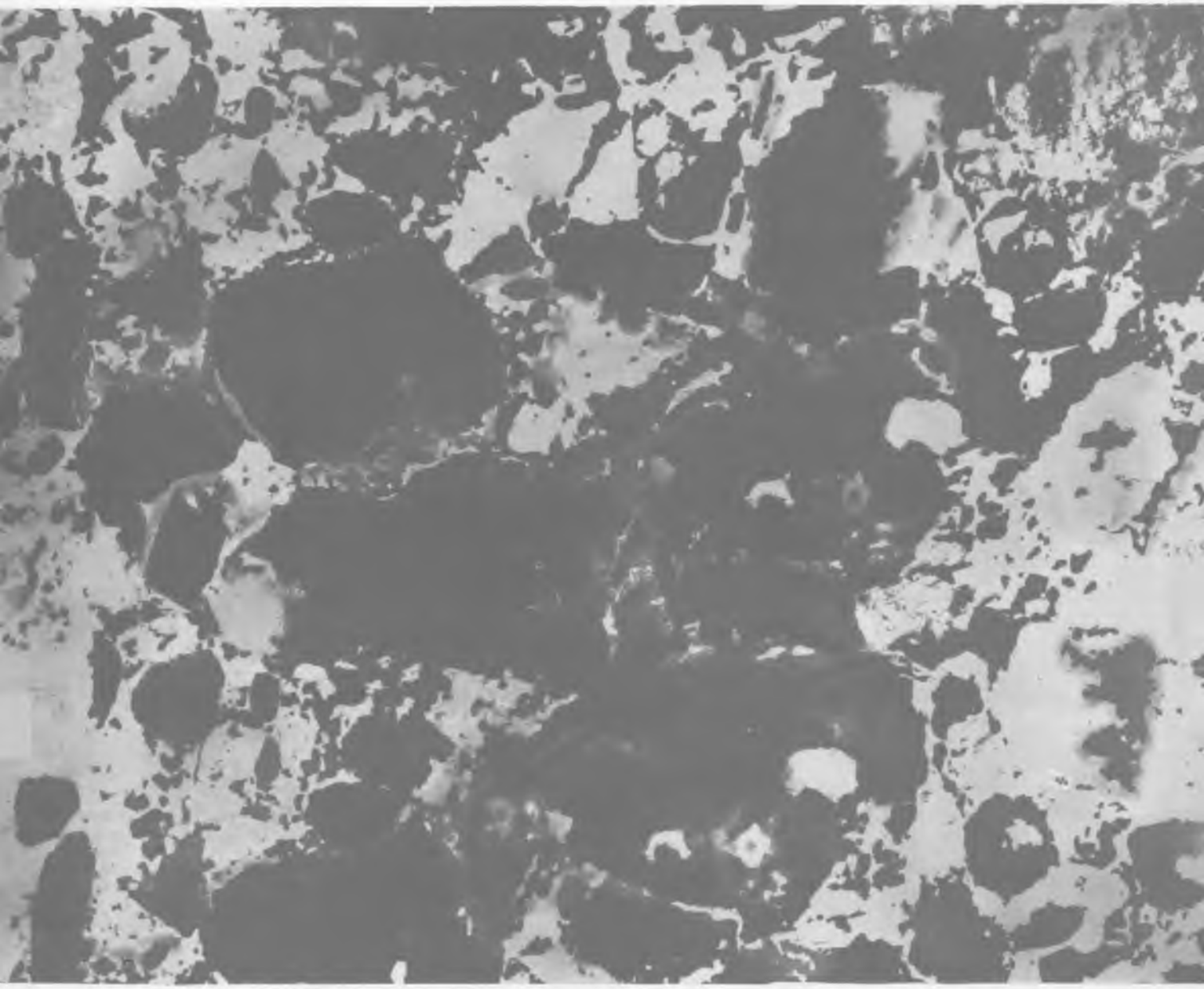
ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3
2006



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ИЗМЕРИТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

ПУЛЬСАР-1.0/1.1/1.2 - ультразвуковые измерители прочности бетона и строительных материалов (ГОСТ 17624, ГОСТ 24332). Сквозное и поверхностное прозвучивание. Режим измерения глубины трещин (Пульсар-1.1), визуализация и обработка сигналов (Пульсар-1.2).

ОНИКС-2.51...54 - измерители прочности бетона, в т.ч. легкого (от 0.5 МПа) методами ударного импульса и отскока (ГОСТ 22690). Интеллектуальная обработка результатов измерений. Диапазон 0.5...100МПа, масса прибора 0.14кг, датчика 0.12кг.

ОНИКС-ОС - измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием (ГОСТ 22690). Исключено проскальзывание анкера. Контроль нагружения, автоматическая обработка данных. Диапазон 5...100МПа, усилие до 50кН, масса 4кг.

ИЗМЕРИТЕЛИ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ ПОКРЫТИЙ

ПОИСК-2.51...52 - измерители толщины защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904). Адаптация к армированию. Диапазоны: H=5...130 мм, L=3...50 мм.

ИНК-2.41...42 - измерители напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362). Автоматический расчет удлинения арматуры. Диапазон напряжений 100...2000 МПа, L= 3...28 м.

МТП-1 - измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения (ГОСТ 30732). Диапазон толщин 5...100 мм, смещений 0...20 мм.

ВИБРОАНАЛИЗАТОРЫ, ВИБРОМЕТРЫ, ИЗМЕРИТЕЛИ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

ВИБРАН-2.0/3.0 - одно- и четырехканальные виброанализаторы. Диапазон частот 0.5...1000 Гц, 200...2000 линий спектра, октавный анализ.

ВИСТ-2.41...43 - универсальные виброметры. Диапазон частот 2...1000 Гц, виброскорости 0.02...500 мм/с, виброперемещения 0.002...10 мм.

ИЧСК-1 - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки различных изделий.

ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ

ВИМС-2.21...23 - универсальные влагомеры: песок, бетон, кирпич (ГОСТ 21718), древесина (ГОСТ 16588) и т.д. (более 30 материалов). Датчики: объемный, планарный, зондовый.

ВИМС-2.10...11 - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), 16 пород, встроенный датчик. Ввод индивидуальных градуировочных зависимостей на любые материалы пользователя.

ВИМС-2.12 - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), бетона, кирпича (ГОСТ 21718). Встроенный датчик. Предусмотрен ввод индивидуальных градуировочных зависимостей.

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

ТЕПЛОГРАФ - прибор для определения сопротивления теплопередаче и мониторинга ограждающих конструкций (ГОСТ 26254), оконных и дверных блоков (ГОСТ 26602.1): 8, 128 датчиков теплового потока и температуры.

МИТ-1 - измеритель теплопроводности материалов методом теплового зонда (ГОСТ 30256). Диапазон 0.03...2 Вт/м К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

ИТС-1 - измеритель теплопроводности материалов и термического сопротивления методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076) и теплового зонда. Диапазон 0.02...1.5 Вт/м К. Размеры образца - 150×150 мм.

РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ТЕРМОМЕТРЫ, ТЕРМОГИГРОМЕТРЫ И ДР.

ТЕРЕМ-4 - многопараметрический регистратор. Применения: мониторинг раскрытия трещин и деформации, тензоизмерения, контроль перемещения, вибраций, температуры, влажности и др. 8...256 каналов, период регистрации 10 с...1 час.

РТМ-5 - система управления ТВО бетона, 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

ТЕРЕМ-3 - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования.

ТЕМП-3 - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков.

ВДЛ-5.2 - вихретоковый дефектоскоп металлов.

Приборы имеют: легкие и удобные датчики, память результатов с фиксацией условий измерения (вид объекта контроля, его параметры, время, дата), связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации. Выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором функций, характеристиками и ценой. Приборы, отмеченные знаком внесены в Государственный реестр средств измерений РФ и республики Беларусь.

454080, Челябинск-80, а/я 12771
т./ф: (351) 265-56-38, 260-87-42, 262-91-69, 262-91-70
http://www.interpribor.ru E-mail: Info@interpribor.ru

г.Москва *НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13*
(095) 789-28-50
г.Санкт-Петербург *тел. (812) 998-45-86*
(812) 570-64-96

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3 (540)
Июнь 2006

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

АРМАТУРА

ТИХОНОВ И.Н., МЕШКОВ В.З., СУДАКОВ Г.Н. О нормировании анкеровки стержневой арматуры 2

КОНСТРУКЦИИ

МУХАМЕДИЕВ Т.А., КУДИНОВ О.В. Увеличение этажности сборных крупнопанельных зданий 7

КОРНИЛОВ В.Г. Каркасные здания с преднапряжением в процессе монтажа 10

БЕТОНЫ

ТОТУРБИЕВ Б.Д., ПОРСУКОВ А.А. Жаростойкое композитное вяжущее 12

ЗОТКИН А.Г. Влияние расхода цемента на эффективность минеральных добавок в бетоне 16

ТЕОРИЯ

ПОПЕСКО А.И., АНЦЫГИН О.И., ДАЙЛОВ А.А. Новый метод расчета несущей способности железобетонных конструкций, работающих в условиях газовой коррозии 20

МИРСАЯПОВ Ил.Т. Усталостное сопротивление изгибаемых элементов действию поперечных сил при средних пролетах среза 23

КОСУХИН М.М., ШАПОВАЛОВ Н.А. Теоретические аспекты механизма действия суперпластификаторов 25

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

ФЕРРАРИ Г., СУРИКО Ф. Самоуплотняющийся бетон для моста "Калатрава" в Венеции 28

КОРОБОВ Н.В., ЕВСТИГНЕЕВ А.Ю., СТАРЧУКОВ Д.С. Новые технологии в области производства бетонов 30

Москва
Издательство
"Ладья"

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

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2006

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

И.Н.ТИХОНОВ, В.З.МЕШКОВ, Г.Н.СУДАКОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

О нормировании анкеровки стержневой арматуры

В настоящее время в РФ значительная часть стержневого арматурного проката наиболее распространенных классов А400 и А500 выпускается с так называемым «европрофилем» с двухсторонне расположенными серповидными поперечными ребрами, форма которого регламентируется СТО АСЧМ 7-93. В западноевропейских странах этот профиль начал широко применяться для стержневой арматуры с начала 70-х годов и к настоящему времени практически полностью вытеснил профили других типов.

До 90-х годов прошлого столетия в нашей стране практически единственным типом периодического профиля стержневой арматуры был профиль так называемой кольцевой конфигурации по ГОСТ 5781 [1]. Требуемая расчетная длина анкеровки арматуры с таким профилем в разные годы назначалась либо без расчета, как равная фиксированному количеству диаметров рабочей арматуры (25…45)d_s [2, 3], либо (позже) определялась расчетом [4, 5] дифференцированно, в зависимости не только от прочности материалов, но и от напряженного состояния окружающего бетона.

