонения от предыдущих испытаний можно объяснять следующим образом.

По расчету найдена приблизительная величина отношения между максимальным главным растягивающим напряжением в образце и средним напряжением растяжения – 1,4 (рис.2).

Это подразумевает, что значения прочности для сухого микробетона недооценены на 40%, т.е. «истинное» отношение для сухого микробетона равно $\sigma_{dyn}/\sigma_{stat} = 1,14$.

Кроме того, практически очень трудно получить бетон с полностью сухими микропорами (диаметром 10^{-8} м), в котором физические силы между водой и твердым телом являются очень крепкими.

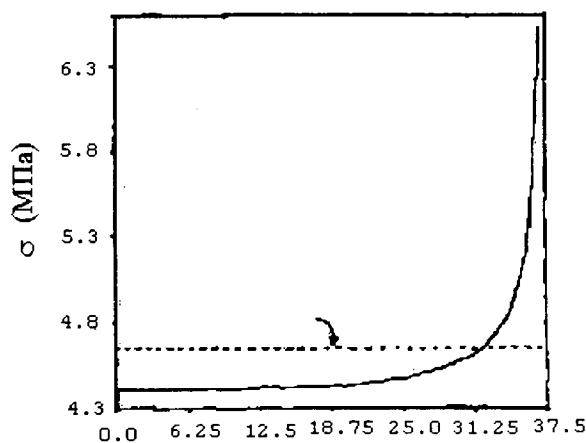


Рис. 2. Распределение напряжений по длине надреза (в мм)

Таким образом, подтверждены результаты предыдущих экспериментов[4] о влиянии свободной воды на динамическое поведение микробетона. Существует значительный эффект уровня деформаций

на прочность на растяжение влажного бетона. Повышенный динамический модуль Юнга объясняется степенью присутствия свободной воды в микробетоне и является функцией уровня нагружения.

Библиографический список

1. P. ROSSI, J. G. M. van MIER, C. BOULAY, F. Le MAOU The dynamic behavior of concrete: influence of free water. *Materials and Structures*. 1992.25.509-514.
2. Bonzel, J., and Kadlecsek, V., 'Einfluss der Nachbehandlung und des Feuchtigkeitszustandes auf die Zugfestigkeit des Betons', *Betontechn. Ber.* 11(1970) 99-132.
3. Hordijk, D. A., Reinhardt, H. W. and Cornelissen, H. A. W., 'Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tensile tests as influenced by specimen length', in *Proceedings of International Conference on the Fracture of Concrete and Rocks*, Houston, Texas, edited by S. P. Shah and S. E. Swartz (SEM, Bethel, USA. 1987) pp. 138-149.
4. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. Стройиздат. Москва. 1970. 272 стр.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, д-ра техн. наук (НИИЖБ)

Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам

Расчет при действии поперечных сил

Для расчета по прочности железобетонных конструкций при действии поперечных сил принята методика расчета наклонных сечений, используемая в действующих отечественных нормативных документах. Согласно этой методике расчет производят по наклонной полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечных сил и по наклонному сечению на действие изгибающих моментов. В новых нормах в методику расчета внесены некоторые коррективы.

Расчет по наклонной полосе производят с использованием эмпирической зависимости, полученной из анализа особенностей сопротивления бетона в наклонной полосе, испытывающего воздействие сжимающих

усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от пересекающей наклонную полосу поперечной арматуры. Расчет производят из условия

$$Q \leq Q_{b, str} = \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (1)$$

где Q - поперечная сила от внешней нагрузки в нормальных сечениях по длине элемента;

$Q_{b, str}$ - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонной полосе;

φ_{b1} - обобщенный коэффициент, учитывающий влияние характера напряженного состояния бетона в наклонной полосе, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,3.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции "С". на

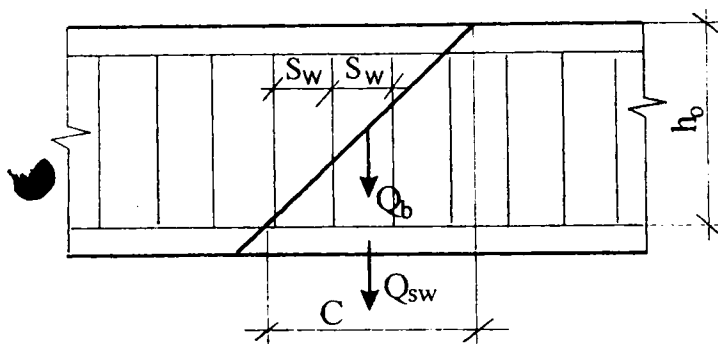


Рис. 1. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу Q_b , воспринимаемую бетоном, и поперечную силу Q_{sw} , воспринимаемую поперечной арматурой в общем наклонном сечении с длиной проекции "C" на продольную ось элемента.

Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил производят из условия (рис. 1)

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2)$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения с длиной проекции "C" при наиболее опасном нагружении в пределах наклонного сечения.

Значение поперечной силы Q_b , воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, определяют по эмпирической зависимости из анализа сопротивления: бетона над наклонной трещиной, продольной арматуры, пересекающей наклонную трещину, сил зацепления, действующих по берегам наклонной трещины

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{C}, \quad (3)$$

но принимают согласно опытным данным не более $2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_o$ и не менее $0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_o$.

Здесь φ_{b2} - обобщенный коэффициент, учитывающий влияние сопротивления продольной арматуры, сил зацепления и характера напряженного состояния бетона над наклонной трещиной, принимаемый для тяжелого бетона равным 1,5.

Значение поперечной силы Q_{sw} , воспринимаемой поперечной арматурой в наклонном сечении, также определяют по эмпирической зависимости, согласно которой это усилие увеличивается с увеличением длины проекции "C" того же наклонного сечения, что и для Q_b , но при этом вводится дополнительный коэффициент φ_{sw} , учитывающий снижение усилия на длине проекции поперечного сечения "C" и принимаемый равным 0,75

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \quad (4)$$

где q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}. \quad (5)$$

Расчет в общем случае производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения "C". При этом в формуле (4) длину проекции "C" ограничивают и принимают не менее h_o и не более $2h_o$.

Допускается не рассматривать различное положение наклонных сечений и расчет на действие поперечных сил производить в запас прочности по формуле

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw1} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_o + q_{sw} \cdot h_o, \quad (6)$$

где Q_1 - поперечная сила от внешней нагрузки в нормальном сечении элемента.

При этом, если нормальное сечение, где действует поперечная сила Q_1 , расположено вблизи опоры на расстоянии "а" менее $2,5h_o$, значение поперечной силы Q_{b1} , воспринимаемой бетоном, может быть увеличено путем умножения на коэффициент, равный

$$2,5 \frac{a}{h_o}, \text{ но принимается не более } 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_o. \text{ Если}$$

нормальное сечение с поперечной силой Q_1 расположено от опоры на расстоянии "а", меньшем h_o , то значение поперечной силы Q_{sw} , воспринимаемое поперечной арматурой, следует умножать на коэффициент,

$$\text{равный } \frac{a}{h_o}.$$

Поперечную арматуру рекомендовано учитывать в расчете при соблюдении условия

$$q_{sw} \geq 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b, \quad (7)$$

а относительное расстояние между стержнями поперечной арматуры должно удовлетворять условию

$$\frac{S_w}{h_o} \leq \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_o}{Q}, \quad (8)$$

с тем, чтобы была обеспечена прочность по наклонному сечению, проходящему между стержнями поперечной арматуры.

При отсутствии поперечной арматуры расчет производят по приведенным выше формулам, принимая усилия в поперечной арматуре равными нулю.

Таким образом, в отличие от рекомендаций действующих норм расчет производят на основе общей для бетона и поперечной арматуры длины проекции наклонного сечения "C", что создает более простую и универсальную систему расчета. Принимая во внимание это различие, для обеспечения необходимой надежности и приближения к результатам расчета по действующим нормам принято уменьшенное значение коэффициента φ_{b2} и введен понижающий коэффициент φ_{sw} . При этом значение коэффициента φ_{b2} принято единым для элементов с поперечной арматурой и без нее, что также способствует универсальному построению методики расчета.

Наличие продольной сжимающей силы N влияет на величину предельной поперечной силы Q_b , которую может воспринять элемент. Как показывают опыты, поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, с увеличением продольной силы

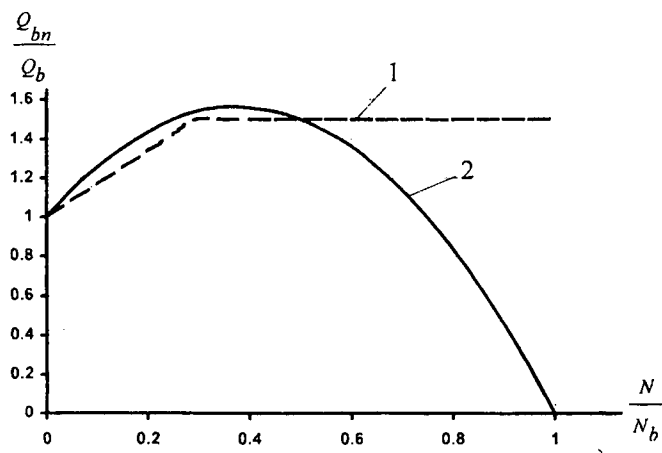


Рис. 2. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, от относительной продольной сжимающей силы

1 — по СНиП, 2 — по формуле (9)

N вначале возрастает, а затем, при больших значениях продольной силы, уменьшается. Исходя из этой закономерности, значение поперечной силы $Q_b = Q_{bn}$ в зависимости от продольной силы N можно уточнить по формуле (рис. 2)

$$Q_{bn} = Q_b \left(1 + 3 \frac{N}{N_b} - 4 \cdot \frac{N^2}{N_b^2} \right), \quad (9)$$

где N_b — предельная центрально приложенная сжимающая продольная сила, воспринимаемая бетоном в нормальном сечении,

$$N_b = R_b \cdot A;$$

A — площадь бетона всего нормального сечения.

При наличии продольной растягивающей силы N значение поперечной силы Q_b , воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, уменьшается с увеличением продольной силы N . В этом случае поперечную силу $Q_b = Q_{bnt}$ можно уточнять по формуле (рис. 3)

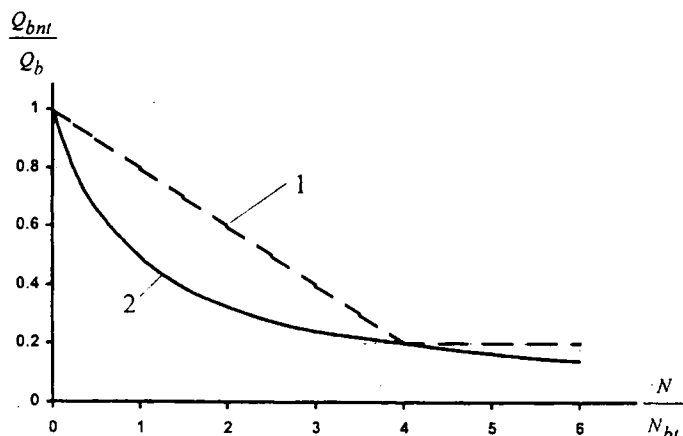


Рис. 3. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, от относительной продольной растягивающей силы

1 — по СНиП; 2 — по формуле (10)

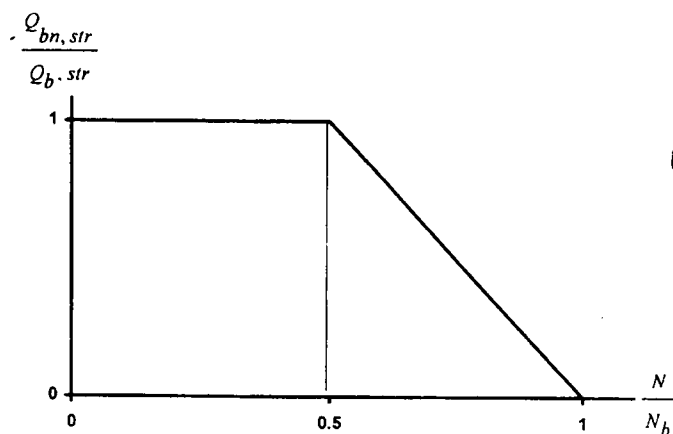


Рис. 4. Зависимость относительной поперечной силы, воспринимаемой бетоном наклонной полосы, от относительной продольной сжимающей силы

$$Q_{bnt} = Q_b \cdot \frac{1}{1 + \frac{N}{N_{bt}}}, \quad (10)$$

где N_{bt} — предельная центрально приложенная растягивающая продольная сила, воспринимаемая бетоном в нормальном сечении,

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A$$

Значение поперечной силы $Q_{b, str}$ при расчете по прочности наклонной полосы также зависит от величины продольной сжимающей силы N , уменьшаясь при больших значениях продольной силы N . Исходя из этого, значение $Q_{b, str} = Q_{bn, str}$ при наличии продольной сжимающей силы N определяют по формулам (рис. 4):

при $N \leq 0,5 N_b$

$$Q_{bn, str} \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o; \quad (11)$$

при $N > 0,5 N_b$

$$Q_{bn, str} \leq 2 \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o \left(1 - \frac{N}{N_b} \right). \quad (12)$$

Расчет по наклонному сечению на действие моментов производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции "С" на продольную ось элемента, относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне. Момент M от внешних сил определяют как сумму моментов от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения. Моменты от внутренних сил включают момент M_s , воспринимаемый продольной арматурой, и момент M_{sw} , воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающих рассматриваемое наклонное сечение.