По сравнению с «кольцевым» профилем по ГОСТ 5781, геометрия серповидного профиля имеет ряд преимуществ, относящихся к технологичности в современном прокатном производстве. Так, частое расположение поперечных, пересекающихся с продольными, ребер арматуры по ГОСТ 5781 обусловливает ускоренный износ и, следовательно, большой расход дорогостоящих чугунных валков чистовых клетей прокатного стана. Это связано с тем, что в процессе нарезки формующих поперечные ребра канавок на поверхности рабочих калибров валков неизбежны удары при входе рабочего инструмента, которые способствуют образованию микротрещин в хрупком металле валка. При прокатке арматуры на этих участках калибров происходит постепенное выкрашивание чугуна, искажающее форму ребер, в результате чего продукция перестает соответствовать стандарту.

Плавное изменение высоты серповидных поперечных ребер и отсутствие их пересечений с продольными ребрами позволяет также несколько повысить выносливость стержней при воздействии многократно повторяющихся нагрузок.

Существенным недостатком серповидного профиля является сниженная, по сравнению с кольцевым профилем, прочность и жесткость сцепления арматурных стержней с бетоном вследствие меньшей площади смятия поперечных ребер при их увеличенном шаге. Это нашло отражение в нормах проектирования европейских стран. В международных рекомендациях ЕКБ-ФИП 1970 г. и в ряде последующих редакций проекта Еврокода [6, 7, 8] расчетные базовые длины анкеровки арматуры в 1,3…2 раза выше, чем регламентируемые СНиП II-21-75 и СНиП 2.03.01-84*. Эти требования в практически неизменном виде сохраняются в европейских нормах и поныне. Большой объем зарубежных публикаций по исследованиям сцепления за этот период [9] свидетельствует о научной обоснованности таких требований к арматуре с «европрофилем», который уже несколько десятилетий является основным в странах Западной Европы. Это явствует из диаграммы на рис.1, где в ретроспективе приведены значения базовых длин анкеровки арматуры периодического профиля класса А400 (420) диаметром до 20 мм в бетоне класса В25 (М350), установленные нормами проектирования разных стран.

Если на том же рисунке проследить эволюцию требований к длинам анкеровки в нормах проектирования США (ACI 318), то очевидно, что в версиях 1970 и 1983 гг. базовые значения длин анкеровки стержневой арматуры в среднем довольно близко соответствует таковым в СНиП II-21-75, а в действующей в настоящее время версии ACI 318 требуемые длины анкеровки выросли примерно на 70%. Следует заметить, что в США для стерж-

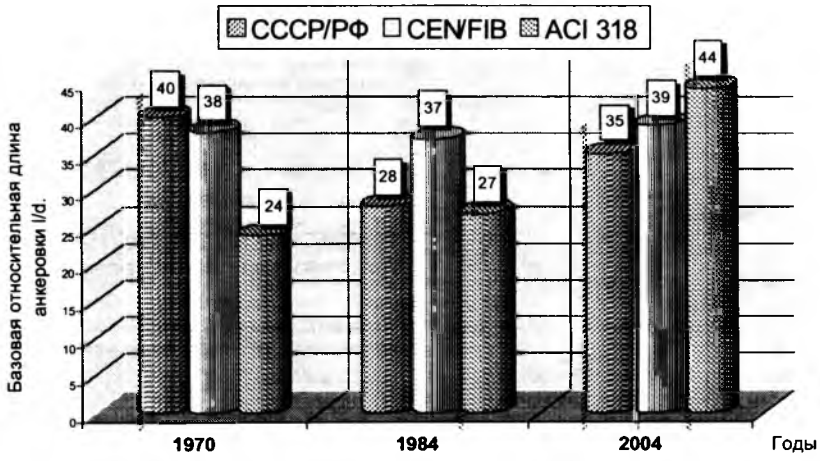


Рис.1. Базовые значения длины анкеровки стержневой арматуры по нормам проектирования СССР (РФ), CEN (FIB), США (ACI-318). Бетон В25 (М350), арматура А400 (АШ) диаметром 16 мм

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

невой арматуры традиционно использовался периодический профиль с поперечными ребрами постоянной высоты, в том числе кольцевой, который и по сей день занимает превалирующее положение в общем объеме применяемой там стержневой арматуры. В последние два десятилетия, как следствие экономической глобализации, профили других видов стали проникать на рынки и США, и стран их традиционного технического влияния. Резонно предположить, что это явилось одной из причин введения в нормы США существенно более консервативных требований к длинам анкеровки и нахлестки.

В России и ближнем зарубежье широкому распространению серповидного профиля также способствовали, с одной стороны, ориентация металлургических предприятий в начале 90-х годов на экспорт большей части проката, а с другой – популярная в то время тенденция к излишне прямолинейному пониманию стратегии гармонизации нашей технической политики с установками развитых западных государств.

В течение ряда лет по трудно теперь объяснимым причинам худшее сцепление с бетоном арматуры с этим видом профиля оставалось как бы незамеченным. Длины заделки и нахлестки арматурных стержней продолжали рассчитывать по формулам СНиП 2.03.01-84* несмотря на то, что нормы проектирования западных стран предъявляют значительно более строгие требования к этим параметрам.

Известно, что требования СНиП 2.03.01-84* создавались на базе глубоких экспериментальных и теоретических научных разработок по сцеплению для арматуры с кольцевым периодическим профилем. Именно этот профиль в 40...50-х годах был выбран как стандартный в СССР из многообразия применяемых за рубежом профилей, в том числе и с серповидными ребрами. Критериями такого выбора была необходимость максимального укорочения длины анкеровки и передачи преднапряжения в сборных изделиях с ограниченными габаритами опорных зон [10], а также общая тенденции к снижению металлоемкости конструкций.

Несмотря на то, что серповидный профиль был энергично включен в стандарты РФ уже к 1993 г., о «гармонизации» нормирования требований к длинам анкеровки и нахлестки вспомнили только через десятилетие. В Украине и Беларуси были проведены исследования, убедительно доказавшие справедливость требований европейских норм (EN 1992-1-1, Eurocode 2), а также то, что «расчетные зависимости СНиП 2.03.01-84* не могут быть использованы для расчета длины анкеровки арматуры серповидного профиля как не обладающие требуемой надежностью» [11]. В нормах Беларуси БНБ 5.03.01-02 [12] и в украинских Рекомендациях [13], составленных в дополнение к СНиП 2.03.01-84*, расчет анкеровки производится практически в полной аналогии с Еврокодом 2.

Наконец, с 2004 г. были изменены в сторону увеличения требования к длине анкеровки и в строительных нормах РФ, что нашло отражение в своде правил по проектированию и строительству «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения» (СП 52-101 2003). В этом документе применен метод расчета длин анкеровки и нахлестки, принятый в Еврокоде 2. Базовую длину анкеровки предлагается определять по формуле

$$l_{o,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}$$

через условное равномерно распределенное по длине анкеровки расчетное касательное напряжение сцепления арматуры с бетоном R_{bond}, которое является функцией расчетного сопротивления бетона растяжению R_{bt} и определяется по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt},$$

где η_1 - коэффициент, учитывающий влияние профиля арматуры, принимаемый равным 2,5 для всех видов периодического профиля арматурного проката; η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры, принимаемый равным 1,0 для диаметров стержней от 10 до 32 мм включительно и 0,9 для диаметров 36...40 мм; u_s – периметр поперечного сечения стержня (по номинальному диаметру).

Правда, в формуле СП 52-101-2003 коэффициент η_1 принят большим против соответствующих значений в Еврокоде 2 и в упомянутых нормативных документах Беларуси и Украины.

Введение в свод правил СП 52-101-2003 довольно умеренного повышения длин анкеровки арматуры было вызвано, по-видимому, соображениями конъюнктурного характера. В отличие от европейских стран, где серповидный профиль занял практически монопольное положение на рынке арматуры, в России, где число производящих арматуру металлургических предприятий велико, продолжают мирно уживаться и серповидный профиль, и традиционный кольцевой профиль по ГОСТ 5781. Это положение допускается действующими стандартами и ТУ на арматурный прокат. Стержневая арматура практически любого класса может иметь один из этих профилей, и следовательно нереально гарантировать проектировщику, что на объект будет поставляться арматура только одного профиля в весь период строительства. Поэтому было сочтено целесообразным принять унифицированное требование к базовой длине анкеровки, дающее некое компромиссное значение $l_{o,an}$ для всех применяемых профилей. Очевидно, однако, что при этом оказалась необоснованно сниженной степень надежности конструкций, армированных стержнями с двухсторонним серповидным профилем.

В СП 52-101-2003 внесен новый класс арматуры А500 для обычного железобетона. Свариваемая арматура этого класса (А500С) общепризнанно обладает оптимальным сочетанием потребительских характеристик. Применение такой арматуры взамен арматуры класса А400 дает ощутимый экономический эффект, и в перспективе она может занять превалирующее положение в структуре потребления арматурного проката.

Нами проведено сравнение группы основных положений учета сцепления и анкеровки, содержащихся в различных нормах проектирования, с аналогичными требованиями СНиП 2.03.01-84*.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Выборочные результаты сопоставительного анализа рекомендаций нормативных документов для сочетания: бетон В25; арматура А500; растянутые стержни; нагрузки непродолжительного действия

Вид расчета	СНиП 2.03.01-84*	СП 52-101-2003	EN 1992-1-1	СП 52-101-2003 в сравнении с СНиП 2.03.01-84* (по основным значениям)	EN 1992-1-1 в сравнении с СНиП 2.03.01-84* (по основным значениям)
Требуемая расчетная длина анкеровки	$l_{an}=(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b}+\Delta\lambda_{an})d_s$=512мм=**32d$_s$**; (при ω_{an}=0,7; $\Delta\lambda_{an}$=11 для растянутой арматуры в растянутом бетоне). Не менее **20d$_s$ или 250мм**	Базовое (основное) значение $l_{an}=\alpha\frac{R_sA_s}{R_{bond}u_s}$=663мм=**41,4d$_s$**; при α=1.0 (для растянутой арматуры). Не менее: **15d$_s$; 200мм; 0,3$l_{0,an}$**	Базовое (основное) значение $l_{b,rqd}=(\varnothing/4)(\sigma_{sd}/f_{bd})$=**46d$_s$**; но не менее **10d$_s$** или **100мм** (при благоприятных условиях бетонирования)	+29%	+44%
Длина перепуска в соединениях внахлестку	$l_{an}=(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b}+\Delta\lambda_{an})d_s$=608мм=**38d$_s$**; (при ω_{an}=0,9; $\Delta\lambda_{an}$=11 в растянутом бетоне). Не менее **20d$_s$** или **250мм**	Базовое (основное) значение $l_F=\alpha\frac{R_sA_s}{R_{bond}u_s}$=796мм=**49,7d$_s$**; при α=1.2 (для растянутой арматуры). Не менее **20d$_s$; 250мм; 0,4$l_{0,an}$**	Базовое (основное) значение $l_0=\alpha_{1...}\alpha_6\ l_{b,rqd}$=**64d$_s$**; но не менее **15d$_s$** или **200мм** (при благоприятных условиях бетонирования)	+31%	+68%
Длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры	$l_a\geq$**5d$_s$** при $Q_{max}\leq Q_b$, иначе $l_a\geq$**10d$_s$**	$l_a\geq$**5d$_s$** при $Q\leq Q_b$, иначе $l_a\geq l_{an}$, но не менее **15d$_s$** или **200мм**	-	+50%	-
Длина нормальных анкеров закладных деталей	$l_{an}=(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b}+\Delta\lambda_{an})\ d_s$=**(23-32)d$_s$**; (при ω_{an}=0,5, $\Delta\lambda_{an}$=8 для анкеров в умеренно сжатом на 0,25-0,75% бетоне и ω_{an}=0,7, $\Delta\lambda_{an}$=11 для растянутых анкеров в растянутом бетоне).	Базовое (основное) значение для растянутых анкеров $l_{an}=\alpha\frac{R_sA_s}{R_{bond}u_s}$=**(29-41,4)d$_s$**; ($\alpha$=0,7 при допустимом уменьшении длины анкеров в зависимости от поперечной арматуры, сосредоточенных анкеров и поперечного обжатия; в других случаях α=1,0).	-	+26%	-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В таблице приводятся результаты этого сравнительного анализа для случая наиболее часто встречающегося сочетания бетона класса В25 и арматуры класса А500 диаметром 16 мм (растянутых стержней) в условиях нагрузок непродолжительного действия. Следует заметить, что помимо рассмотренных в таблице параметров эффективность профиля арматуры и способ учета сцепления влияют также и на расчет ширины раскрытия трещин, длины зоны передачи предварительного напряжения на бетон, длины заведения обрываемых в пролете стержней за точку теоретического обрыва, на расчет усилия, воспринимаемого анкеруемым стержнем, в том числе за наклонной трещиной и др.

Выявлено, что в соответствии с положениями свода правил по всем позициям проведенного сравнения для обеспечения надлежащего уровня надежности требуется увеличивать объем армирования стыков и иных зон ответственности по сцеплению на 30% и более по сравнению с расчетами по СНиП 2.03.01-84*. При этом переход на новую модель расчета все еще не обеспечивает уровень надежности, установленный в европейских, украинских или белорусских нормах. Имеется в виду, что в своде правил для расчетного сопротивления сцепления R_{bond} в СП введен общий для всех видов профиля коэффициент η_1=2,5 против коэффициента 1,16...2,25 в Еврокоде 2. При расчете по Еврокоду соответствующие расчетные длины оказываются в зависимости от условий бетонирования элемента в 1,5...2 раза выше требуемых по СНиП 2.03.01-84*.

По ориентировочным подсчетам, использование установленной сводом правил процедуры расчета анкеровки и нахлестки применительно ко всей массе стержневого арматурного проката приведет к ежегодному дополнительному расходу стали, составляющему в денежном выражении сумму порядка 4...5 млрд. руб. Более того, увеличение длин анкеровки в положениях СП 52-101-2003 относительно предшествующего СНиП 2.03.01-84* заставляет рассматривать как не отвечающие современным требованиям по надежности уже возведенные сооружения, рассчитанные и запроектированные по СНиП 2.03.01-84*, в которых применена стержневая арматура с профилем европейского типа по СТО АСЧМ 7-93.

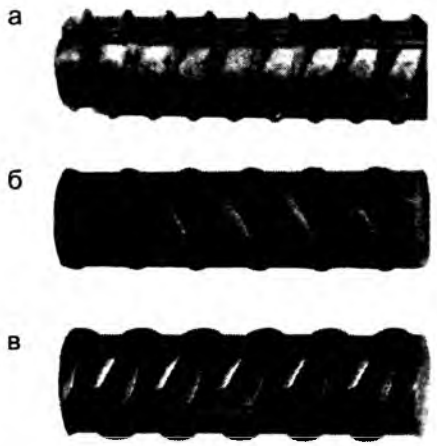


Рис. 2. Основные типы периодического профиля

а — кольцевой, ГОСТ 5781, $f_R \geq 0,1$ (не нормируется); б — серповидный двухсторонний, СТО АСЧМ 7-93 $f_R \geq 0,056$; в — серповидный четырехсторонний, ТУ 14-1-5526-2006 $f_R \geq 0,075$

Представляется, что избежать дальнейшего негативного развития сложившейся ситуации можно было бы путем создания и внедрения в нашей стране такого арматурного проката, периодический профиль которого сочетал бы в себе основные преимущества «европрофиля» с одновременным сохранением высокой эффективности сцепления на уровне профиля по ГОСТ 5781.

В НИИЖБе специально для арматуры класса прочности 500 МПа был разработан оригинальный арматурный профиль (патент РФ №2252991) с условным названием «серповидный четырехсторонний», который, объединяя в себе положительные особенности как кольцевого, так и серповидного профилей, имеет показатели прочности сцепления с бетоном даже более высокие, чем у профиля по ГОСТ 5781. Кроме того, он позволяет без прокатной маркировки специальных символов безошибочно идентифицировать класс прочности арматуры на поверхности стержней (рис.2), что практически исключает возможность случайного попадания в конструкции арматуры низшего класса прочности. Заметим, что целесообразность придания индивидуальной формы профиля для арматурного проката различной прочности подчеркивалась проф. А.А. Гвоздевым еще в 1955 г. [14], что позднее и было у нас реализовано применительно к классу А-III. Этот способ идентификации класса арматуры благополучно используется в Германии и по сей день.

По сравнению с двухсторонним серповидным, новый профиль позволяет при той же высоте поперечных ребер повысить их относительную площадь смятия f_R в 1,3...1,4 раза при том что шаг ребер в каждом ряду возрастает на 10...15%. Увеличенный шаг расположенных вразбежку поперечных выступов облегчает внедрение между ними зернам крупного заполнителя, что повышает и прочность, и жесткость сцепления. Четырехрядная компоновка ребер делает распределение расклинивающих бетон усилий распора, возникающих в зонах анкеровки или нахлестки арматуры, более равномерным по контуру сечения стержня.

Как показали опытно-промышленные прокатки арматуры с новым профилем, уменьшение более чем в два раза, по сравнению с профилем по ГОСТ 5781, количества поперечных ребер, пересекающихся с продольными, а следовательно увеличение более чем в два раза расстояния между ними, позволило исключить образование вышеописанных дефектов чугунных валков, повысить их износостойкость и обеспечить стабильно качественное нанесение периодического профиля.

Преимущества формы нового профиля подтвердили проведенные в НИИЖБе сравнительные исследования взаимодействия с бетоном стержней с кольцевым профилем по ГОСТ 5781, с серповидным двухсторонним по СТО АСЧМ 7-93 и новым (серповидным четырехсторонним) [15, 16]. Также обнаружена способность стержней с новым профилем при определенных условиях сохранять максимально достигнутую прочность сцепления даже при значительных пластических деформациях стерж-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

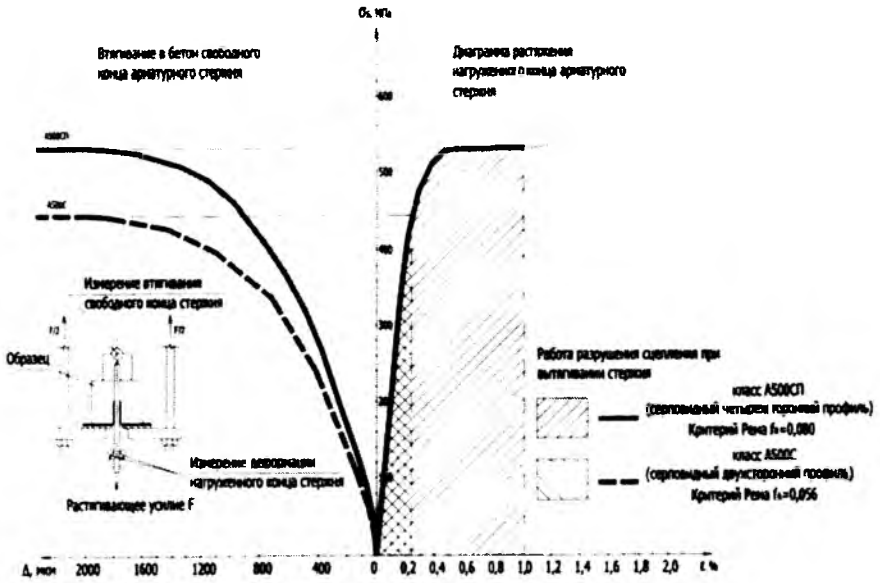


Рис. 3. Деформации втягивания незагруженного конца стержня и энергоемкость разрушения сцепления арматуры с бетоном (профили: серповидные четырехсторонний и двухсторонний) Rв = 41,6 МПа; Ø16, lan = 8d (130 мм)

ней при напряжениях на уровне предела текучести и даже выше. В аналогичных условиях стержни и серповидного двухстороннего, и кольцевого профиля теряют прочность сцепления при значительно меньших пластических деформациях. Это означает, что затрата энергии на разрушение сцепления (энергоемкость сцепления) при испытаниях на вытягивание, которая на рис.3 выражена как площадь под диаграммой растяжения загруженного конца стержня, для нового профиля заметно выше. Это очень существенный фактор увеличения стойкости конструкции против прогрессирующего разрушения в условиях запредельной (катастрофической) стадии работы.

Усталостные испытания различных образцов проката показали, что по выносливости стержни с новым профилем не уступают стержням с профилем по СТО АСЧМ 7-93. Это объясняется более чем вдвое уменьшенным, по сравнению с ГОСТ 5781, числом пересечений продольных и поперечных ребер, а также исключением замкнутости формы поперечных ребер (высота всех ребер плавно сводится на нет).

К новому профилю проявили интерес современные металлургические предприятия, для которых в экономическом плане весьма выгодно расширение производства проката прочностью 500 МПа. Западно-Сибирский металлургический комбинат, поставляющий около 30% всей ненапрягаемой арматуры в России, уже в 2006 г. значительную часть арматурного проката этой прочности будет производить с четырехсторонним серповидным профилем по ТУ 14-1-5526-2006 «Арматурный прокат класса А500СП с эффективным периодическим профилем».

Выводы

Изложенные выше соображения указывают на целесообразность корректировки свода правил СП 52-101-2003, позволяющей дифференцировать требования к анкеровке стержневой арматуры периодического профиля в зависимости от вида профиля, отказавшись от унифицированного подхода. Так, для двухстороннего серповидного профиля, на наш взгляд, следовало бы принять во внимание заграничный опыт применения подобного профиля и установить требования к длинам анкеровки и нахлестки, идентичные таковым Еврокода 2 и норм стран ближнего зарубежья.