Расчет производят из условия (рис. 5)

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (13)$$

где момент M_s определяют по формуле

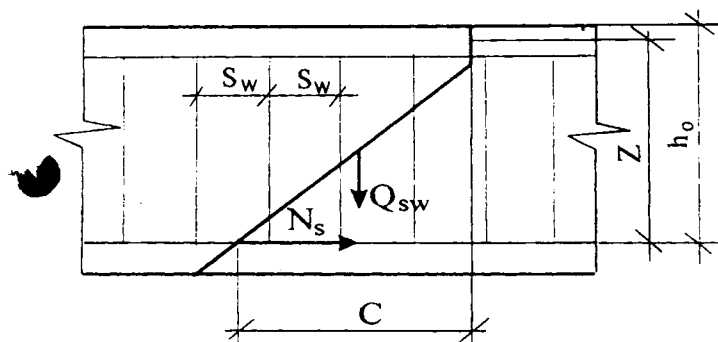


Рис. 5. Схема при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

$$M_s = N_s \cdot z, \quad (14)$$

а момент M_{sw} – по формуле

$$M_{sw} = 0,5 \cdot Q_{sw} \cdot C. \quad (15)$$

Усилия принимают равным предельному усилию в продольной арматуре $R_s \cdot A_s$, а в случае, когда наклонное сечение пересекает продольную арматуру на длине ее анкеровки равным усилию, действующему в пределах анкеровки арматуры.

Значение z принято равным $0,9h_0$.

Усилия Q_{sw} принимают равным предельному усилию в поперечной арматуре на длине "C": $Q_{sw} = q_{sw} \cdot C$.

Длину проекции наклонного сечения "C" принимают в пределах от h_0 до $2h_0$.

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры при наиболее опасной длине "C", принимаемой в указанных выше пределах. При этом рассматривают наклонные сечения с растягивающим усилием в продольной арматуре как у нижней, так и у верхней граней элемента (например, при двузначной эпюре моментов).

Допускается производить расчет наклонных сечений на действие момента, не рассматривая положение наиболее опасного наклонного сечения, а принимая моменты M и M_s в нормальном сечении на конце наклонного сечения при $C = 2h_0$, а момент M_{sw} равным

$$M_{sw} = 0,5 \cdot q_{sw} \cdot h_0^2.$$

При отсутствии поперечной арматуры расчет наклонных сечений производят, принимая моменты M и M_s в нормальном сечении на конце наклонного сечения при $C = 2h_0$, а момент M_{sw} – равным нулю.

При наклонной поперечной арматуре и отгибах, что в настоящее время достаточно редко встречается на практике, расчет по наклонной полосе производят из условия (1), а расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил и моментов производят из условий (2) и (13), вводя поперечные усилия и моменты, воспринимаемые наклонной арматурой, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение с длиной проекции "C".*

* Окончание статьи см. в следующем номере журнала.

ТЕОРИЯ

В.П. ЧИРКОВ, д-р тех. наук, проф., почетный член РААСН, С.А. ЗЕНИН, инж. (МИИТ)

Прогнозирование ширины продолжительного раскрытия трещин изгибаемых элементов с учетом случайных факторов

Факторы, определяющие раскрытие нормальных трещин в железобетонных конструкциях, разнообразны. Их можно разделить на 3 группы (см. рисунок): нагрузки и воздействия, внутренние свойства железобетонной конструкции, качество изготовления. Многие из этих факторов имеют случайный характер, что необходимо учитывать в расчетах. С течением времени эксплуатации под воздействием нагрузок и окружающей среды напряженное состояние железобетонной конструкции не остается постоянным, а его изменение отражается на ширине раскрытия трещин от нормальных напряжений. Ширина продолжительного раскрытия a_{crc} согласно нормам не должна превышать предельно допустимой величины a_{crc2} :

$$a_{crc} \leq a_{crc2}, \quad (1)$$

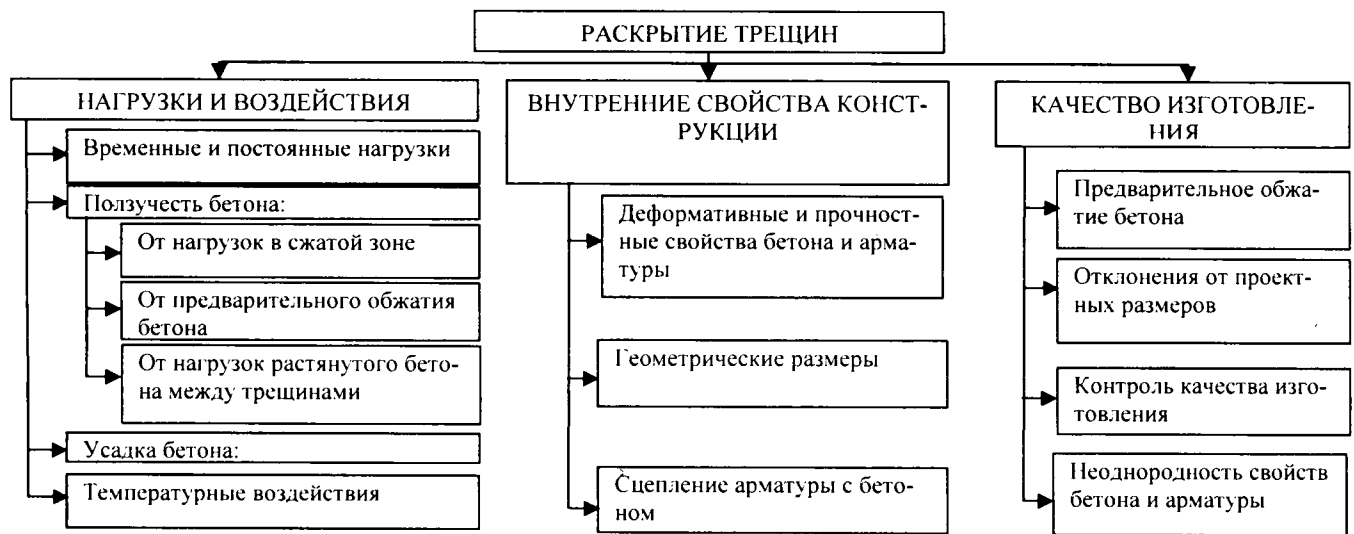
$$\text{где } \dot{a}_{crc} = \frac{\sigma_s}{E_s} c_1 \varphi_1; \quad (2)$$

$$c_1 = \delta \eta 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d}. \quad (3)$$

Обозначения в формулах приняты по СНиП 2.03.01-84*. Зависимость (2) по своей структуре подобная известной теоретической формуле, определяющей раскрытие трещин как деформации арматуры на участке между трещинами:

$$a_{crc} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s l_{crc}, \quad (4)$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий работу бетона



Факторы, влияющие на ширину раскрытия трещин в железобетонной конструкции

растянутой зоны на участке между трещинами, l_{crc} – расстояние между трещинами.

При $c_1\varphi_1 = \psi_s/crc$ формула СНиП 2.03.01-84*, определяющая ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, совпадает с теоретической формулой (4).

Методика прогнозирования ширины раскрытия трещин базируется на использовании **физической модели**, математическое описание которой отражается зависимостью (2). Зависимость (2) с учетом (3) получена на основе глубокого статистического анализа результатов обширных экспериментальных и теоретических исследований, выполненных отечественными и зарубежными авторами [1] и апробирована в практике расчетов железобетонных конструкций согласно нормам.

С течением времени ширина раскрытия трещин в эксплуатации увеличивается в связи с протеканием процессов ползучести и усадки бетона и возможным возрастанием нагрузки. Ползучесть и усадка бетона вызывает потери предварительных напряжений в арматуре и рост деформаций арматуры на участке между трещинами.

С учетом влияния фактора времени на ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, неравенство (1) преобразуется к следующему виду:

$$Z(t) \geq M(t) \quad (5)$$

левая часть неравенства (5):

$$Z(t) = \left[\frac{a_{crc2} E_s}{c_1 \varphi_1(t)} + \sigma_{sp}(t) \right] A_s h_0 \eta \quad (6)$$

представляет собой «несущую способность» сечения по раскрытию трещин и равна изгибающему моменту внутренних сил в сечении, при котором в момент времени t ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимой величины a_{crc2} . Величины $\varphi(t)$, $\sigma_{sp}(t)$, $M(t)$, η – это, соответственно, коэффициент нарастания ширины раскрытия трещины, предварительное напряжение в арматуре, изгибающий момент от внешней нагрузки в любой момент времени и относительное плечо внутренней пары.

Случайная природа факторов [4], определяющих ширину раскрытия трещин от нормальных напряжений, стала основой для построений **вероятностной модели**, согласно которой, ширина раскрытия трещин носит случай-

ный характер и описывается стохастическими закономерностями. К случайным факторам, от которых зависит ширина раскрытия трещин, относятся предварительные напряжения в арматуре, внешние нагрузки, деформации ползучести и усадка бетона, модуль упругости арматуры, геометрические размеры сечений. Вероятность того, что за время t ширина раскрытия трещин не превысит предельно допустимой величины a_{crc2} с обеспеченностью P_H , записывается так:

$$P[Z(t) > M(t)] \geq P_H \quad (7)$$

Статистические распределения $Z(t)$ и $M(t)$ могут описываться либо симметричными, либо несимметричными кривыми. Случайные переменные, определяющие ширину раскрытия трещин от нормальных напряжений, часто описываются нормальными законами распределения. В этом случае надежность работы конструкции оценивается характеристикой безопасности [2]. Условие (7) с использованием характеристики безопасности имеет вид:

$$\frac{\bar{Z}(t) - \bar{M}(t)}{\sqrt{\bar{Z}^2(t) + \bar{M}^2(t)}} \geq \gamma_H, \quad (8)$$

где γ_H – заданное (нормативное) значение характеристики безопасности; оно зависит от обеспеченности P_H ; при $P_H = 0,95$ значение $\gamma_H = 1,64$.

$\bar{Z}(t)$ и $\bar{M}(t)$ – математические ожидания, соответственно, изгибающего момента, при котором раскрытие трещин достигнет предельно допустимой величины, и изгибающего момента от нагрузок в момент времени t .

$\bar{Z}^2(t)$ и $\bar{M}^2(t)$ – дисперсии случайных величин $\bar{Z}(t)$ и $\bar{M}(t)$.

При возрастании нагрузок с течением времени по линейному закону математическое ожидание $\bar{M}(t)$ равно:

$$\bar{M}(t) = \bar{M}(1 + \alpha_M t) \quad (9)$$

где $\bar{M}$ – математическое ожидание изгибающего момента от нагрузок в начале эксплуатации ($t=0$).

Коэффициент α_M характеризует годовую интенсивность возрастания нагрузки в долях от $\bar{M}$.

Математическое ожидание несущей способности по раскрытию трещин равно:

$$\bar{Z}(t) = \left[\frac{a_{crc2} \bar{E}_s}{c_l \bar{\varphi}_l(t)} + \bar{\sigma}_{sp} - \bar{\sigma}_\Pi \psi_\Pi(t) - \right. \quad (10)$$

$$\left. - \bar{\sigma}_{yc} \psi_{yc}(t) \right] \bar{A}_s \bar{h}_0 \eta$$

где $\bar{\sigma}_{sp}$, $\bar{\sigma}_\Pi$, $\bar{\sigma}_{yc}$, $\bar{A}_s$, $\bar{h}_0$ - математические ожидания предварительных напряжений в арматуре после протекания первых потерь, конечных потерь предварительных напряжений в арматуре от ползучести и усадки, площади сечения арматуры и рабочей высоты сечения.

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varphi}_l(t) &= 1 + \Delta \bar{\varphi}_l(t) = 1 + \Delta \bar{\varphi}_l \psi_l(t); \\ \Delta \bar{\varphi}_l &= (0,6 - 15 \bar{\mu}); \\ \bar{c}_l &= \frac{c_l}{1,66} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

$\psi_\Pi(t)$, $\psi_{yc}(t)$, $\psi_l(t)$ - функции времени потерь предварительных напряжений в арматуре вследствие ползучести и усадки бетона, прироста ширины раскрытия трещины с течением времени.