Для профилей с более интенсивной по сцеплению формой (кольцевого по ГОСТ 5781 и серповидного четырехстороннего) требования к значениям длин анкеровки и нахлестки могли бы быть максимально приближены к тем, которые содержались в СНиП 2.03.01-84*. Принятая в Своде правил рациональная и простая в применении методика расчета длин анкеровки и нахлестки позволяет легко это реализовать.

Предлагается в пункте 8.3.21 СП 52-101-2003 установить отдельные требования для двух групп периодических профилей горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры:

- серповидного двухстороннего профиля по СТО АСЧМ 7-93 и ГОСТ 10884;
- кольцевого профиля по ГОСТ 5781 и нового серповидного четырехстороннего профиля по ТУ 14-1-5526-2006.

Коэффициент η_1 в формуле 8.2, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, может быть принят равным 2,25 для арматуры с профилями первой группы и 3,0 для арматуры с профилями второй группы.

Учитывая указанные недостатки кольцевого профиля по ГОСТ 5781, следует рекомендовать металлургам сокращать его производство, а строителям не применять арматуру с этим профилем в ответственных зданиях и сооружениях, подвергающихся при эксплуатации динамическим нагрузкам и проектируемых с учетом исключения возможности прогрессирующего обрушения.

Библиографический список

1. **ГОСТ 5781-82*.** «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций».
2. **СН 15-57.** «Инструкция по конструированию элементов железобетонных конструкций».
3. **СНиП 11-В.1-62*.** Часть 11, раздел В. Глава 1. «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». Москва. 1970.
4. **СНиП 11-21-75.** «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования». Москва. 1976.
5. **СНиП 2.03.01-84*.** «Бетонные и железобетонные конструкции». Москва. 1985.
6. **Международные.** рекомендации для расчета и осуществления обычных и предварительно напряженных железобе-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

тонных конструкций. ЕКБ, ФИП. Пер. с французского. НИИЖБ, ПЭМ ЦИНИС Госстроя СССР,1970.

7. **CEB-FIP** International Recommendations. Volume II. CEB-FIP Model code for concrete structures, 3rd edition 1978.

8. **EN 1992-1-1**. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels (April 2003).

9. **Bond** of reinforcement in concrete. State-of-art report by Task group Bond models. FIB bullenin 10 (August 2000)

10. **Мулин Н.М**. Стержневая арматура железобетонных конструкций. Москва, Стройиздат, 1974.

11. **Климов Ю.А**. Исследования и нормирование механических характеристик и служебных свойств арматурного проката по ДСТУ 3760-98. Опыт применения в конструкциях из обычного и предварительно напряженного железобетона. II Всероссийская (международная) конференция по бетону и железобетону. Том 5. Москва, 2005.

12. **СНБ 5.03.01-02**. «Бетонные и железобетонные конструкции». Минск, 2003.

13. **Рекомендации** по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. Киев. 2002.

14. **Гвоздев А.А.** Требования к профилям для арматуры железобетонных конструкций. Рационализация профилей проката. Профиздат, 1956.

15. **Освоение** производства и исследование потребительских свойств арматурной стали класса А500С с периодическим профилем, обеспечивающим повышенное сцепление с бетоном. Отчет НИИЖБ, 2004.

16. **Разработка НТД**, исследование потребительских свойств, опытное и промышленное внедрение арматурного проката класса А500С с четырехсторонним периодическим профилем. Отчет НИИЖБ, 2005.

КОНСТРУКЦИИ

Т.А.МУХАМЕДИЕВ, д-р. техн. наук, О.В.КУДИНОВ, инж. (НИИЖБ)

Увеличение этажности сборных крупнопанельных зданий

Строительство сборных крупнопанельных железобетонных зданий ведется в нашей стране уже многие десятилетия. Основным назначением подобных зданий является муниципальное (не элитное) жилье средней комфортности, а высота этих зданий обычно составляет 16 этажей. Существующие рекомендации по проектированию крупнопанельных зданий ориентированы в основном на расчет и конструирование зданий такой этажности [2, 3].

В настоящее время имеется тенденция к увеличению этажности крупнопанельных зданий, что обусловлено ограниченностью свободных земельных участков и наличием производственной базы в виде существующих заводов крупнопанельного домостроения, выпускающих соответствующую продукцию. В крупных городах, особенно в таких, как Москва, Санкт-Петербург и других, возникает проблема повышения этажности крупнопанельных зданий до 24 этажей и более.

Увеличение этажности крупнопанельных зданий приводит к существенному повышению усилий в элементах зданий, особенно в узловых сопряжениях, в основном обеспечивающих общую конструктивную жесткость зданий, от действия горизонтальных (ветровых) и вертикальных нагрузок.

В связи с этим к зданиям с увеличенной этажностью следует предъявлять повышенные требования по обеспечению прочности и ограничению общей деформативности конструктивной системы. Кроме того, это необходимо для предотвращения прогрессирующего разрушения при чрезвычайных локальных воздействиях, особенно опасных по тяжести последствий для зданий с увеличенной этажностью.

Повышение этажности крупнопанельных зданий и связанное с этим увеличение горизонтальных и вертикальных нагрузок требует разработки различных конструктивных мероприятий, обеспечивающих прочность и устойчивость таких зданий. При этом следует иметь в виду, что геометрические размеры стеновых панелей во многом зависят от существующего парка форм на заводах крупнопанельного домостроения, и при разработке конструктивных мероприятий учитывать это обстоятельство.

Для обеспечения прочности и устойчивости сборных крупнопанельных зданий повышенной этажности необходимо прежде всего обеспечить надежное соединение сборных стеновых панелей между собой и с панелями перекрытий, создающих общую жесткую конструктивную систему здания. Соединение сборных элементов между собой может выполняться с помощью стальных связей, заанкеренных в бетоне сборных элементов и соединенных с арматурой, располагаемой в этих элементах, или путем создания шпонок на торцевых поверхностях стеновых панелей и заполнения швов между панелями мелкозернистым бетоном.

Стальные связи (через закладные детали) соединяют стеновые панели, расположенные как в одной плоскости, так и во взаимно перпендикулярных плоскостях, а также стеновые панели и плиты перекрытий. С этой целью связи устанавливаются в необходимом ко-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

личестве по высоте и ширине (длине) панели.

При воздействии вертикальных и горизонтальных нагрузок на крупнопанельное здание в стальных связях возникают растягивающие, сжимающие и сдвигающие усилия в различных направлениях. Поэтому основное требование, предъявляемое к стальным связям, заключается в том, чтобы они обладали достаточной прочностью и в то же время сравнительно небольшой податливостью, обеспечивая ограниченные перемещения между сборными элементами.

Стыковые соединения панелей с использованием мелкозернистого бетона и шпонок могут воспринимать только сдвигающие и сжимающие усилия в плоскости стыка. При этом надежность работы таких стыков, особенно вертикальных, существенно зависит от качества их выполнения. Поэтому для повышения надежности работы крупнопанельного здания целесообразно в основном полагаться на работу стальных связей.

Увеличение сжимающих усилий в стеновых панелях крупнопанельных зданий повышенной этажности может потребовать усиления самих стеновых панелей и горизонтальных стыков между ними (платформенных, контактных).

Усиление стен и горизонтальных стыков достигается увеличением размеров стеновых панелей (что зависит от существующего парка форм на заводах), либо повышением класса бетона стен, класса мелкозернистого бетона стыка, увеличением армирования стеновой панели и устройством косвенного армирования на участках стеновых панелей, примыкающих к стыку.

Обеспечение необходимой прочности и жесткости крупнопанельных зданий повышенной этажности может быть также достигнуто установкой дополнительных стальных связей, что естественно приводит к большому расходу металла и большей трудоемкости работ по соединению стеновых панелей.

Альтернативным конструктивным решением является включение в крупнопанельные здания монолитных участков. В монолитном железобетоне могут быть выполнены, например, нижние этажи здания в таком количестве, при котором удовлетворяются требования к прочности и жесткости остальной части крупнопанельного здания. Другим вариантом является включение в крупнопанельное здание вертикальных монолитных элементов в виде отдельных монолитных стен, монолитных стен лифтовых шахт, лестничных клеток и т.д. В этом случае повышенная жесткость монолитных вертикальных элементов также позволит обеспечить необходимую прочность и жесткость крупнопанельного здания повышенной этажности.

Кроме того, значительное влияние на распределение усилий в стеновых панелях, на общую жесткость и устойчивость здания оказывают принятые конструктивные решения фундаментных конструкций. Наиболее целесообразным конструктивным решением фундаментов крупнопанельных зданий повышенной этажности является устройство жесткого плитно-свайного или плитного (в зависимости от характеристик основания здания) фундамента под всем зданием. В этом случае снижается крен здания в результате неравномерного давления на основание от горизонтальных нагрузок, уменьшаются усилия в стыковых соединениях, уменьшается горизонтальное перемещение верха здания и обеспечивается общее восприятие повышенных вертикальных и горизонтальных нагрузок основанием.

Применение регулярной несущей конструктивной системы (как в плане, так и по высоте здания) обеспечивает более равномерное распределение усилий в несущих вертикальных конструкциях и горизонтальных стыках, уменьшает сдвиговые деформации и усилия в вертикальных и горизонтальных стыковых соединениях сборных элементов, что повышает сопротивляемость конструктивной системы прогрессирующему разрушению и обеспечивает более равномерное распределение усилий по площади фундамента.

Для решения вопроса о возможности возведения крупнопанельных зданий повышенной этажности были рассмотрены жилые дома, возводимые ООО "ОКС СУ-155 " по проекту ОАО "МОСПРОЕКТ", в 24-этажном варианте, выполненному на базе 16-этажных домов из сборных железобетонных панелей каталога И-155.

24-этажные здания предусмотрены двух типов: башенного и секционного, каждый из которых выполняется в двух вариантах - для муниципального и для коммерческого строительства.

Здания запроектированы с нерегулярной конструктивной системой, включающей внутренние поперечные и продольные несущие стеновые панели, наружные навесные ненесущие стеновые панели, наружные торцевые несущие стеновые панели и сборные плиты перекрытий. Высота типового этажа составляет 3 м, пролеты плит (расстояния между стеновыми панелями) - до 7 м.

На рис. 1 и 2 представлены общий вид конструктивной системы здания башенного типа и план расположения стен.

Стеновые панели внутренних стен выполняются сплошными железобетонными толщиной 200-450 мм из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В30. Наружные стеновые панели выполняются трехслойными с гибкими связями.