Значения функций времени принимаются в расчетах на основе рекомендаций [3]

$$\psi_\Pi(t) = 1 - 0,8 e^{-\gamma_\Pi(t+t_\Pi-t_0)} \quad (12)$$

$$\psi_{yc}(t) = 1 - e^{-\alpha_{yc}(t+t_\Pi-t_w)} \quad (13)$$

$$\psi_l(t) = 1 - e^{-\gamma_l t} \quad (14)$$

где t_Π - время начала эксплуатации железобетонной конструкции; t_0 - возраст бетона в момент приложения усилия предварительного натяжения арматуры на бетон; t_w - срок окончания термовлажностной обработки бетона; γ_Π и α_{yc} - параметры, характеризующие скорость протекания потерь вследствие деформаций ползучести и усадки бетона с течением времени.

Дисперсия несущей способности по раскрытию трещин $\hat{Z}^2(t)$ находится методом линеаризации функции случайных аргументов:

$$\begin{aligned} \hat{Z}^2(t) &= \left[\left(\frac{a_{crc2} \bar{E}_s}{c_l \bar{\varphi}_l(t)} \Delta \bar{\varphi}_l(t) V_{\Delta \varphi_l} \right)^2 + \left(\frac{a_{crc2} \bar{E}_s}{c_l \bar{\varphi}_l(t)} \right)^2 \times \right. \\ &\times (V_{C_l}^2 + V_{E_s}^2) + (\bar{\sigma}_{sp} V_{\sigma_{sp}})^2 + (\bar{\sigma}_\Pi V_{\sigma_\Pi})^2 \psi_\Pi^2(t) + \\ &\left. + (\bar{\sigma}_{yc} V_{\sigma_{yc}})^2 \psi_{yc}^2(t) \right] \bar{A}_s^2 \bar{h}_0^2 \eta^2 + \bar{Z}^2(t) (V_{A_s}^2 + V_{h_0}^2) \end{aligned} \quad (15)$$

где $V_{\Delta \varphi_l}$, V_{E_s} , $V_{\sigma_{sp}}$, V_{σ_Π} , $V_{\sigma_{yc}}$, V_{A_s} , V_{h_0} , V_{C_l} - коэффициенты вариации соответственно прироста ширины раскрытия трещин, модуля упругости арматуры, предварительных напряжений в арматуре, потерь предвари-

тельных напряжений в арматуре вследствие ползучести и усадки бетона, площади сечения арматуры, рабочей высоты сечения арматуры и случайной величины c_l , характеризующей расстояние между нормальными трещинами.

$$\left. \begin{aligned} V_{\Delta \varphi_l} &= \sqrt{V_C^2 + V_{E_s}^2}, \\ V_{\sigma_\Pi} &= \sqrt{V_{\sigma_{sp}}^2 + V_C^2 + V_{E_s}^2}, \\ V_{\sigma_{yc}} &= \sqrt{V_{\sigma_{yc}}^2 + V_{E_s}^2} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

V_C , $V_{\sigma_{yc}}$ - коэффициенты вариации предельного значения меры ползучести и относительных деформаций усадки.

Дисперсия изгибающего момента от нагрузок $\hat{M}^2(t)$

$$\text{равна: } \hat{M}^2(t) = [\bar{M}(1 + \alpha_M t) V_M]^2, \quad (17)$$

где V_M - коэффициент вариации изгибающего момента от внешних нагрузок.

Научные результаты, изложенные в данной статье, получены при поддержке внебюджетного фонда НИОКР МПС РФ.

Разработанная методика прогнозирования ширины раскрытия нормальных трещин с учетом фактора времени позволяет:

- в любой момент времени определить вероятность того, что раскрытие трещин не превышает предельно допустимой величины;
- определить случайные значения ширины раскрытия трещин в зависимости от вероятности их повторений в различные моменты времени;
- найти с заданной вероятностью время, при котором ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимой величины.

Библиографический список

1. Гуца Ю.П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин. В книге "Прочность и жесткость железобетонных конструкций". Под ред. С.А. Дмитриева и С.М. Крылова. М.: Стройиздат, 1971 - с. 72-97.
2. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
3. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1988. 120 с.
4. Чирков В.П., Ключин В.И., Федоров В.С., Швидко Я.И. Основы теории проектирования строительных конструкций. Железобетонные конструкции. М.: 1999. 376 с.

Уважаемые читатели!

С 1 апреля с.г. началась подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на второе 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.

Использование блочной модели деформирования для определения кривизны оси изгибаемых элементов с трещинами

Расчетная модель изгибаемого элемента с трещинами, предложенная В.И. Мурашовым и положенная в основу методики вычисления кривизны в соответствии с действующими нормами, отличается соблазнительной простотой. Однако эта относительная простота обуславливает необходимость использования при определении коэффициента ψ_s целого ряда эмпирических выражений, что не даёт возможности создать цельную теорию деформирования.

Кроме того, на этапах работы элемента до и после появления нормальных трещин кривизна в соответствии со СНиП 2.03.01-84* вычисляется по разным формулам, в которые заложены неодинаковые предпосылки. Это, как показывают исследования [1,2], приводит к ощутимому скачку в зависимости $1/r = f(M)$ при $M = M_{cr}$, что недопустимо при решении практических задач, выполняемых методом последовательных приближений (например, при расчете статически неопределимых стержневых конструкций с учетом перераспределения усилий).

Выход из этого положения, как нам представляется, может быть найден в использовании вместо модели В. И. Мурашова «блочной» модели изгибаемого элемента с трещинами, предложенной А. А. Гвоздевым еще в 1959 г. Суть её заключается в том, что элемент может быть представлен в виде системы жестких блоков, ограниченных нормальными трещинами. Блоки связаны меж собою сжатой зоной бетона и растянутой арматурой (рис.1).

Поверхность контакта двух смежных блоков (линия 0-1) вследствие симметрии остается в процессе деформации плоской. Треугольники 0-1-2' и 0-1-2 определяют деформации блоков. Главной позитивной особенностью блочной модели является то, что она органично увязывает все основные

факторы, определяющие процесс трещинообразования, рост кривизны и развитие напряжений сцепления арматуры с бетоном. Определенный вклад в развитие теории расчета изгибаемых элементов с использованием блочной модели внесли П. И. Васильев, И. М. Мулин, В. И. Белов, Е. М. Пересыпкин, В. М. Байков и др. [4, 5, 6]. Однако практического применения их исследования не нашли.

Предлагаемый нами метод строится на предположении, согласно которому кривизна оси изгибаемого элемента может быть определена как сумма составляющих

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2, \quad (1)$$

первая из которых $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ учитывает искривление продольной оси отдельных жестких блоков. Вторая составляющая

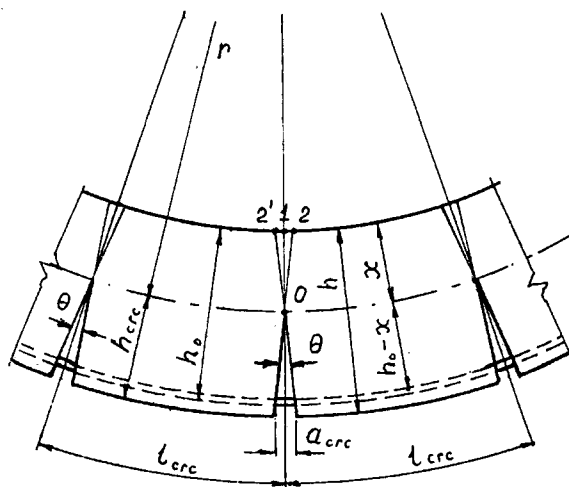


Рис. 1. К определению кривизны оси элемента с трещинами в растянутой зоне

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ представляет собой увеличение кривизны за счёт взаимного поворота блоков, который обуславливается раскрытием нормальных трещин и деформациями сжатого бетона.

Составляющую $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ находим как для цельного элемента без трещин, используя формулу СНиП.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}. \quad (2)$$

Кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ может быть определена как

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{\theta}{l_{crc}}, \quad (3)$$

где θ - взаимный угол поворота двух смежных блоков (рис. 1)

$$\theta = \frac{a_{crc}}{h_0 - x}. \quad (4)$$

Таким образом

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{a_{crc}}{l_{crc}(h_0 - x)}, \quad (5)$$

где a_{crc} и l_{crc} - ширина раскрытия трещин и расстояние между ними.

Для упрощения принято, что вершины трещин располагаются на нейтральной оси, хотя в реальности они её не достигают. Проведённые нами вычисления показали, что такое упрощение не снижает точности формулы (5), так как позволяет учитывать деформации растянутого бетона над трещинами.

Формула (1) применима для всех стадий работы элемента. До появления трещин ($M < M_{crc}$) составляющая $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ равна нулю (так как $a_{crc} = 0$) и (1) автоматически трансформируется в (2). После появления трещин $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ плавно возрастает, начиная с нуля при $M = M_{crc}$. При этом продолжает расти и $\left(\frac{1}{r}\right)_1$. Неразрывность функции (1) обеспечена.

Расчеты и экспериментальные данные свидетельствуют, что к началу текучести растянутой арматуры $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ примерно вдвое превышает $\left(\frac{1}{r}\right)_1$.

Высоту сжатой зоны x определяем, как обычно, из условия равновесия продольных усилий в сечении с трещиной.

Получение аналитического выражения для определения расстояния между трещинами наталкивается на определенные трудности, связанные с отсутствием хорошо разработанной теории сцепления растянутой арматуры с бетоном. Поэтому во всех известных нормативных документах различных стран формула для определения l_{crc} либо отсутствует (как, например, в СНиП), либо дается в чисто эмпирической форме. Вследствие этого выражения для определения ширины раскрытия трещин a_{crc} также имеют эмпирический вид и часто не включают в себя l_{crc} , хотя связь этих двух величин очевидна.

Для преодоления указанных трудностей примем закон сцепления в форме $\tau = f(x)$. В частности, будем считать, что напряжения сцепления на участке между двумя смежными трещинами распределяются по закону (рис.2)

$$\tau_{(x)} = \tau_{max} \sin \frac{\pi x}{a}, \quad (6)$$

что удовлетворительно совпадает с данными экспериментов. Некоторое отклонение принятой формы эпюры $\tau_{(x)}$ от истинной, как показал Е. М. Пересыпкин [5], существенного влияния на точность определения l_{crc} и a_{crc} не оказывает.

Пусть на каком-либо участке балки (рис.2) возникли первые нормальные трещины. Расстояние между ними составляет l'_{crc} . Начало координат разместим в сечении, где находится левая трещина. Напряжения в растянутом бетоне в сечениях с трещинами ($x = 0$ и $x = l'_{crc}$) равны нулю.

При удалении от трещин напряжения в арматуре благодаря силам сцепления уменьшаются, а в растянутом бетоне растут.

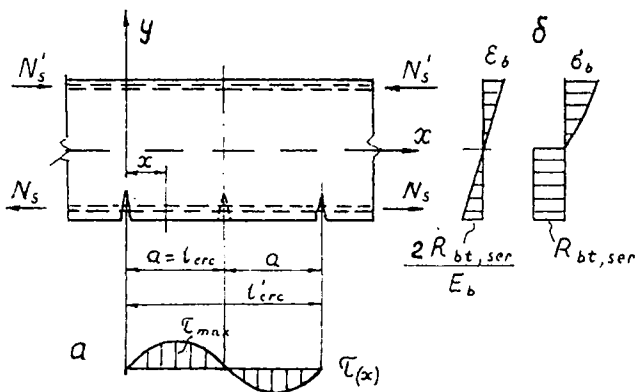


Рис. 2. К определению минимального расстояния l_{crc} между нормальными трещинами

а — распределение напряжений сцепления; б — схема деформаций и напряжений в бетоне перед возникновением нормальной трещины

Экстремальных значений и те и другие напряжения вследствие симметрии блока

достигают в сечении $x = \frac{l_{crc}}{2} = a$.

Именно здесь при дальнейшем увеличении изгибающего момента возникнет новая (вторичная) трещина. Теперь расстояние между трещинами составит $l_{crc} = a$.

Будем считать, что наибольшие относительные удлинения крайних растянутых волокон бетона равны, как это принято в СНиП, $\varepsilon_{b,lim} = 2R_{bt,ser} / E_b$ (рис.2б).

Смещение арматуры относительно бетона в сечении $x = a$ невозможно, так как $\tau_{(a)} = 0$. Поэтому напряжение в ней непосредственно перед возникновением трещины составит

$$\sigma_s = 2R_{bt,ser} \frac{E_s}{E_b} = 2R_{bt,ser} \alpha_s, \quad \text{а уравнение}$$

равновесия запишется в виде

$$N_{s(0)} - U_s \int_0^a \tau_{(x)} dx = 2R_{bt,ser} \alpha_s A_s, \quad (7)$$

где U_s и A_s - периметр и площадь растянутой арматуры.