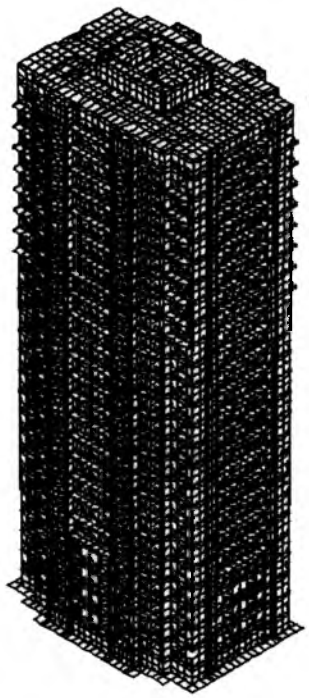


Рис. 1. Общий вид конструктивной системы здания башенного типа

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

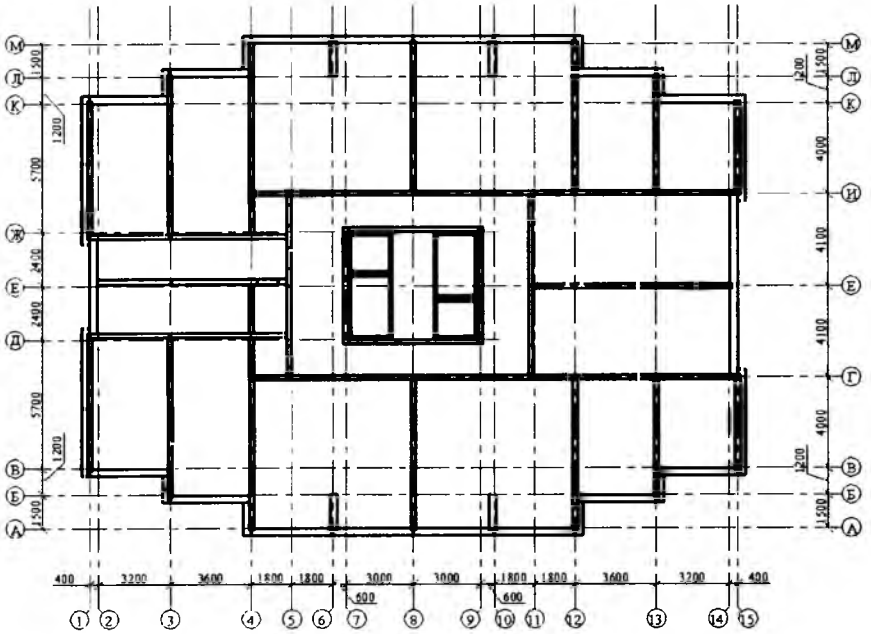


Рис. 2. План расположения стен здания башенного типа

Панели перекрытий выполняются сплошными и многопустотными толщиной 220 мм из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В25. Опирание плит перекрытий на стеновые панели по торцам плит осуществляется с помощью специальных выступов ("лапок").

Для соединения внутренних стеновых панелей по высоте применяются платформенные и комбинированные (контактно-платформенные) горизонтальные стыки с заполнением шва толщиной 20 мм мелкозернистым бетоном класса по прочности на сжатие В15. Вертикальные стыки внутренних стеновых панелей выполняются без шпонок с заполнением шва толщиной 20 мм мелкозернистым бетоном класса по прочности на сжатие В15.

Соединение стеновых панелей между собой и с плитами перекрытий, кроме того, осуществляется с помощью стальных связей, располагаемых по длине горизонтальных и вертикальных швов. Стальные связи между сборными элементами выполняются путем установки в сборных элементах закладных деталей, которые соединяются между собой стальными элементами с помощью сварки. Для соединения сборных элементов используется большое количество различных по конструкции стальных связей, которые обеспечивают восприятие растягивающих, сдвигающих и сжимающих усилий, возникающих между стыкуемыми сборными элементами.

Общая жесткость и устойчивость рассматриваемых крупнопанельных зданий этой серии обеспечивается перекрестной системой несущих продольных и поперечных стен и плит перекрытий, объединенных в пространственную систему замоноличенными стыковыми соединениями и стальными связями.

Для 24-этажного варианта были произведены расчеты зданий на общую устойчивость, жесткость конструктивной системы в целом (горизонтальное перемещение верха здания и ускорение колебаний перекрытий верхних этажей от пульсационной составляющей ветровой нагрузки), прочность, трещиностойкость и деформативность сборных элементов и стыков между ними, способность противостоять прогрессирующему разрушению.

В расчетах учитывалась податливость стыковых соединений между стеновыми панелями, между стеновыми панелями и плитами перекрытий, между плитами перекрытий. Учитывалась работа стыков на растяжение, сжатие и сдвиг.

Как показал анализ, при применении конструктивных решений 16-этажного здания для зданий в 24 этажа и более полносборное конструктивное решение не обеспечивает требуемое ограничение по горизонтальному перемещению верха здания, вследствие крена здания, вызванного деформацией грунтов основания [1]. Прочность несущих стен и стыковых соединений сборных элементов нижних этажей оказалась недостаточной для восприятия действующих в них усилий.

Кроме того, с повышением этажности в зданиях возникает повышенная опасность прогрессирующего разрушения.

С учетом вышесказанного, в конструктивную систему зданий были внесены соответствующие изменения и произведены дополнительные расчеты зданий. В частности, в расчетах был предусмотрен жесткий свайно-плитный фундамент, подвальный этаж выполнялся в монолитном варианте, были увеличены класс бетона и армирование сборных стеновых панелей нижних этажей, повышен класс мелкозернистого бетона стыков, усилены закладные детали, часть платформенных стыков заменена на комбинированные.

Анализ произведенных расчетов показал, что принятые конструктивные решения являются достаточно эффективными для зданий подобной конструктивной системы. Несущая способность, жесткость и устойчивость рассмотренных 24-этажных зданий оказались достаточными.

Библиографический список

1. **СНиП 2.01.07-85*** Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения). – М.:ГУП ЦПП, 2003. – 44с.

2. **Дроздов П.Ф.** Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов - М.: Стройиздат, 1986. – 351с.

3. **Пособие** по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В.Г.КОРНИЛОВ, канд.техн. наук (ЗАО «Курортпроект»)

Каркасные здания с преднапряжением в процессе монтажа

В связи с проблемой строительства доступного жилья для россиян полезно оценить с новых позиций прежний опыт крупнопанельного домостроения – основы успешного массового строительства жилья в б. СССР.

Крупнопанельная система имела существенные недостатки: большой удельный расход железобетона, достигавший 0,8-1,0 м^3 и более на 1 м^2 общей площади; мелкоячеистая планировочная структура дома, диктуемая частым расположением внутренних несущих стен, что исключало возможность свободной планировки квартир и их перепланировки в процессе эксплуатации.

Существенные преимущества имеют современные сборные каркасные системы, одной из которых является система каркасных зданий с преднапряжением арматуры в построечных условиях. Ее основными достоинствами являются примерно вдвое меньший удельный расход железобетона на несущие конструкции и возможность свободной планировки помещений.

Появлению такой конструктивной системы зданий — JMS (Институт материалов Сербии) мы обязаны югославскому академику Бранко Жежелю (патент СФРЮ №25 452, заявлено 7.12.62г.). Помимо Югославии, где по этой системе в 80-х годах строилось более 80% всех жилых домов, она применялась в Италии, Венгрии, Австрии, на Кубе, в Египте, Анголе, Эфиопии, Кении. В свое время ТбилЗНИИэпом была разработана типовая серия 1.120.1-1с "Конструкции каркаса жилых и общественных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях для строительства в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов", а "Курортпроектом" предложена система конструкций "КПНС" для зданий различного назначения, включая производственные, для сейсмических и обычных условий. В б. СССР по этим и другим проектам было построено более 500 тыс. м^2 общей площади, в том числе производственное с полезной нагрузкой 1600 кгс/м^2 (здание АТС в г. Чебоксары). Весьма полные описания этой системы приведены в работах [1, 2, 3].

На рисунке показана схема системы JMS. Каркас состоит из гладких (без консолей) колонн высотой 1-3 этажа, имеющих в уровне перекрытий отверстия для пропуска напрягаемой канатной арматуры в двух направлениях. Сборные плиты перекрытий, обычно ребристые размером на ячейку, в процессе монтажа укладывают на монтажные столики, закрепляемые к колоннам.

Напрягаемую арматуру располагают в открытых каналах между соседними плитами по внутренним осям, либо между плитой и бортовой балкой или консольной плитой по крайним осям, пропуская ее через отверстия в колоннах. Затем треугольные зазоры между колонной и примыкающими к ней плитами заполняются бетоном. После его

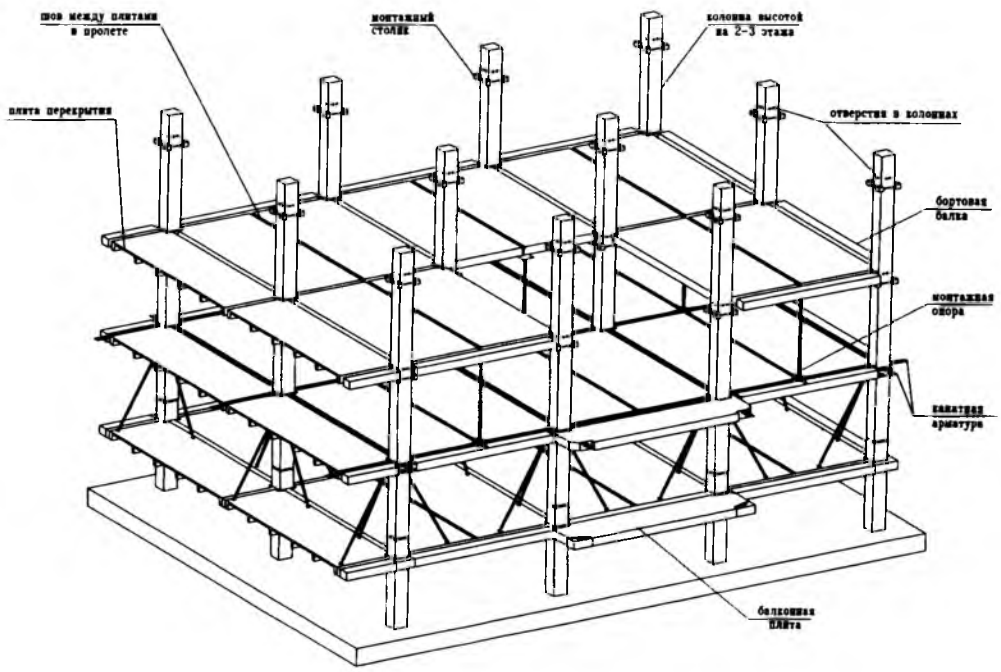


Схема конструктивной системы JMS

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

твердения производят натяжение канатной арматуры по установленной проектом технологии. Обычно натяжение выполняют в два этапа: сначала натягивают прямолинейные канаты не на полное усилие; после этого инъецируют раствором отверстия в колоннах, где проходит арматура. Когда раствор наберет прочность, производят отгиб канатов вниз с помощью поперечных домкратов поочередно от пролета к пролету, в результате чего в канатах достигается проектное усилие. При этом необходимо следить, чтобы не происходило проскальзывания каната внутри колонны (из-за недостаточной прочности раствора). В противном случае проскальзывания могут накапливаться, что не позволит отогнуть арматуру в последних пролетах из-за недопустимо больших усилий в канате. После бетонирования швов, в которых проходят канаты, монтаж перекрытия заканчивается.