После деления всех членов уравнения (7)

на A_s , подстановки $\tau_{(x)} = \tau_{max} \sin \frac{\pi x}{a}$ и

интегрирования получаем

$$\sigma_{s(0)} - \frac{U_s}{A_s} \tau_{max} \frac{2a}{\pi} = 2\alpha_s R_{bt,ser}. \quad (8)$$

Для момента, когда трещинообразование стабилизировалось (т.е. новые трещины уже не возникают), напряжения $\sigma_{s(0)}$ будут близкими к $R_{s,ser}$ и мы получим

$$l_{crc} = a = \frac{(R_{s,ser} - 2\alpha_s R_{bt,ser}) A_s \pi}{2U_s \tau_{max}}. \quad (9)$$

Величину предельных напряжений сцепления в соответствии с данными испытаний, проведенных под руководством М. М. Холмянского, для профилированной арматуры можно принять

$$\tau_{max} = 2.57 \lambda B, \quad (10)$$

где B - класс бетона в МПа; λ - отношение глубины профиля арматуры к его шагу (см. таблицу в [6]).

Для получения аналитической зависимости для a_{crc} будем исходить из уравнения

$$a_{crc} = 2g_{(0)} = \int_0^{l_{crc}} [\varepsilon_{s(x)} - \varepsilon_{bt(x)}] dx, \quad (11)$$

где $g_{(0)}$ - смещение растянутой арматуры относительно бетона в сечении с трещиной (при $x = 0$).

Пренебрегая деформациями бетона и учитывая симметрию эпюры напряжений в арматуре в пределах одного блока, получаем

$$g_{(0)} = \int_0^a \varepsilon_{s(x)} dx, \quad (12)$$

где:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s(x)} &= \frac{\sigma_{s(0)}}{E_s} - \frac{U_s}{A_s E_s} \int_0^a \tau_{(x)} dx = \\ &= \frac{\sigma_{s(0)}}{E_s} - \frac{U_s}{A_s E_s} \tau_{max} \frac{a}{\pi} \left(1 - \cos \frac{\pi x}{a}\right). \end{aligned} \quad (13)$$

Здесь $\sigma_{s(0)} = \frac{M}{A_s z}$ - напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной.

После подстановки и интегрирования из (12) получаем

$$g_{(0)} = \frac{a}{E_s} \left(\sigma_{s(0)} - \frac{U_s \tau_{\max} a}{\pi A_s} \right)$$

и далее

$$a_{crc} = 2g_{(0)} = \frac{2a\sigma_{s(0)}}{E_s} \left(1 - \frac{U_s \tau_{\max} a}{\pi A_s \sigma_{s(0)}} \right), \quad (14)$$

где $a = l_{crc} / 2$.

Для экспериментальной проверки выражений (1), (9) и (14) автором обработаны и проанализированы результаты испытаний различных исследователей (в сумме 63 балки). Анализ подтверждает достаточно хорошую сходимость опытных данных с теоретическими.

Выводы

На основе предложенной А. А. Гвоздевым блочной модели деформирования получены формулы для определения кривизны оси изгибаемых элементов с трещинами.

Предложены также выражения для вычисления основных параметров модели - шага и ширины раскрытия нормальных трещин.

Библиографический список

1. Белобров И.К. Упрощенный метод определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов//Бетон и железобетон. — 1973. — № 9. — С. 20–22.
2. Покровский Ю.И. О расчете деформаций железобетонных элементов//Междуз. тем. сб./Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. — ЛИСИ. — Л. — 1973. — № 1. — С. 72–79.
3. Мулин Н.М. Особенности деформаций изгибаемых элементов//Сб. тр. НИИЖБ/Теория железобетона. .: Стройиздат, 1972. — С. 35–41.
4. Белов В.И. Напряженно-деформированное состояние балок как систем, состоящих из упругих блоков//Изв. вузов. Строит. и архитектура. — 1971. — № 4. — С. 22–27.
5. Пересыпкин Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов. — М.: Стройиздат, 1988. — 169 с.
6. Кольнер В.М. и др. Сцепление арматуры с бетоном и прочность заделки стержневой арматуры периодического профиля//Бетон и железобетон. — 1965. — № 11. — С. 25–27.

1-й конгресс ФИБ Осака, 12–20 октября 2002 г.

Известные российской строительной общественности Международная федерация по железобетону – ФИП и Европейский комитет по бетону – ЕКБ после более чем 40-летнего сотрудничества объединились в 1998 г. в единую организацию – Международную федерацию по бетону и железобетону (ФИБ).

Первый конгресс новой объединенной организации пройдет в Японии, в городе Осака, в октябре 2002 г.

Основные темы, которые составят предмет рассмотрения на пленарных и секционных заседаниях конгресса, следующие:

- крупные строительные объекты и новые конструктивные решения зданий и сооружений из железобетона
- тоннели и подземные сооружения
- морские сооружения
- составные (композитные) конструкции
- расчет и проектирование

- нелинейный анализ и предельные состояния
- надежность железобетонных конструкций
- сейсмостойкость
- новые материалы
- долговечность
- высококачественный бетон
- эстетика
- эксплуатационный цикл железобетонных конструкций

Конгресс будет сопровождаться выставкой материалов и оборудования. Предусмотрены обширная культурная программа и экскурсии.

**Более подробные сведения можно получить
в НИИЖБе
по тел. 174-7677 (Волков Юрий Сергеевич)**

Н.К.РОЗЕНТАЛЬ, Г.В.ЧЕХНИЙ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ); А.Р.БЕЛЬНИК, канд. техн. наук (ОАО "НПО Стеклопластик"; А.П.ЖИЛКИН, инж. (ЗАО "Матек")

Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной среде бетона

Объемы производства и сферы использования армированных волокнами полимерных композитов во всем мире непрерывно растут. Это обусловлено не только их высокой удельной прочностью, но и такими эксплуатационными свойствами, как коррозионная стойкость, морозостойкость, низкая теплопроводность и др. В Японии, Германии, США, Нидерландах значительное внимание уделяется исследованиям с целью использования полимерных композитов при изготовлении бетонных армированных конструкций.

В нашей стране основные и весьма многочисленные работы в этом направлении относятся к первой половине 60-х годов прошлого столетия, и тот факт, что к настоящему времени использование полимерных композитов не стало массовым явлением, объясняется целым рядом объективных причин. Одной из них является высокая стоимость композитов в сравнении с металлической арматурой и ограниченный ассортимент необходимого сырья. Отмечается возможность использования стеклопластиковых композитов в конструкциях из бетона пониженной щелочности, в сухих бетонах, а также в конструкциях электротехнического назначения [1–3].

Все это связано с тем, что традиционное алюмоборосиликатное стекловолокно не обладает щелочестойкостью из-за разрушения (растворения) в щелочах кремнеземного каркаса [4], и даже лучшие полимерные связующие не способны надежно защитить его от воздействия щелочи. Поэтому в последние годы предпринимаются попытки найти современные щелочестойкие полимерные композиты. Накопленные

к настоящему времени литературные данные о стойкости композитных материалов в щелочных средах весьма ограничены и трудно сопоставимы, а порой противоречивы.

Целью наших исследований, начатых в 1998 г., было определение коррозионной стойкости однонаправленных армированных полимерных композитов различного состава в щелочной среде бетона. При постановке исследований мы исходили из того, что коррозионная стойкость композитов определяется следующими факторами, приведенными в порядке увеличения их значимости [5]:

- химической стойкостью связующего
- наличием трещин и пор
- химической стойкостью армирующих волокон.

В качестве менее стойкой в ряду связующих была выбрана ненасыщенная полиэфирная смола ПН-1; в качестве наиболее стойкой — специально созданная по результатам предварительных экспериментов эпоксидная композиция. Промежуток между ними заняли химстойкая ненасыщенная полиэфирная смола Polykon K 412 ("Нитрокемия", Венгрия) на основе бисфенола — аналог отечественной смолы ПН-15, которая в настоящее время не производится, а также винилэфирные смолы — Deraken 411-45 фирмы "Dow Chemical Co." и отечественная ЭВС.

Щелочестойкость ненасыщенных полиэфиров очень мала. Их "слабое звено" — сложноэфирная группа, по которой проходит щелочной гидролиз с разрывом связи "ацил-кислород" [6]. Винилэфирные смолы по щелочестойкости считаются сопоставимыми с эпоксидны-

ми, а устойчивость в щелочной среде ненасыщенных полиэфиров на основе бисфенола несколько ниже [7]. Эпоксидные композиции считаются практически устойчивыми в щелочной среде [7], хотя, как показал наш опыт, отдельные представители этого класса заметно отличаются один от другого по щелочестойкости.

Армирующие волокна в нашей работе представлены ровингами алюмоборосиликатного волокна РБР 13-2640 (44)-9 с прямым замасливателем под полиэфирные и винилэфирные смолы и РБН 10-1260 (4Э) под эпоксидную смолу, ровингом щелочестойкого цирконийсодержащего стекловолокна РЦР15-190-2520-9 (специально для фибробетона) с прямым замасливателем под полиэфирную смолу [8], а также щелочестойкими базальтовыми [9, 10] ровингами БР13-600(4С) с прямым замасливателем под эпоксидные смолы и БР10-840 с парафиновым замасливателем. Физико-механические показатели полимерных композитов различного состава в исходном состоянии приведены в табл. 1.

Образцы композитов различного состава для испытаний изготавливали по единой схеме. Соответствующий ровинг пропускали через пропиточную ванну с нужным связующим, подогретым до 35–40°C, и затем уже пропитанный ровинг последовательно, виток за витком, наматывали в несколько слоев до толщины примерно 2,2 мм на плоскую металлическую пластину. Поверхность последней предварительно укрывали разделительной поливинилхлоридной пленкой, по краям которой также предварительно закрепляли ограничительные кольца из

Таблица 1

Условное обозначение композита	Ровинг	Смола	Разрушающее напряжение при изгибе, МПа	Модуль упругости при изгибе, МПа
Баз + ЭД	БР13 – 600 (4С)	Эпоксидная	1327	35504
Б/щ + ЭД	РБН10–1260 (4Э)	—	1467	37457
Баз + D411	БР10–840	D411–45	1170	38872
Цк + D411	РЦР15–190–2520–9	—	923	30019
Б/щ + D411	РБР13–2640 (44)–9	—	1408	39123
Б/щ + ЭВС	—	ЭВС	1256	38969
Б/щ + K412	—	Polykon K412	1187	36858
Б/щ + ПН	—	ПН–1	814	30340

проволоки диаметром 2 мм. Затем поверх полученного сэндвича укладывали еще один слой разделительной пленки и помещали его между плитами пресса, опрессовывали пакет до соприкосновения плит пресса с ограничительными кольцами (~10 кгс/см²), разогревали до нужной температуры, выдерживали заданное время, охлаждали примерно до 60–80°C, сбрасывали давление, размыкали пресс и извлекали полученную заготовку.

Все композиты на основе полиэфирных и винилэфирных смол отверждали 30 мин при 140°C, а на основе эпоксидных смол — 2 ч при 150°C. Затем, освободив заготовку от верхней пленки, ее разрезали по нижнему и верхнему торцам, получая таким образом две пластины нужного композита размером в плане 200x250 мм. Каждую из пластин, в свою очередь, разрезали вдоль по направлению волокон на три контрольных образца размером 200x80 мм.

После герметизации торцов контрольных образцов эпоксидным компаундом и последующего отверждения компаунда образцы помещали в среды: 1N раствор NaOH при 55°C; раствор, моделирующий вытяжку из цемента при 20°C; сухой или влажный бетон при 20°C.

При экспозиции любого композита в горячей щелочи он подвергается значительно более активному воздействию, чем в реальных условиях, поэтому испытания в 1N растворе NaOH следует рассматривать как ускоренные, а их результаты как сравнительные.

В то же время результаты испытаний в цементной вытяжке и тем более в бетоне полностью отвечают реальным условиям эксплуатации. Таким образом, были созданы предпосылки для корректной ранжировки полимерных композитов различного состава по стойкости в бетоне, в том числе и в зависимости от условий твердения самого бето-

контрольному образцу композита. Использовали мелкозернистый бетон состава Ц : П = 1 : 4 на основе портландцемента М500 Д5 Брянского завода с содержанием щелочей 0,6% и кварцевого песка Тучковского карьера с $M_{кр} = 2,65$. Часть образцов твердела в нормальных условиях (КНХ), часть подвергалась тепловлажностной обработке (ТВО): 4 ч — подъем температуры и 6 ч — изотермическая выдержка при 80°C. Затем образцы размещали в помещении с относительной влажностью 60% и температурой 20°C (сухие условия), либо помещали в камеру с относительной влажностью 90% и температурой 20°C (влажные условия). По истечении заданных сроков испытаний бетонные образцы раскалывали, извлекали образцы композитных материалов и определяли их прочность и модуль упругости (табл. 3).