В процессе монтажа следует обращать внимание на устойчивость плит при отгибе арматуры. Дело в том, что направленные вверх усилия в точках перегиба канатов обычно превосходят собственную массу сборных плит, и существует вероятность выброса их вверх. Устойчивость обеспечивается изгибающими моментами в узлах примыкания перекрытия к колоннам, при этом возникающие здесь краевые напряжения в бетоне являются расчетными и примерно вдвое превышают напряжения в узле в эксплуатационной стадии. Поэтому прежде чем производить отгибы, необходимо убедиться в достаточной прочности бетона замоноличивания швов между плитами и колонной.

В случае здания со сложным планом, имеющим выступающие наружу, либо западающие внутрь объемы, необходимо проверять последовательность натяжения канатов. Возможная при этом неравномерность обжатия диска может приводить к недопустимому раскрытию трещин в швах между некоторыми плитами и колоннами. Для таких расчетов можно рекомендовать использовать методику, изложенную в работах [4, 5].

Обратим внимание на то, что напрягаемая арматура проходит непрерывно на всю длину и ширину здания, и при натяжении сразу все плиты по продольной или поперечной оси здания оказываются соединенными с колоннами без применения трудоемкой, трудно контролируемой и весьма длительной по времени сварки, что выгодно отличает рассматриваемую систему от других сборно-монолитных систем. Ячейки между колоннами могут заполняться двумя и более элементами (одно- , двух- , трехэлементные и т.д. перекрытия). Перекрытия, устраиваемые из двух и более элементов, обычно стягивались в пролете дополнительной напрягаемой арматурой, проходящей в закрытых каналах в ребрах плит. Натяжение этой арматуры производили после натяжения арматуры вдоль осей колонн (при строительстве домов в Москве по Веерной ул. дополнительная стягивающая арматура была, по предложению автора статьи, исключена).

Представляется, что система JMS явилась наиболее изящным и выдающимся изобретением XX века в области строительных конструкций. Исключительной особенностью, принципиально отличающей ее от всех других конструктивных систем, является то, что в процессе монтажа каркаса происходит натурное испытание его основных несущих элементов (канатов, анкерных креплений, прочности бетона колонн и плит на сжатие в узлах и их контакта) на нагрузки, превышающие расчетные в процессе эксплуатации. Дело в том, что анкеровка канатов требует некоторой их перетяжки, чтобы компенсировать проскальзывание анкера при "закусывании" каната. Например, на строительстве дома в Тбилиси при натяжении арматуры произошло разрушение плиты вследствие недостаточной прочности бетона в зоне контакта с колонной. Плита была заменена, и монтаж продолжен. На строительстве здания в Москве при натяжении арматуры повернуло бортовую балку на 30° относительно продольной оси вследствие того, что один из швов в зоне контакта не был заполнен бетоном. Пришлось демонтировать натянутые здесь канаты и установить балку по проекту. Отмечены случаи проскальзывания некачественных анкеров при натяжении арматуры, и приходилось производить их замену.

Положительные особенности преднапряжения арматуры (если быть более строгим, то следует писать "преднапряжения арматуры и бетона") этим не ограничиваются. Преднапряжение, т.е. создание в конструкции начальных усилий, сообщает ей внутреннюю, весьма большую энергию. Нетрудно показать, что затрачиваемой при натяжении работы достаточно, чтобы приподнять над землей весь каркас здания (!). При разрушении некоторых элементов (связей) внутренняя энергия преднапряжения становится побудителем перемещений, вызывающих перераспределение усилий в оставшихся элементах конструкции. Поэтому уровень внутренней энергии может служить показателем приспосабливаемости конструкции к внешним воздействиям.

Рассматриваемая конструктивная система не склонна к прогрессирующему разрушению. Легко убедиться, проведя численный эксперимент, что удаление на первом этаже многоэтажного здания одной колонны и даже, быть может, нескольких, не являющихся соседними, не приводит к разрушению здания. Естественно, произойдут значительные прогибы, появятся трещины и эксплуатация здания окажется, скорее всего, невозможной, но при этом не погибнут находящиеся в нем люди. Другие типы известных сборных и монолитных железобетонных систем таким свойством не обладают. Разумеется, что обсуждаемая конструктивная система не может полностью противостоять природным катастрофическим воздействиям или последствиям терактов, но при прочих равных условиях она безопаснее всех других железобетонных систем, включая монолитные. Создание и становление системы JMS сопровождалось значительным объемом научно-исследовательских и конструкторских работ в Югославии, б. СССР и США (Калифорнийский университет), поэтому справедливо отнести ее к разряду высоких технологий в области строительства.

Еще не так давно в нашей стране считалось, что "основным направлением дальнейшего развития жилищно-гражданского строитель-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ства является крупнопанельное домостроение". Были, однако, и "отдельные исключения". Они допускались для сейсмических районов и в Москве ("московский каркас", где имелась ранее созданная производственная база, заводы ЖБИ). Эта стратегия имела свое технико-экономическое обоснование: каркасное здание сравнивалось с крупнопанельным или кирпичным. Но в те времена наружные и внутренние стены и перегородки делали либо из кирпича, либо из керамзитобетона, которые сами по себе являются несущими. Когда же на каркас "навешивали" кирпич или керамзитобетон, экономика этого не выдерживала. Потому в те годы и родился миф о "неэффективности" каркасных конструкций.

В связи с этим представляет интерес география применения системы JMS в мировой практике. Наибольшее распространение каркас получил в странах с тоталитарными режимами и командными методами управления. Дело в том, что строительство завода по производству сборных железобетонных изделий может окупиться только при достаточно большом объеме возведения домов, что весьма рискованно в условиях рынка. Поэтому применение, например, монолитных конструкций, не требующих дорогостоящей производственной базы и позволяющих получать безусловно большее разнообразие архитектурных форм зданий, оказывается менее рискованным, несмотря на то, что монолитные дома, как правило, более материалоемки по расходу бетона, опалубки и арматурной стали.

Однако при этом нужно учитывать, что работа на строительной площадке под открытым небом и с постоянными переездами работающих с места на место менее предпочтительна, чем работа на заводе, где могут быть созданы более комфортные условия.

В б. СССР за многие годы была создана мощная база полносборного домостроения, по техническому уровню безусловно лучшая в мировой практике; подготовлены высококвалифицированные кадры рабочих, инженерно-технических работников и проектировщиков. Переход на монолитный железобетон в климатических условиях нашей страны оказался не столь благоприятным, как это вначале казалось. Ввиду необходимости решения социальных проблем по обеспечению широких слоев населения доступным по стоимости жильем настало время вспомнить еще не утерянное старое и найти "золотую середину", возродив полносборное строительство там, где это целесообразно.

Библиографический список

1. **Копривица Б.** Применение каркасной системы ИМС для строительства жилых и общественных зданий//Жилищное строительство. — 1984. — № 1. — с. 30-32.
2. **Корнилов В.Г.** Каркасно-панельные здания нового типа//Жилищное строительство. — 1986. — № 10. — с. 15-18.
3. **Кимберг А.М.** Эффективная конструктивная система каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях. ТбилЗНИИЭП, Тбилиси, 1986, с. 32.
4. **Корнилов В.Г.** Расчет усилий в перекрытиях каркасных зданий с напрягаемой в процессе монтажа арматурой//Бетон и железобетон. — 1988. — № 7. — с. 34-36.
5. **Корнилов В.Г.** Расчет последовательности натяжения вант висячих систем. Стройиздат, 1989.

БЕТОНЫ

Б.Д.ТОТУРБИЕВ, академик РИА, д-р техн. наук, проф., А.А.ПОРСУКОВ, инж. (Дагестанский государственный технический ун-т)

Жаростойкое композиционное вяжущее

Известно, что в различных температурных интервалах в жаростойком бетоне протекают физико-химические процессы, связанные с дегидратацией вяжущего и образованием новых химических соединений, полиморфными превращениями или жидкостным спеканием, каталитической и термической полимеризацией. Отсюда вытекает необходимость проведения исследований, направленных на снижение содержания связующего легкоплавкого составляющего в составе жаростойкого бетона и тем самым повышения его эксплуатационных свойств.

Проведенные в этом направлении исследования [1,2] показали возможность снижения содержания вяжущего (жидкого стекла) в составе жаростойкого бетона при использовании в качестве связующего безводного силиката натрия взамен жидкого стекла.

Использование в качестве связки (безводного силиката натрия) сухого зернистого медленно гидратирующегося материала позволяет добиться высокой степени гомогенизации его в смеси даже при низкой дозировке его в составе массы. Концентрация связующего компонента в этом случае определяется не условиями гомогенизации и уплотнения смеси, т.е. не технологическими, а только факторами эксплутационной стойкости. Это открывает возможность значительного уменьшения концентрации силиката натрия в массе, и как следствие, снижения в бетоне содержания плавней, что в конечном счете приводит к повышению огнеупорности бетона на БСН и существенному улучшению его термомеханических свойств.

Выявлены основные закономерности взаимодействия огнеупорных наполнителей и заполнителей с силикатом натрия при средних и высоких температурах. При отсутствии такого взаимодействия (например, ко-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

рунд) термомеханические свойства композиции определяются главным образом объёмом расплава силиката натрия и, следовательно, они невысоки. При 800^0С наблюдается резкий «провал» прочности образцов из корунд-силикатнатриевой композиции. В работе [1] повышение термомеханических свойств в таких системах достигается путём введения в композицию третьего компонента (например, карбонатного), способного при взаимодействии с силикатом натрия и корундом образовывать, начиная с 800-900^0С, огнеупорные соединения. В такой системе, начиная с 800^0С, обнаружено образование высокоогнеупорных соединений $2CaO\text{-}SiO_2$ и далее, по мере роста температуры, $CaO\text{-}Al_2O_3$; $CaO\text{-}2Al_2O_3$, а при 1250-1350^0С – муллита. Однако наряду с высокоогнеупорными соединениями в вяжущем образуются соединения с температурой плавления 1600^0С и ниже (геленит, метасиликат натрия, однокальциевый алюминат), влияющие на огнеупорность бетона в целом.

Таким образом, исходя из развития теоретических представлений о вяжущих и огнеупорных свойствах безводного силиката натрия, нами была поставлена цель создания высокоогнеупорного силикатнатриевого композиционного вяжущего из корунда и боксита, близкого по природе и химическому составу и способного при взаимодействии с другими компонентами, начиная с 800^0С и выше, образовывать высокоогнеупорные соединения.

В качестве исходных сырьевых материалов были использованы электроплавленный корунд, боксит и безводные силикаты натрия.

Электроплавленный корунд Тихвинского глиноземного завода содержал в %: Al_2O_3 - 98,11…98,79; SiO_2 – 0,13…0,15; Fe_2O_3 -0,58…1,01; Na_2O _ 0,27…0,45. Он характеризовался следующими показателями свойств:

огнеупорность – 2050^0С; коэффициент линейного расширения – 8…9 x 10^{-6};

плотность - 3,8…3,92 г/см^3; химически стоек, инертен; по минералогическому составу электроплавленный корунд представлен в основном $\alpha\text{-}Al_2O_3$.

Боксит маложелезистый Северо-Онежского рудника (ТУ-48-5-156-88), представляющий собой горную породу, состоящую из минералов гидрооксида алюминия и предназначенную для производства огнеупорных изделий, характеризовался следующим химическим составом (%): массовая доля Al_2O_3 не менее 60; Fe_2O_3 – не более 2,6; TiO_2 - не более 4,5; (CaO + MgO) – не более 0,9; (N_2O + K_2O) – не более 0,8. Влажность не более 20%. Размер кусков – до 500 мм. В качестве безводного силиката натрия использовалась силикат-глыба (ГОСТ 13079-81, силикатный модуль 2,7 – 3) АО «Дагогни» - твёрдая масса охлаждённого расплава, полученного плавлением смеси кварцевого песка с содой или сульфатом натрия при 1300-1400^0С. Химический состав силикат-глыбы следующий (%): SiO_2 – 72; Na_2O – 26,1; Al_2O_3 – 1,5; Fe_2O_3 – 0,07; остальные примеси – 0,33.

Разработка составов корунд-боксит-силикатнатриевого композиционного вяжущего, определение технологических параметров их приготовления основывались на следующих положениях. Вяжущие свойства подобной композиции проявляются за счёт возникновения клеевых контактов, образующихся при обводнении тонкодисперсных частиц силикат-глыбы, и приобретение ими в результате этого высоких адгезионных свойств. Растворимость силикат-глыбы в воде интенсифицируется при повышении дисперсности ее частиц, наличия внешнего механического воздействия (перемешивания), разрушающего образующиеся на поверхности частиц плёнки SiO_2, а также соотношения Na_2SiO_3:H_2O до значений, близких к единице; повышения температуры среды до 80-95^0С.

Прочность системы корунд-боксит-силикат натрия-вода зависит от степени растворения частиц силикат-глыбы, гомогенности системы, содержания в ней силикат-глыбы и приобретается при высушивании отформованных из нее образцов вследствие обезвоживания силиката натрия и, как следствие, приобретения клеевыми контактами когезионной прочности.

Получение жаростойкого композиционного вяжущего с высокими эксплуатационными свойствами возможно при наполнении его огнеупорным тонкомолотым компонентом, проявляющим активность по отношению к силикату натрия при средних (700-900^0С) и высоких (более 1000^0С) температурах, следствием чего является возникновение новообразований в контактной зоне, упрочняющих систему и повышающих огнеупорность вяжущего.

Исходя из приведенных выше положений, результатов экспериментальных исследований и технико-экономических соображений, были определены технологические параметры для приготовления композиционного вяжущего. Для обеспечения однородности композиции принят сухой совместный помол боксита, корунда и безводного силиката натрия.

Установлено, что увеличение тонкости помола системы повышает растворимость силикат-глыбы и, как следствие, прочность высушенных образцов, однако требует существенного увеличения затрат энергии. Помол смеси до $S_{уд}$ = 2500-2800 см^2/г позволяет получить прочность при сжатии 25-27 МПа после сушки при 180-200^0С при снижении затрат на 55-60%, по сравнению с помолом до $S_{уд}$ = 5000 см^2/г, и ускорение помола в 2,5-3 раза. В связи с этим тонкость помола вяжущего в дальнейших исследованиях характеризовалась $S_{уд}$ = 2600-2800 см^2/г. С ростом содержания силикат-глыбы наблюдалось существенное возрастание прочности высушенных образцов, однако при этом резко понижалась огнеупорность вяжущего. При содержании силикат-глыбы до 10% по массе прочность образцов после сушки составляла не менее 25МПа, а огнеупорность 1670^0С. Это содержание силикат-глыбы и было принято в дальнейших исследованиях.

Экстремум прочности и средней плотности высушенных образцов вяжущего находился при значениях водовяжущего отношения в пределах 0,14 – 0,15. Эти значения В/В, с учётом смачивания частиц кварца, обеспечивают отношение Na_2SiO_3:H_2O, близкое к единице. Увеличение водозатворения приводит к снижению концентрации щёлочи в растворе и ослаблению в нем её пептизирующего действия на плёнку SiO_2, образующуюся на поверхности частиц силикат-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

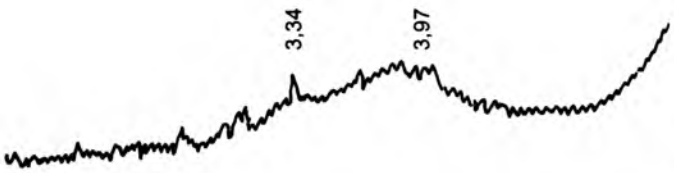


Рис. 1. Рентгенограмма силикат-глыбы

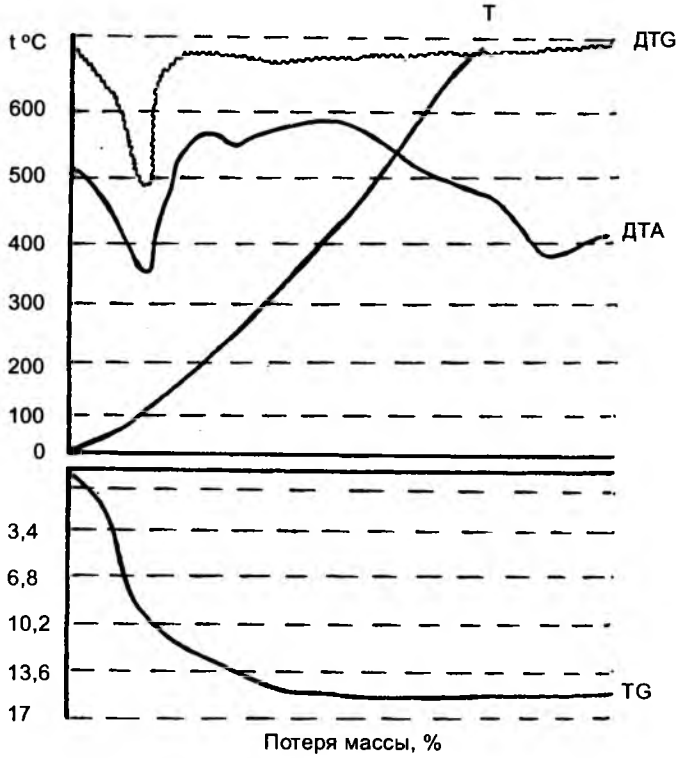


Рис. 2. Термограммы силикат-глыбы

глыбы, и ослабляет её клеящую способность. Снижение В/В не позволяет получать плотную укладку твёрдых компонентов, о чём свидетельствовало падение средней плотности. В связи с этим за оптимальное принято В/В = 0,15.

С целью увеличения степени растворения частиц силикат-глыбы и соответственно площади клеевых контактов сушку образцов вяжущего производили с изотермической выдержкой при температуре 80-95^{0}С в течение 2 ч. При этом прочность высушенных при 180-200^{0}С образцов повышается на 10-12 %.

Определяющими эксплутационные свойства вяжущего для жаростойких композиций являются качественные и количественные изменения, происходящие в его составе под воздействием высоких температур, влияющие на термомеханические свойства композиции при данной температуре нагрева и на стабильность образовавшейся микроструктуры. Для выявления качественного состава новообразований при различных температурах нагрева композиционного вяжущего были проведены дифференциально-термический и рентгенографический анализы.

Рентгенографический анализ исходной силикат-глыбы (рис.1) свидетельствует о ее рентгеноаморфности, т.е. об отсутствии в ней каких либо кристаллических модификаций. Эндоэффект при 115^{0}С (рис.2) объясняется потерей воды, а также возможными модификационными переходами тридимита. Небольшой эндоэффект при 840^{0}С объясняется плавлением стеклофазы.

Рентгенографическим анализом исходного боксита (рис. 3, а) установлено, что в нем имеются бемит γ-Al OOH; трёхводный гидроксид алюминия $Al(OH)_3$; оксид железа Fe_2O_3 и наличиствует интенсивность линий, соответствующих каолиниту $Al_2Si_2O_5(OH)_4$. Явных линий, соответствующих кристаллическому кварцу, на рентгенограмме исходного боксита нет. Кремнезём в нем существует, по-видимому, в аморфном виде. Анализ показал, что исследуемый боксит относится к гиббсит-бемитовым , а красный цвет подтверждает наличие оксида железа.

Известно, что стабилизатором модификационных превращений гидроксидов алюминия в бокситах являются щёлочи и щелочно-земельные оксиды. В связи с этим в работе была изучена природа образования различных соединений силиката натрия с минералами исходного боксита, а также возможные их превращения при взаимодействии с силикатом натрия до высоких температур. При затворении корунд-боксит-силикатнатриевого композиционного вяжущего водой из силиката натрия образуется щелочь NaOH, концентрация которой в растворе увеличивается до полного растворения силиката натрия. Если Na_2O в силикате натрия содержится до 26,1%, в изучаемом композиционном вяжущем его содержание составит 5,22%, что достаточно для создания щелочной среды в вяжущем для растворения гидроалюминатов и части кварца в боксите.

Рентгенографический анализ показывает, что на рентгенограмме образца вяжущего, нагретого до 200^{0}С (рис. 3, б), имеются линии интенсивности, которые соответствуют бемиту, гематиту, каолиниту и кварциту. Линии, соответствующие бемиту, несколько уменьшились по сравнению с его линиями в исходном боксите, хотя предполагалось увеличение содержания бемита за счет разложения гиббсита. При этом аморфной части вяжущего стало больше, а образования других кристаллических фаз не наблюдалось.

Все эти изменения показывают, что при одновременном воздействии щелочи и температуры гиббсит, обезвоживаясь, переходит в высокодисперсную аморфную форму Al_2O_3. Обезвоживание гиббсита при 200^{0}С подтверждается и результатом дифференциального термического анализа.