Были изготовлены гибкие связи базальтоэпоксипластиков двух ди-

Таблица 2

Волокно + смола	Степень сохранения прочности (над чертой) и модуля упругости (под чертой) при продолжительности экспозиции, сутки, в средах					
	NaOH при 55°C			цементной вытяжки		
	28	75	180	28	75	180
Баз + ЭД	88/113	36/106	15/113	109/106	—	105/105
Б/щ + ЭД	34/103	21/107	21/111	89/93	77/90	65/86
Баз + D411	22/95	18/83	17/83			
Цк + D411	23/79			95/105	52/118	
Б/щ + D411	20/79	11/77	9/64			
Б/щ + ЭВС	15/50	14/77				
Б/щ + K412	14/57	14/75				
Б/щ + ПН	4,2/23					

на. В качестве меры оценки коррозионной стойкости композитов использовали степень сохранения (%) исходной прочности и модуля упругости при изгибе образцов после экспозиции в агрессивной среде.

Результаты определения коррозионной стойкости композитов в различных средах приведены в табл. 2 и 3.

Для испытаний в среде бетона изготавливали бетонные образцы размером 70x70x140 мм, в каждый из которых закладывали по одному

аметров (8,5 и 9,8 мм), представляющие собой стержни, отформованные из пропитанных щелочестойкой эпоксидной композицией базальтовых ровингов, которые были собраны в пучок путем опрессовки за счет обмотки полипропиленовой нитью. Условия и результаты коррозионных испытаний гибких связей представлены в табл. 4.

Экспериментальные данные свидетельствуют, что коррозия полимерных композитов различного состава развивается с наибольшей

Таблица 3

Волокно + смола	Условия твердения бетона	Условия испытания	Степень сохранения прочности (над чертой) и модуля упругости (под чертой) при продолжительности экспозиции, сутки		
			28	180	360
Баз + ЭД	ТВО	Сухие	102/108	103/100	102/115
	КНХ	Сухие	107/101	—	—
Б/щ + ЭД	ТВО	Сухие	92/97	91/94	85/82
	ТВО	Влажные	86/90	77/91	61/91
Цк + D411	ТВО	Сухие	—	—	102/108
	ТВО	Влажные	—	62/125	52/106
	КНХ	Влажные	—	—	47/109
Баз + D411	ТВО	Сухие	89/98	81/83	88/96
	КНХ	Сухие	94/101	—	—

скоростью в растворе горячей щелочи и с меньшей скоростью в растворах, моделирующих жидкую фазу бетона. В среде бетона коррозионные повреждения композитов замедляются еще в большей степени. Причем в сухом бетоне прочность полимерных композитов практически не снижается во времени. Заметного различия в степени устойчивости композитов в зависимости от условий твердения бетона не обнаружено (табл. 3).

При испытании различных партий образцов отмечено, что коррозионная стойкость материалов

существенно зависит от качества их изготовления. При наличии пор, микротрещин и других дефектов скорость повреждения материалов увеличивается. По-видимому, это связано с ускоренным доступом щелочной среды к поверхности волокон.

По результатам исследований в трех средах полимерные композиты на основе базальтового волокна и эпоксидной смолы показали лучшую щелочестойкость. Менее стойки композиты на основе винилэфирной смолы. Степень сохранения модуля упругости полимерных ком-

позитов существенно выше степени сохранения их прочности, а модуль упругости композитов с эпоксидным связующим не снижается даже после экспозиции в горячей щелочи. По-видимому, степень сохранения модуля упругости отражает, прежде всего, степень устойчивости связующего композита.

Оценка методом кондуктометрии [11] значения коэффициента диффузии щелочи в базальтоэпоксипластике ($0,823 \times 10^{-9} \text{ см}^2/\text{с}$) позволила нам рассчитать кинетику насыщения щелочью пластины базальтоэпоксипластика толщиной 0,2 см по формуле

$$\frac{C_{xt}}{C_0} = 1 - \operatorname{erf} \frac{h}{2\sqrt{Dt}},$$

где C_{xt} — концентрация щелочи в материале на глубине h в момент времени t ; C_0 — концентрация щелочи в поверхностном слое; erf — интеграл вероятности; D — коэффициент диффузии.

для начальных и граничных условий:

t	$-h < x < h$	$-\infty < x < -h$	$h < x < \infty$
0	$C=0$	$C=C_0$	$C=C_0$
>0	$C=\Phi(x, t)$	—	—
∞	$C=C_0$	$C=C_0$	$C=C_0$

Результаты расчета сопоставлены с данными о прочности того же композита после экспозиции в цементной вытяжке, о чем свидетельствует степень насыщения щелочью и прочность базальтоэпоксипластика (табл. 5).

Насыщение образца на 50% щелочью в центральной части вызвало небольшое уменьшение прочности, т.е. само по себе насыщение щелочью не снижает существенно прочности. Механизм разрушения материала в щелочной среде можно представить следующим образом. Через полимерную матрицу в материал проникает щелочной раствор, щелочь химически взаимодействует с волокном и растворяет его, зона химического взаимодействия постепенно продвигается в глубь материала, что сопровождается снижением его прочности. В свою очередь, кинетика поглощения реагента (щелочи) образцами ци-

Таблица 4

Условия испытаний	Разрушающая нагрузка, кгс, для связей диаметром, мм	
	8,5	9,8
До коррозионных испытаний	350	440
30 сут в 1N растворе NaOH при +55°C	250	313
То же, при напряжении 0,3 от разрушающего	—	270
30 сут в водной вытяжке из цемента при +20°C	—	370
То же, при +20°C при напряжении 0,3 от разрушающего	—	345
5 циклов замораживания при -50°C и оттаивания в водной вытяжке из цемента	—	430
Тепловлажностная обработка бетона при +80°C	350	—
15 мес в бетоне при +20°C и относительной влажности 90%	300	—
50 циклов замораживания при -20°C и оттаивания в бетоне	390	—

Таблица 5

Продолжительность выдержки образцов в вытяжке из цемента, сутки	28	180
Относительная концентрация щелочи в середине пластины толщиной 0,2 см	0,113	0,532
Прочность, % от исходной прочности	105,7	92,68

линдрической формы описывается формулой

$$N = 2C_s \sqrt{\tau D / \pi},$$

где N — количество реагента в г, проникшего через 1 см^2 поверхности; C_s — концентрация реагента в поверхностном слое материала, г/см^3 ; τ — время, с; D — коэффициент диффузии, $\text{см}^2/\text{с}$.

Концентрация C_s установлена экспериментально с учетом того, что при практически полном насыщении (180 сут экспозиции пластин толщиной 1,6 мм в цементной вытяжке) масса образцов за счет проникания раствора увеличилась на $0,001 \text{ г/см}^2$. Это количество раствора, отнесенное к $1/2$ толщины пластины, составило $0,001: (0,16 \times 0,5) = 0,0125 \text{ г/см}^3$. Согласно расчетам, концентрация щелочи в вытяжке равнялась 3,26%. Тогда количество щелочи, проникшей в материал, составило $0,0125 \times 0,0326 = 4,07 \times 10^{-4} \text{ г/см}^3$. Величина C_s принята равной $4,07 \times 10^{-4} \text{ г/см}^3$. Время t приравнено 50 годам, или $50 \times 365 \times 24 \times 3600 = 1,577 \times 10^9 \text{ с}$. Коэффициент диффузии D , согласно полученным в эксперименте данным, равен $8,23 \times 10^{-10} \text{ см}^2/\text{с}$. Значение N — количество щелочи, проникшей в материал, составило

$$N = 2 \cdot 4,07 \cdot 10^{-4} \sqrt{\frac{1,577 \cdot 10^9 \cdot 8,23 \cdot 10^{-10}}{3,14}} = 5,233 \cdot 10^{-4} \text{ г/см}^2.$$

Количество прореагировавшего со щелочью (NaOH) кремнезема (SiO_2) пропорционально молекулярным массам участвующих в реакции веществ и равно $5,233 \times 10^{-4} \times 60:40 = 7,849 \times 10^{-4} \text{ г/см}^2$, где 60 и 40 — молекулярные массы SiO_2 и NaOH. Количество прореагировавшего базальтового волокна с учетом содержания в нем SiO_2 в количестве 49,7% равно $7,849 \times 10^{-4} : 0,497 = 15,792 \times 10^{-4} \text{ г/см}^3$.

Содержание волокна в композите равно 70% по массе, а объемная масса композита — $2,1 \text{ г/см}^3$. Объем прореагировавшего слоя композита равен $15,792 \times 10^{-4} : 0,7 : 2,1 = 10,74 \times 10^{-4} \text{ см}^3$.

Отсюда толщина прореагировавшего слоя композита равна 11 мкм, а площадь сечения образца с исходным диаметром 8 мм уменьшится на 0,27%, т.е. сокращение сечения за счет химического взаимодействия щелочной среды бетона с базальтовым волокном за 50 лет будет незначительным.

Выводы

1. На основе базальтового волокна и эпоксидной композиции создан полимерный композит для применения в бетонных изделиях в виде гибких связей. Испытаниями подтверждена повышенная щелочестойкость такого композита.

2. Тепловлажностная обработка при температуре 80°C бетона, армированного стержнями базальтоэпоксипластика, практически не повлияла на прочность композитного материала.

3. Длительное хранение стержней из базальтоэпоксипластика в сухом бетоне не оказало влияния на прочность композита. Во влажном бетоне разрушающая нагрузка для стержней за 15 мес понизилась с 350 до 300 МПа, т.е. на 15%.

4. Многократное замораживание при температуре -20 и -50°C и оттаивание в бетоне и в водной вытяжке из цемента существенно не снижает прочность полимерного композита.

5. При напряжении более 0,3 от разрушающего снижение прочности стержней из базальтоэпоксипластика ускоряется.

6. Прогнозные расчеты, выполненные на основании эксперимен-

тально определенных значений коэффициента диффузии щелочи в базальтоэпоксипластике, показывают, что через 50 лет существенного снижения прочности этого композита за счет химического взаимодействия щелочной среды бетона с базальтовым волокном не ожидается.

7. Коррозионная стойкость полимерных композитов зависит от качества их изготовления. Промышленному изготовлению полимерных композитов по конкретной технологии должны предшествовать испытания на щелочестойкость.

Библиографический список

1. "Арматура неметаллическая", в энциклопедии Стройиндустрия и промышленности строительных материалов. Ред. К.В.Михайлов и др., М.Стройиздат, 1996, с.21.
2. Мощанский Н.А. О стойкости стеклопластиковой арматуры в бетоне//Бетон и железобетон. — 1965. — № 9. — с.33.
3. Асланова Л.Г. Условия применения стеклопластиковой арматуры в изгибаемых бетонополимерных конструкциях электросетевого строительства, канд.дисс., М., 1983, НИИЖБ.
4. Стекланные волокна, М. "Химия", 1979, с. 179.
5. Альперин В.Н., Аврасин Я.Д., Телешов В.А. Стеклопластики. В Справочнике по пластическим массам. Ред В.Н.Ка-таев и др., М., "Химия", 1975, т.2, с. 455.
6. Седов Л.Н., Михайлова З.В. Ненасыщенные полиэферы. М., "Химия", 1973, с. 28.
7. Малленсон Дж. Применение изделий из стеклопластиков в химических производствах. Пер. с англ., под ред. В.Н.Альперина и С.П.Перлина, М., "Химия", 1973, с. 30.
8. Орлов Д.Л., Леута Г.В. Исследование прочностных характеристик композиционного материала после многолетнего хранения. В сб. научных трудов ГИС, М., 1985, с. 28.
9. Сабраниен Р., Аусмин Х. Базальтовые волокна. В кн. Наполнители для полимерных композиционных материалов. Ред. Г.С.Кац и Д.В.Милевски. Пер. с англ., под ред. П.Г.Бабаевского. М., "Химия", 1981, с. 587.
10. Морозов Н.Н. и др. Материалы на основе базальтов европейского севера России//Стекло и керамика. — 2001. — № 3, с. 24.
11. Тростянская Е.Б., Бельник А.Р. и др. Диффузия электролитов в смесях полимеров. В сб. Высокомолекулярные соединения Т. XVI Б., № 7, 1974.

Долговечные полимерфосфатные защитно-декоративные покрытия по металлу и бетону

Одной из актуальных проблем градостроительства и эксплуатации существующих строительных конструкций и сооружений является их вторичная защита лакокрасочными покрытиями.