На рентгенограмме образца вяжущего, нагретого при 800^{0}С (рис. 3, в), видно, что сохранился гематит $\alpha = Fe_2O_3$ и произошла кристаллизация в небольшом количестве β-глинозёма (β-Al_2O_3). Из бемита и каолинита при потере воды образовался, видимо, аморфный глинозём, так как структура становится рыхлой. На термограмме потеря воды бемитом отразилась небольшим, по сравнению с термограммой исходного боксита, эндотермическим эффектом. При нагрева-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

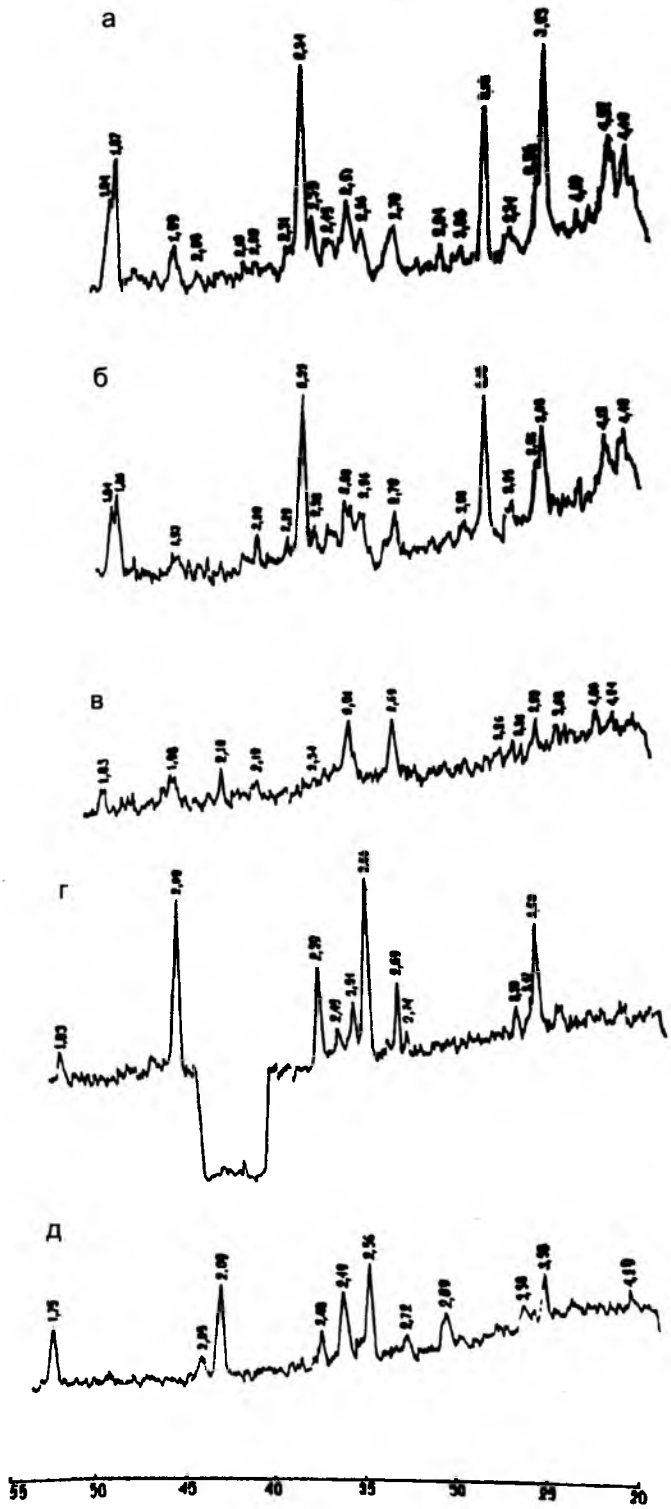


Рис. 3. Рентгенограммы боксит-силикатнатриевого вяжущего после термообработки при температурах, °С

а — исходный боксит; б — 200; в — 800; г — 1250; д —1600

нии вяжущего до 1250^{0}С (рис. 3, г) образуется α-Al_2O_3, натриевый глинозём Na_2O (11-12) Al_2O_3 и сохраняется гематит γ-Fe_2O_3.

Наконец, для определения состава окончательных новообразований исследуемое композиционное вяжущее нагревали до 1600^{0}С. На рентгенограмме (рис. 3, д) этих образцов есть линии, соответствующие α-Al_2O_3, и линии, свидетельствующие об образовании небольшого количества муллита, а линии, отвечающие β-глинозёму и гематиту, отсутствуют. Отсутствие линий β-глинозёма можно предположительно объяснить улетучиванием натрия при высоких температурах, отсутствие линий гематита связано переходом его в стеклофазу при уменьшении щелочного компонента в составе вяжущего.

Таким образом, результаты проведённых выше исследований позволяют отметить достоинства и недостатки исследуемого композиционного вяжущего. Основные его преимущества - возможность получения высокотемпературной модификации глинозёма, а также регулирования вяжущих свойств и модификационных превращений гидроксидов алюминия. Важно и то, что высокотемпературные модификации глинозёма, получаемые при потере воды гидроксидами алюминия, имеют рыхлую структуру вплоть до температур плавления, а это благоприятствует увеличению реакционной способности модификации глинозёма при взаимодействии с другими минералами.

К недостаткам можно отнести то, что в гидроксидах алюминия основная часть воды сохраняется до 250-350^{0}С, а структурно связанная вода сохраняется до 800-900^{0}С, из-за чего вяжущее даёт сильные усадки. Последние, как известно, создают большие внутренние напряжения на границах вяжущее-заполнитель. Следовательно, исследуемое композиционное вяжущее, возможно, будет хорошо «работать» с заполнителями, обладающими большим температурным коэффициентом линейного расширения, например, с корундом. Такое вяжущее при соответствующем выборе вида исходных компонентов может оказаться весьма эффективной композиционной составляющей для корундового жаростойкого бетона.

Необходимость введения в состав силикатнатриевого вяжущего высокоогнеупорного тонкодисперсного вещества, вступающего при высоких температурах в химическое взаимодействие с силикатом натрия, также хорошо иллюстрируется результатами термомеханических испытаний образцов корунд-силикатнатриевого вяжущего, представленных на рис 4 (кривая 1). Отсюда следует, что при температурах выше температуры начала размягчения силиката натрия (260-800^{0}С) прочность композиции составляет всего 0,4 МПа. В интервале температур 1000-1100^{0}С за счёт твёрдофазовых реакций между SiO_2 и стеклофазой заполнителя прочность несколько повышается (до 0,6 МПа), но при 1200-1250^{0}С она практически равна нулю. Поэтому для повышения термомеханических свойств и увеличения содержания Al_2O_3 в состав изучаемого композиционного вяжущего был введён глиноземистый боксит, который, как показали физико-химические исследования, вступает в реакцию с другими компонентами вяжущего при высоких температурах, образуя высокоогнеупорные соединения.

Результаты испытания (рис. 4, кривая 2) показывают, что введением в состав корунд-силикатнатриевого вяжущего боксита, при сохранении определенных соотношений между компонентами, можно существенно улучшить термомеханические характеристики и тем самым повысить температуру применения

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

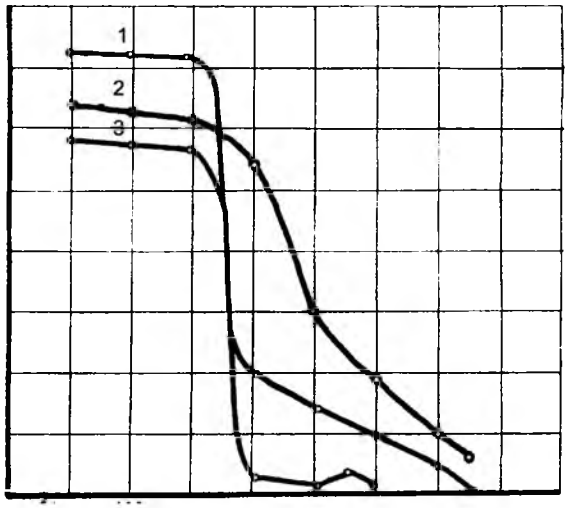


Рис. 4. Зависимость прочности нагретых образцов из корунд-силикатнатриевого композиционного вяжущего от его состава и температуры нагрева

1 — корунд: Na_2SiO_3 = 85:15, % по массе; 2 — корунд:мел: Na_2SiO_3 = 60:32:8, % по массе (цифры на кривых – значения прочности, МПа, при данной температуре нагрева); 3 — корунд:боксит: Na_2SiO_3 = 62:22:16% по массе

вяжущего, а следовательно, и жаростойкого бетона на его основе.

В исследованиях значительное внимание было уделено оптимизации состава композиционного вяжущего и на его основе корундового жаростойкого бетона. Использование симплекс-решетчатого метода планирования позволило получить диаграммы зависимости свойств вяжущего от его состава. Было установлено, в частности, что увеличение содержания силикат-глыбы в составе оказывает существенное негативное влияние на прочность материала в нагретом состоянии.

Оптимальным составом композиционного вяжущего является смесь, состоящая из сухих компонентов (в % по массе): тонкомолотого электроплавленного корунда (22); тонкомолотого боксита (62); тонкомолотой силикат-глыбы (16).

Библиографический список

1. **Тотурбиев Б.Д.** Строительные материалы на основе силикат-натриевых композиций. – М.: Стройиздат, 1988, 208 с.

2. **Тотурбиев Б.Д.** Бесцементные жаростойкие бетоны на силикат-натриевых композиционных вяжущих // Бетон и железобетон. – 1986. – № 1. – С. 35-36.

А.Г.ЗОТКИН, канд.техн. наук (Иркутский государственный технический ун-т)

Влияние расхода цемента на эффективность минеральных добавок в бетоне

Эффективность минеральных добавок (МД) в бетоне принято оценивать по их прочностному эффекту или характеристикам, рассчитанным на его основе. Наиболее информативной из них является коэффициент эффективности ($К_э$) [1]. В литературе отмечаются недостатки $К_э$: зависимость его величины не только от характеристик МД, но и от ряда других факторов (расходов цемента и добавки, вида цемента и т.д.). Но они присущи и другим характеристикам МД, так как первопричиной является влияние этих факторов на прочностной эффект добавок. Для практики применения МД в бетоне наиболее важным из них является расход цемента. В то же время характер этого влияния остается неясным. Для основной МД в бетоны – низкокальциевой золы ТЭС наблюдается как уменьшение [2,3,4], так и увеличение [5,6,7] прочностного эффекта и $К_э$ с ростом расхода цемента. Такие же противоречивые результаты характерны и для микрокремнезема [8].

Целью данной работы явилось изучение факторов, влияющих на рассматриваемую зависимость и выявление причин, могущих изменить ее характер, в основном путем анализа литературных данных. При этом $К_э$ рассматривался не только как характеристика МД, но и как показатель, позволяющий количественно сопоставлять их прочностные эффекты в бетонах с различными расходами цемента, полученные в разных исследованиях. Возможности такого анализа были расширены благодаря методике расчета $К_э$, основанной на его «прочностной» интерпретации [9]. При этом ограничились результатами исследований бетонов с низкокальциевыми золами ТЭС.

В качестве основной характеристики зол принята дисперсность, оцениваемая по остатку на сите с отверстиями 45 мкм (далее – зерна > 45 мкм). Как известно, именно дисперсностью определяются другие важные свойства зол, такие как водопотребность, пуццоланическая активность, потери при прокаливании, и именно с ней в наибольшей степени коррелирует прочностной эффект зол. Следует отметить, что золы являются единственной МД, водопотребность которой снижается с уменьшением размеров частиц. Золы нормальной (т.е. не повышающей водопотребности бетонных смесей) или пониженной водопотребности обычно имеют зерен > 45 мкм менее 30-35% [10].

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