В настоящее время широкое применение находят экологически чистые воднодисперсные лакокрасочные материалы, среди которых следует выделить полимерфосфатные краски типа ВД-КЧ-1Ф (марка "Полифан"), значительно превосходящие аналоги по своим защитным антикоррозионным свойствам. Они имеют в своем составе фосфаты, ответственные за химическое взаимодействие наносимого состава и защищаемой поверхности с образованием нерастворимых фосфатных соединений. Так, при нанесении этих красок на металл образуются смешанные фосфаты железа, а при защите бетона — фосфаты кальция.

За счет химического взаимодействия с защищаемой поверхностью повышается адгезия покрытий, а также их долговечность. Отсутствие в составе таких красок токсичных летучих растворителей позволяет отнести их к категории экологически чистых, пожаровзрывобезопасных материалов.

Основные физико-химические и физико-механические свойства красок ВД-КЧ-1Ф и покрытий на их основе представлены в табл. 1

Испытания, проведенные рядом специализированных организаций, в том числе ЦНИИСК им.Кучеренко, НИИЖБом, НИИМосстроем, НИИ НПО "Спектр", показали преимущества полимерфосфатных покрытий по металлу и бетону в сравнении с традиционными лакокрасочными материалами типа ГФ, ПФ, МЛ и др.

Сравнительные результаты ускоренных испытаний покрытий на металле по режимам, имитирующим умеренный (У) и холодный (Х) климат (ГОСТ 9.401-91), представленные в табл.2, свидетельствуют о том, что прогнозируемая долговечность

полимерфосфатного покрытия ВД-КЧ-1ФА и его комбинации с химстойкими эмалями существенно (в 1,5–2 раза) выше, чем долговечность широко применяемой традиционной системы (грунт ФЛ-ОЗЖ (1 слой) + эмаль МЛ-12 (2 слоя).

Таблица 1

Наименование показателя	Тип краски ВД-КЧ-1Ф	
	ВД-КЧ-1ФА (антикоррозионная по металлу)	ВД-КЧ-1ФО (отделочная по бетону и другим неметаллическим материалам)
Внешний вид пленки покрытия	Полуматовая, однородная поверхность	
Цвет пленки, визуально	Темно-коричневый, красно-коричневый, черный, зеленый	Белый, серый, бежевый, розовый и др. по требованию заказчика
Условная вязкость по ГОСТ 8420-74 (вискозиметр ВЗ-246 с диаметром сопла 4 мм), с	17–35	17–35
Степень периметра по ГОСТ 6589-74, мкм, не более	50	80
Содержание нелетучих веществ по ГОСТ 17537-72, %, не менее	50	50
Укрывистость по ГОСТ 8784-75, г/м ² , не более	100	150
Время высыхания по ГОСТ 19007-73, до степени 1, ч, не более	0,5	0,5
до степени 3, ч, не более	2,0	2,0
Смываемость пленки по ГОСТ 28196-89, г/м ² , не более	1	0,5
Адгезия методом решетчатых надрезов по ГОСТ 15140-78, баллы	1	1
Прочность пленки при ударе по ГОСТ 4765-75, кгс·см	50	50
Прочность пленки при изгибе по ГОСТ 6806-73, мм	1	1
Долговечность покрытий (по методике НИИМосстроя в климатической камере "Фейтрон"), циклы/годы, не менее	100/10	100/10

Таблица 2

Система покрытий	Металл, подготовка поверхности	Долговечность при режимах	
		У	Х
ВД-КЧ-1ФА (Фанкор-4С) 2 слоя	Ст.3 ГП ДП Ст.3 ХП ЩО	7 7	4 4
ВД-КЧ-1ФА (1 слой)+ ХВ-1120 (2 слоя)	А1 ЩО Ст.3 ГП Д Ст.3 ГП ДП	6 7 7	5 4 4
ВД-КЧ-1ФА (1 слой)+ БТ-177 (2 слоя)	Ст.3 ГП ДП А1 ЩО	8 6	5 6
ФЛ-ОЗЖ (1 слой)+ МЛ-12 (2 слоя)	Ст.3 ХП ЩО	5	1

Обозначения: ГП — горячий прокат; ХП — холодный прокат; А1 — алюминий марки АМЦ; Д — дробеструйная очистка; ДП — дробеструйная очистка с пассивацией; ЩО — щелочное обезжиривание

Для металлоконструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах, применяют комбинированные покрытия — краска ВД-КЧ-1Ф ("Полифан") с перекрытием химически стойкими лакокрасочными материалами.

Проведены испытания комбинированных систем покрытий на основе краски ВД-КЧ-1ФА и химических эмалей ХВ 1120, ХВ-124, ХС-710, ХС-717, ЭП-773. Образцы из стали Ст.3 с покрытиями помещались в эксикаторы, залитые на одну треть 10%-ным раствором NaCl, аммиака и соляной кислоты. В процессе испытаний фиксировали состояние внешнего вида покрытий (образование пузырей, отслаивание, коррозионные поражения и т.п.).

Испытания показали, что наиболее высокими защитными свойствами обладает комбинированное покрытие, включающее в качестве грунта ВД-КЧ-1ФА (2 слоя) в сочетании с эмалью ХС-717 (2 слоя). По прогнозу, указанная система покрытий обеспечивает сохранность металлоконструкций в исследуемых среднеагрессивных средах в течение 5 лет и сохраняет без изменения декоративные свойства.

Испытания, выполненные лабораторией коррозии и долговечности

бетонных и железобетонных конструкций НИИЖБа, по разработанным критериям оценки покрытий на бетоне показали, что применение покрытия ВД-КЧ-1Ф вдвое повышает морозостойкость и морозосолеустойкость бетона и железобетона, на 30–40% уменьшает водопоглощение, в 6 раз увеличивает продолжительность защитного действия бетона для арматуры, что делает краску особенно эффективной для применения в качестве атмосферостойкого фасадного покрытия.

Использование краски "Полифан" в качестве грунта повышает адгезию, защитные свойства и долговечность покрытий в целом в 1,5–2 раза.

Проведены исследования зависимости адгезии (прочности сцепления с бетоном) покрытий ВД-КЧ-1ФО после водонасыщения в течение 48 ч и циклического воздействия знакопеременных температур (замораживание — оттаивание по ГОСТ 10060.0-95, первый метод). Результаты испытаний свидетельствуют о том, что прочность сцепления полимерфосфатных покрытий в исходном состоянии превышает требования СНиП 3.04.01-87 в 8–10 раз для наружных работ и в 35–40 раз для

внутренних работ. Они также превышают в 3–4 раза рекомендуемые характеристики согласно СП 12-101-98. В водонасыщенном состоянии прочность сцепления с бетоном для марки ВД-КЧ-1ФОТБМ не изменяется, а для марки ВД-КЧ-1ФО снижается до уровня требований строительных норм (эти марки отличаются между собой составом пленкообразующего вещества). В табл.3 представлены результаты определения величины адгезии воднодисперсного полимерфосфатного покрытия ВД-КЧ-1Ф к бетону после воздействия климатических факторов.

Для оценки гидроизоляционно-го эффекта полимерфосфатных красок по бетону ЦНИИСК им.Кучеренко разработана методика определения гидролитической проницаемости материалов. Коэффициент относительной гидролитической проницаемости определяли по формуле

$$K_{огп} = \frac{ОГП_{защ.матер}}{ОГП_{без покр}}$$

где ОГП_{защ.матер} — гидролитическая проницаемость защищенного материала, см³; ОГП_{без покр} — гидролитическая проницаемость незащищенного материала, см³.

Сущность метода сводится к тому, что на поверхность испытуемого материала (с покрытием и без него) устанавливали заполненные водой колбы. Их края, прилегающие к испытуемому материалу, тщательно герметизировались пластилином. Время испытания, необходимое для стабилизации процесса, составляло 9 сут.

Представленные в табл.4 результаты испытаний свидетельствуют о том, что 2–3 слоя покрытия ВД-КЧ-1ФО (150 мкм) обеспечивают гидроизоляцию бетона, практически равноценную нанесению цементно-песчаной штукатуркой смеси № 22А по ТУ 5745-003-05668056-93 (5 мм) с дополнительным слоем цементно-гипсовой шпатлевки № 37 по ТУ 5775-004-05668056-95 (1 мм). Гидроизоляция кирпича обеспечивается

одним слоем цементно-гипсовой шпатлевки № 37 (1 мм) с 2...3 слоями полимерфосфатной краски ВД-КЧ-1ФО (150 мкм).

Отечественной промышленностью полимерфосфатные краски выпускаются под торговой маркой "Полифан" (ВД-КЧ-1Ф марок О, А, ОТБМ, АТБМ) по ТУ 2316-001-34895698-96 (изм. № 1) предприятием ООО "Полифан". Наносят их традиционными способами (кистью, валиком, пневматическим и безвоздушным распылением и т.д.). Продолжительность сушки при температуре 18...23°C — 1–1,5 ч, при температуре 40...60°C — соответственно 20...10 мин.

Краски марок А и АТБМ успешно применяют для защиты от коррозии строительных металлоконст-

рукций (в том числе на предприятиях химической промышленности), трубопроводов, автомобильного и железнодорожного транспорта как в качестве самостоятельного покрытия, так и в комбинации с атмосферостойкими и химстойкими эмалями. Марка АТБМ обеспечивает получение масло-, бензо- и термостойких (до 110°C) антикоррозионных покрытий.

Краски марок О и ОТБМ предназначены для декоративной отделки и защиты неметаллических материалов (железобетона, бетона, плиточных древесных материалов типа ЦСП, ДВП, ДСП, асбоцемент, стеклопластика и т.п.). Марка ОТБМ обеспечивает получение масло-, бензо- и термостойкого покрытия (до 110°C).

Краска марки О успешно применена при строительных, реставрационно-восстановительных и ремонтных работах в Москве (жилые дома в Орехово-Борисове и других районах) и Подмосковье (дома в Коломне и др.). С использованием этой краски отделаны жилые и административные здания в Казани, Калуге, Ростовской области, Солигорские и в других городах. Можно утверждать, что эта краска полностью отвечает требованиям, предъявляемым к современным отделочным материалам. Полимерфосфатные краски ВД-КЧ-1Ф включены в ВСН 45-96 "Инструкция по технологии окраски интерьеров и фасадов строящихся и реконструируемых жилых и общественных зданий", М., 1996.

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Новые гидротехнические проекты

По сообщению журнала "International Construction" № 2 за 2001 г., правительство Китая приняло решение о прокладке канала для переброски р.Янцзы на север страны для обеспечения питьевой водой и ирригационных целей громадных мегаполисов Пекина и Тяньжина.

Железобетонный канал трапециевидного поперечного сечения с основанием около 50 м, высотой (глубиной) 15 м и шириной поверху 100 м будет иметь стенки с уклоном 1:2. В местах пересечения с автомобильными и железными дорогами для пропуска воды будут возведены акведуки. Длина канала составит 1245 км до Пекина, затем 143 км до Тяньжина. Предусмотрено также

строительство подземного участка канала длиной 7 км для пропуска воды под дном р.Желтой в месте пересечения с ней.

По предварительным расчетам, потребуется проведение около 600 млн.м³ земляных работ, 60 млн.м³ скальных работ, 230 млн.м³ обратной засыпки и укладка 15,8 млн.м³ бетона. Стоимость работы оценивается примерно в 2,5–3,6 млрд.долл. США.

В сооружаемой в настоящее время в Китае гигантской плотине электростанции на р.Янцзы в прошлом намечалась укладка 4,1 млн.м³ бетона и доведение высоты стенки плотины до отметки 140 м.

Продолжаются работы на строительстве недостающего участка

судоходного канала между Ганновером и Берлином в Германии, возобновленные в 1997 г. Работы были прерваны в связи со Второй мировой войной, и их окончание планируется в 2003 г. В составе канала предусматривается возведение массивного акведука для пропуска вод канала над р.Эльбой и двух гигантских шлюзов длиной по 190 м и шириной 12,5 м каждый для подъема судов на высоту от 10,5 до 18,5 м.

При сооружении шлюзов было произведено 1,1 млн.м³ земляных работ, уложено 320 тыс.м³ бетона и использовано 2 тыс.т листовой стали.

В.П.Трамбовецкий,
канд. техн. наук

Д.А.КОРШУНОВ, канд. техн. наук (НИИСК, Киев)

Стандартизация сортамента арматуры

Действующие нормы проектирования армированных конструкций из бетона (железобетон) и стандарты технических условий для стальной арматуры (краткости ради ограничимся арматурой сплошного сечения) предусматривают возможность использования достаточно обширного сортамента этого материала: по классу (табл. 1; здесь факультативно приведены сведения и из украинского государственного стандарта "ДСТУ") — в части вида, механических и некоторых других потребительских свойств, а также по диаметру.

Этот сортмент сложился исторически, давно стал привычным и вроде бы устраивает обе стороны — как изготовителя, так и потребителя. Но в современных экономичес-

ких условиях у не причастного к созданию названных документов специалиста может возникнуть ряд дискуссионных соображений.

Вид арматуры установлен в зависимости от способа придания ей заданной формы — проволочная (волочная — индекс "В") и прокатная, подвиды которой отражают способ достижения заданных механических свойств:

а) горячекатаная (индекс "А"), которую изготавливают из стали определенного химического состава (марки);

б) упрочненная в процессе производства термомеханическим способом (индекс "Ат"). Для нее состав стали лишь рекомендован, а технологические параметры упрочнения стандартом не оговорены вовсе.

Вообще говоря, потребитель мог бы и не интересоваться способом изготовления арматуры — ему важны ее эксплуатационные свойства. Кстати, СНиП 2.03.01 разрешает не конкретизировать подвиды стержневой арматуры. Но одновременно в оформляемой по ГОСТ 21.501 спецификации к рабочим чертежам конструкции (изделия) нужно называть обозначение стандарта ТУ, т.е. различать "А" или "Ат". Мало того, для свариваемой арматуры при ранжировании соединений по уровню качества (баллам), согласно ГОСТ 14098, нужно было бы оговаривать не только ее подвид, но и марку стали; впрочем, это представляется практически не реальным.

Механические (в частности, прочностные — предел текучести и

Таблица 1

Вид арматуры	Класс арматуры по виду, механическим и другим свойствам							
СНиП 2.03.01 Горячекатаная Упрочненная: * вытяжкой * термомеханически	A-I	A-II Ac-II	A-III At-IIIc	A-IIIb	A-IV At-IV At-IVc At-IVK	A-V At-V At-VK At-VCK	A-VI At-VI At-VIK	At-VII
Проволочная				Bp-I				B-II Bp-II
ГОСТ 5781 Горячекатаная	A240	A300 Ac300	A400		A600	A800	A1000	
ГОСТ 10884 Термомеханически упрочненная			At400C	At500C	At600 At600C At600K	At800 At800K	At1000 At1000K	At1200
ДСТУ 3760 Прокатная (без уточнения способа изготовления)	A240C	A300C	A400C	A500C	A600 A600C A600K	A800 A800K	A1000	
ГОСТ 6727 Проволочная обычная				Bp-I				
ГОСТ 7348 Проволочная для преднапряжения								B; Bp 1200... ...1500

временное сопротивление) свойства арматуры стандартизованы комплексно. Значение браковочного минимума предела текучести (физического или условного) в Н/мм² (МПа) отражено в обозначении класса арматуры. Исключением служит арматура вида "Вр" — для нее всегда $s_{0,2} = 500$ Н/мм².

Отметим, что для стержневой арматуры эта граница установлена на уровне обеспеченности не менее 95%, а для проволочной арматуры он не стандартизован.

Другие свойства включены в обозначение класса лишь по мере необходимости. В частности:

"в" — только для стержневой арматуры класса А-IIIв, упрочненной потребителем с помощью вытяжки. Интересно было бы знать мнение потребителя: выгодны ли ему сейчас такие хлопоты;

"р" — для проволочной арматуры с рифленой поверхностью. Отметим, что для обычной проволоки, которая должна выпускаться только рифленой, такая оговорка стала уже ненужной;

"с" — только для стержневой арматуры класса Ас-II (Ас300) специального назначения.

Отдельно нужно сказать о термомеханически упрочненной арматуре. Для нее в обозначении класса отмечаются (но без включения в комплекс приемочного контроля):

"С" — свариваемость, которую допускается ограничить значением $0,9s_b$ (подробнее об этом см. [1]), и

"К" — стойкость против коррозионного растрескивания. Не ясно,

всегда ли она обеспечена для арматуры классов Ат400С и Ат500С.

Имеются и другие особенности, не отраженные в сортаменте. Так что может показаться, что до сих пор (на протяжении 40 лет) не удалось добиться полноценной замены горячекатаной арматуры термомеханически упрочненной. Заметим также, что введенная ГОСТ 10884 прокатная маркировка делает неразличимой арматуру, например, разновидностей класса Ат600, Ат600С и Ат600К, которые вовсе не безразличны потребителю.

Потенциальную потребность в арматуре разных классов проанализировала Э.М.Воловик в Киевском Промстройпроекте на примере около 70 типовых серий железобетонных изделий, широко применявшихся ранее в производственном и межвидовом строительстве. Половина из них запроектирована с предварительным напряжением. Установлено следующее.

Арматуру класса А-I (А240) предусмотрено использовать для монтажных петель, а также как распределительную и для устанавливаемых без расчета хомутов.

Использование арматуры класса А-II (А300) уже давно не предусматривается.

Арматура класса А-III (А400) [но, однако, не Ат-III (Ат400С)!] является основной при обычном армировании. Наряду с ней, преимущественно как рабочая для элементов небольшой толщины и распределительная при рабочей арматуре небольшого диаметра, предусмотре-

на арматура класса Вр-I.

Арматура класса Ат500С (как и А500С — см. [2]) не упоминается. Впрочем, это и не удивительно, так как ее использование до сих пор не нормировано. Введение в сортамент этого класса кажется несколько странным: ведь уже давно нормы проектирования разрешили использовать без предварительного напряжения более прочную арматуру класса А-IV.

Арматуру класса А(т)-IV(С), а также более высоких классов (преимущественно вида "Ат") предусмотрено использовать только с предварительным напряжением. Так что выпуск ее и раньше был сравнительно небольшим по объему, а в последние десять лет, по-видимому, и вовсе почти прекратился. Не исключено, что это смогло отрицательно повлиять на реальную стабильность свойств этой продукции.

Проволочная арматура подвида В-II не предусматривалась вовсе, а подвида Вр-II предусматривалась крайне редко — как вариант всего дважды (одновременно канаты К-7 предусмотрены в 14 случаях, но лишь трижды как основной вариант).

Динамику использования арматуры разных классов на протяжении последних 50 лет иллюстрирует табл. 2, где сведения относительно 1950 и 1975 гг. позаимствованы из [3] (рис. VII.2), а для 2000 г. представляют собой авторскую оценку.

Размерный ряд арматуры полезно было бы рассмотреть с точки зрения возможной замены, например, трех стержней какого-либо ди-

Таблица 2

Классы арматуры (табл. 1)	А-I	А-II	А(т)-III	Вр-I	А(т)-IV... Ат-VII	К-7, Вр-II
Объем использования, %, в году:						
1950	50	30	10	10	-	-
1975	17*	18*	40	13	8	4
2000**	10	<1	75	10	4	<1

* С заметной тенденцией уменьшения. ** При значительном сокращении тоннажа.

Таблица 3

d, мм	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
a, мм ²	7	13	20	28	50	78	113	154	201	254	314	380	491	616	804
n _i		1,6	2,0	2,1	1,7	1,9	2,1	2,2	2,3	2,4	2,4	2,5	2,3	2,4	2,3
								1,7		1,9		1,9			1,8

аметра d_{i-1} несколькими стержнями следующего большего диаметра (табл. 3, где $n_i = 3a_{i-1}/a_i$).

Выводы и предложения

Представляется, что действующие нормы проектирования и стандарты технических условий отражают не столько современные и предполагаемые в обозримом будущем потребности отечественного железобетонного строительства в арматуре, сколько накопленные в прошлом потенциальные возможности ее производства. Полезно отметить, что, кроме названных в табл. 1, изготовители используют еще ряд документов технических условий, а для экспорта также и зарубежные стандарты; сведения о них обобщены в [4].

Коренные изменения экономических условий и структуры строительства стимулируют анализ этой нормативной базы с потребительских позиций — гарантии качества арматуры и снижения ее стоимости. Начинать такой процесс желательно с обсуждения именно сортамента.

1. Прежде всего нужно подчеркнуть преобладающее значение рабочей стержневой арматуры, используемой без предварительного напряжения. Сейчас это арматура класса А400 (А-III). Металлурги настойчиво предлагают вместо нее арматуру класса Ат400С (Ат-IIIС), но до сих пор нет уверенности в адекватности такой замены. Во всяком случае известно, что она хуже сваривается (что подтверждается и последней монографией [5]). С этим можно было бы и смириться, но при условии заметной разницы в цене, которая пока не наблюдается.

Здесь представляются уместными некоторые замечания.

Отметим, что довольно смелая рекомендация норм проектирования о замене в обычном армировании класса А400 (А-III) классом А600 (А-IV) на самом деле еще не получила широкого распространения. Так что оценить на практике реальные ее последствия пока не удалось.

В последние годы металлурги активно предлагают потребителям арматуру класса А(т)500С. Наверно, она могла бы успешно заменить в преднапряженных изделиях класс А-IIIв. Но ГОСТ 10884 не гарантирует сохранение механических

свойств арматуры Ат500С после электронагрева. Так что не ясно, шагом в каком направлении следует расценивать рассматриваемое предложение: вперед от А400 или назад от А600. Такое разъяснение было бы полезным для ориентирования потребителей.

Любопытно, что на рынке появляется также арматура "дополнительных" классов [4]: Ат420С и Ат440С (продукция Криворожстали, Енакиевского и Молдавского металлургических заводов), а также А550 и А550С (продукция Запорожстали).

2. Арматуру класса А300 (А-II) уже пора, видимо, признать морально устаревшей, исключить из сортамента и снять с производства. Интересно, как к такому предложению отнеслись бы специалисты в области транспортного и гидротехнического строительства.

Это не исключает эпизодический (по мере потребности) выпуск арматуры класса Ас300 (Ас-II). Но здесь полезно заметить, что контроль ее по отличительному показателю ударной вязкости допускается (пусть и по согласованию с потребителем) не выполняться.

3. Арматура класса А240 (А-I) имеет свою традиционную область использования. Даже заметное сокращение объемов ее выпуска не представляются опасным: ведь производство этой продукции вроде бы наименее подвержено дефектам, что гарантирует требуемое качество, в том числе и для безопасности изделий — в монтажных петлях.

4. Представляется небезынтересным обсуждение целесообразности исключения из размерного ряда стержневой арматуры диаметров 14, 18, 22 и 28 мм. Конечно, в том случае, если это приведет к заметному снижению ее стоимости.

5. Проволока класса Вр-I имеет собственную, хотя и постепенно сужающуюся (из-за отказа от сборных плит с тонкой полкой) область использования.

6. Полезно было бы акцентировать внимание на предварительно напрягаемой арматуре, малый спрос на которую приводит к эпизодичности производства. Это значительно усложняет обеспечение стандартизованного ее качества. Не исключено, что улучшить положение могло бы резкое сокращение сор-

тамента такой арматуры. При этом следует иметь в виду, что высокопрочная проволока оказалась практически невостребованной. А вот стержневую арматуру пока полезно было бы ограничить одним классом, например, А(т)1000(К) (для нее min В30), может быть, даже А(т)800(К) (min В20). Не мешало бы сократить и многообразие диаметров, например, предусмотрев поставку арматуры 8 мм в мотках и 16 мм в прутках мерной длины.

Завершая эти предложения, нужно напомнить, что они имеют в виду товарное производство арматуры для удовлетворения большого числа рядовых потребителей. Реализация их не препятствует, конечно, выпуску любой освоенной арматуры по индивидуальному заказу (в том числе по специальным ТУ) для крупной стройки.

И последнее. Думается, что уже назрел вопрос о том, кому следовало бы в дальнейшем разрабатывать стандарты технических условий: по-прежнему изготовителю или теперь этим уже пора было бы вплотную заняться потребителю. Такая ориентация помогла бы ему конкретизировать свои требования — не только к потребительскому качеству арматуры, но и к условиям ее приемки и поставки, а также к гарантиям поставщика (ведь теперь зачастую это не сам изготовитель, а коммерческий посредник). Необходимые для этого направления исследований обозначены в [6]. В таком стандарте не нужны были бы технологические указания: изготовитель должен сам решить, как ему обеспечить установленные требования к продукции.

Библиографический список

1. Коршунов Д.А. Стандартизация свариваемости арматуры//Бетон и железобетон. — 2001. — № 2. — с. 26–28.
2. Мадатян С.А. и др. Новая горячекатаная арматура класса А500С//Бетон и железобетон. — 2001. — № 1. — с. 12–14.
3. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1974. — 232 с.
4. Арматурный прокат для железобетонных конструкций: Справочник-каталог/Колл. авт. — Днепрпетровск: НИИММ, 2000. — 88 с.
5. Вахлевщук В.А. и др. Малокремнистые арматурные стали повышенной прочности. — Киев: Наукова думка, 1999. — 152 с.

6. Михайлов К.В. Задачи отечественной строительной науки в области арматуры и предварительно напряженных железобетонных конструкций//Бетон и железобетон. — 2001. — № 3. — с.2–3.

Нормативные ссылки

ГОСТ 21.501-93. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей.

ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная

для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 7348-81. Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 10884-94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 14098-91. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.

ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия.

СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.

**Контактный тел. в Киеве
(044) 249-3726.**

БИБЛИОГРАФИЯ

К выходу из печати монографии “Железобетон в XXI веке”

Вышедшая недавно монография (общим объемом 680 стр.) состоит из 7 глав, где на основе обобщения отечественного и зарубежного опыта освещены проблемы, связанные с изучением свойств: вяжущих, бетонов на плотных заполнителях, легких бетонов, арматуры, в том числе фибровой и неметаллической; теории железобетона, конструктивных систем гражданских и производственных зданий, пространственных конструкций, производства бетонных и железобетонных работ, в том числе — при изготовлении специальных железобетонных конструкций, проблем повышения долговечности железобетона и др. Приведены примеры выдающихся сооружений из отечественной и мировой строительной практики.

В монографии показано, что, несмотря на относительную молодость в сравнении с такими традиционными материалами, как камень, дерево, глиняный кирпич, железо, в современных условиях железобетон занял передовые позиции в общем объеме производства и применения материалов и конструкций, заслужено получив признание как материал номер один мирового строительства — в настоящее время в мире ежегодно применяется более 3 млрд. м³ бетона и железобетона.

Обладая уникальными технико-экономическими и технологическими характеристиками, железобетон в XX веке сыграл революционную

роль в коренном совершенствовании технологии и организации промышленного и гражданского строительства, в развитии новых направлений архитектурно-строительных решений, обеспечивающих условия создания современной среды обитания человека на Земле.

Монография освещает результаты научных исследований отечественных и зарубежных ученых последних десятилетий, которые выявили новые строительно-технические возможности применения в строительстве железобетона путем использования эффективных вяжущих, химических добавок-модификаторов, разнообразных заполнителей, применения новых видов арматуры, ее предварительного напряжения. Все это существенно повысило технологические и эксплуатационные характеристики конструкций, дало возможность расширить области использования этого материала для возведения различных зданий и сооружений, в том числе эксплуатирующихся при самых суровых воздействиях.

Дальнейшие резервы повышения эффективности железобетона лежат в развитии методов его расчета не только на прочность, но и на долговечность, что особенно важно для конструкций с длительными сроками эксплуатации.

Отечественная наука внесла весомый вклад в познание природы и механизма формирования

структуры бетона, управления его основными характеристиками, создание методов расчета железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях, что нашло мировое признание и вошло в международные стандарты и нормы проектирования.

Следует приветствовать инициативу коллектива НИИЖБ по подготовке этого монументального труда и взявшего на себя нелегкий труд анализа огромного массива информации, накопившейся за последние годы.

В монографии не только подведены итоги развития, но и намечены перспективы дальнейшего научно-технического прогресса бетона и железобетона. Общемировые тенденции развития строительства, динамика производства железобетона в технически развитых странах, включая и Россию, показывают, что он сохранит свое лидерство и в XXI веке.

Книга представляет огромный интерес как для научных работников и преподавателей высшей школы, так и для проектировщиков, аспирантов и студентов соответствующих специальностей, а также будет весьма полезна инженерам-практикам.

*Заказать монографию можно
в НИИЖБ:
тел. 174-7665,
факс 174-7724, 174-7677
Совет Ассоциации
“Железобетон”*

Единство теории, эксперимента и практики*

Цемент и бетон в силу своей доступности, простоте и уникальным свойствам давно заняли и прочно удерживают лидирующее положение в строительстве и строительной индустрии. Сегодня с их применением строятся обычные и уникальные сооружения — дома, мосты и тоннели, дороги, стартовые площадки космодромов и морские буровые платформы. В Киеве, без ложной скромности, отнесем к уникальным жилые элитные комплексы нашей корпорации, возведение и эксплуатация которых возможны только благодаря цементу и бетону.

Несмотря на кажущуюся простоту, процессы их получения и твердения с учетом технологических и климатических факторов очень сложны как объекты изучения и контроля. До сего времени познаны не все аспекты механизма твердения. Одновременно, в соответствии с ростом темпов прогресса, технология бетона постоянно совершенствуется, становится все более наукоемкой, увеличиваются возможности возводить сооружения с недостижимыми ранее параметрами качества, долговечности и эстетическими особенностями. В технологию пришла компьютерная техника для управления процессами и свойствами бетона. Обеспечить эффективность ее функционирования можно только обладая целостной и объективной информацией об изменениях в составах и структуре, процессах и свойствах твердеющего бетона.

Получить подобную информацию можно с помощью исследовательской и измерительной техники, глубоко понимая сущность технологии бетона.

К числу наиболее важных явлений, сопровождающих твердение бетона, как хорошо известно, относится тепловыделение, являющееся результатом воздействия цемен-

та с водой и химическими добавками. Любые внутренние и внешние факторы влияют на тепловыделение, а поэтому его оценка и учет на базе информации, получаемой методами калориметрии, очень важна для прогноза свойств и мониторинга бетона в изделиях и конструкциях.

Калориметрическое направление в бетоноведении известно давно. Но наибольшее развитие получило оно в Харькове под руководством Заслуженного деятеля науки и техники Украины, профессора **Александра Владимировича Ушеров-Маршака**. Многие годы он возглавляет калориметрический центр строительного материаловедения ХГТУСА имени одного из корифеев строительной науки — О.П.Мчедлова-Петросяна.

Своеобразным итогом работы этого центра явился выход в свет издания "Калориметрия цемента и бетона". В нем собраны наиболее важные статьи и доклады по трем разделам развиваемого направления. Первые два — термокинетика и термoporометрия посвящены исследованиям процессов твердения цементов и формирования структуры цементного камня. Отдавая должное уровню и международному авторитету автора, позволим себе не останавливаться на теоретических и методических разработках постановки и проведения экспериментов, обработки их результатов, моделирования реакций гидратации. Отметим только, что исследователи получили детальный физико-химический и математический аппарат для количественной оценки ранних стадий твердения цементов и других вяжущих в зависимости от влияния упомянутых выше факторов.

Что же касается практической ценности материалов, представленных в издании, то она — несомненна для производства цемента, для технологов заводов ЖБИ и товарного бетона, а также для строителей, использующих монолитный бетон. В этой части большой интерес пред-

ставляют результаты изучения влияния повышенных и отрицательных температур, сокращения материало- и энергоемкости в технологии бетона с учетом тепловыделения как внутреннего источника теплоты в зависимости от массивности железобетонных изделий и конструкций.

В свое время нам тоже пришлось обращаться к калориметрии, изучая возможности использования солнечной энергии в так называемой гелиотехнологии бетона на цементах и шлакощелочных вяжущих. Параллельно, одновременно или совместно с Харьковской калориметрической школой, мы убедились в важности данных о тепловыделении и в этом случае.

Как бы завершает книгу третий, небольшой, но возможно самый главный раздел "Информационная технология бетона". Пусть сегодня его можно рассматривать как начало, задел для решения необходимых задач современной строительной технологии проблемы — создания эффективного, долговечного, а значит — конкурентоспособного бетона и железобетона.

Не будет излишним отметить, что вместе с "Избранными трудами" опубликован третий по счету сборник стихов Александра Владимировича. В нем есть юмористические строки, затрагивающие вопросы влияния климата и химических добавок на цемент и бетон, тепловыделение. В этой связи четко просматривается цельность натуры автора, всю жизнь занимающегося одним делом и много достигшего в нем.

Корпорация "Позднякижилстрой" с удовлетворением выступила в роли одного из спонсоров издания не только в силу признания заслуг автора, но и в ожидании результатов совместных работ при решении нелегких задач технологии бетона на основе единства теории, эксперимента и практики технологии бетона.

Н.М.Мхитарян, президент корпорации "Позднякижилстрой", Заслуженный строитель Украины, д-р техн. наук, проф.

* А.В.Ушеров-Маршак: Калориметрия цемента и бетона. Избранные труды. Харьков: Факт, 2002. — 183 с.

**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 огнестойкости 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 огнестойкости;
- конструктивные требования, повышающие предел огнестойкости и обеспечивающие огнестойкость железобетонных конструкций.

При расчете огнестойкости и огнестойкости 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 неопределимость кон-

струкций 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.

Огнестойкость 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 100 руб (без почтовых расходов).

Предварительные заявки принимаются по адресу: Россия, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6 или по факсу 174-7724.

Контактные телефоны: (095) 174-7998, 174-7892, 174-7665.

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженков, 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.Щербakov

Подписано в печать 26.05.2002. Формат 60х88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 644

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

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205

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

UltraTest™

ассоциация
СТРОЙПРИБОР

Представляет:

ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНЫЕ ИЗМЕРИТЕЛИ РАССТОЯНИЙ

Электронная
рулетка
BOSCH DMB5



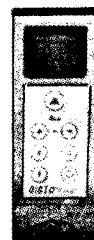
Ультразвуковой
дальномер
BOSCH DUS20



Лазерный
дальномер
BOSCH DLE30



Лазерный
дальномер
DISTO classic



DMB 5 конструктивно выполнена в виде традиционной рулетки со стальной крашенной лентой. Особенностью модели является цифровая индикация результата, возможность хранения его в памяти, функция суммирования, возможность измерения расстояния с учетом корпуса прибора.

DUS 20 прибор имеет узкий (от 4 градусов) угол распространения ультразвука, что сводит к минимуму недостаток ультразвука перед лазером и делает его самым удобным и точным в классе ультразвуковых дальномеров, прибор оснащен целеуказателем, имеет функции суммирования и умножения, хранит в памяти 6 результатов.

DLE 30 прибор гармонично сочетает в себе простоту использования и высочайшую точность. Режимы измерения линейных расстояний, площадьуют от оператора перемножения цифр. Режим непрерывного измерения позволяет определять кратчайшие расстояния между объектами, производить монтажные работы. Режим вычисления неизвестного катета позволяет проводить косвенные измерения в случаях, когда нет доступа к объекту или на пути лазера встречаются препятствия (например: измерение высоты стены с балконом). Прибор оснащен откидным угольником, а для работы в условиях недостаточной видимости имеет подсветку экрана.

DISTO classic профессиональный дальномер, кроме перечисленных для DLE30 функций позволяет складывать и вычитать результаты замеров, хранит в памяти 20 значений, предусмотрено крепление прибора на штатив, установка диоптрического прицела, пузырькового уровня. Богатый набор сервисных функций.

	DMB 5	DUS 20	DLE 30	DISTO classic
Диапазон измеряемых дистанций	0-5 м	0,6-20 м	0,3-30 м	0,3-100 м с отражателем*
Погрешность измерений	-	1%	3 мм	3 мм
Количество измерений от одного комплекта батарей	-	-	5000	3000
Диапазон рабочих температур	-5...+50°C	-5...+50°C	-10...+50°C	-10...+50°C
Питание	1,5 В	4*1,5В	4*1,5 В	4*1,5 В
Вес	220 г	200 г	480 г	360г

БЕСКОНТАКТНЫЕ ИК-ТЕРМОМЕТРЫ



Наименование характеристики	Модификации							
	MT	ST20	ST30	ST60	ST80	MX4	3iM	3iM
Диапазон измерения температуры, °C	-18...+260	-32...+400	-32...+545	-32...+600	-32...+760	-30...+900	600...3000	200...1800
Пределы допускаемой основной относительной погрешности	±2%, но не менее +2°C и не более -2°C при t от -18°C до -1°C, ±3°C при t от -1°C до 260°C	±1%, но не более -1°C или не менее +1°C для t _{изм} 23°C, но не более -2°C или не менее +2°C при t _{изм} = -18...+23°C, но не более 2,5°C или не менее +2,5°C для t _{изм} = -26...-18°C, но не более -3°C или не менее +3°C для t _{изм} = -32...-26°C				±1%, но не более 1°C или не менее +1°C для t _{изм} >23°C, но не более -2°C или не менее -2°C при t _{изм} = -18...+23°C, но не более -2,5°C или не менее +2,5°C для t _{изм} = -26...-18°C, но не более -3°C или не менее +3°C для t _{изм} = -32...-26°C	±1% при t _{изм} = 23 ±3°C, но не более -1°C или не менее +1°C	
Показатель низирования	1:6	12:1	12:1	30:1	50:1	1:60	1:180	1:90
Спектральный интервал, мкм	7-18	7-18	7-18	7-18	7-18	8...14	1,0	1,6
Время установл. показаний (95%), мс	500	500	500	500	500	250	550	550
Диапазон коррекции показаний на излучательную способность	0,95	0,95	0,95	0,1...1,0	0,1...1,0	0,3...1,0	0,10-1,00, шаг 0,01	
Габаритные размеры, мм	152 x 101 x 38	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 170 x 50	208 x 257 x 71	208 x 257 x 71
Масса, г	227	320	320	320	320	485	794	794
Питание, В	9 ± 0,9 В	9 В	9 В	9 В	9 В	4 В	6-9 В, 200 мА	6-9 В, 200 мА

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

Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон /095/ 174 78 01

Санкт-Петербург: телефон /812/ 430 20 65

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru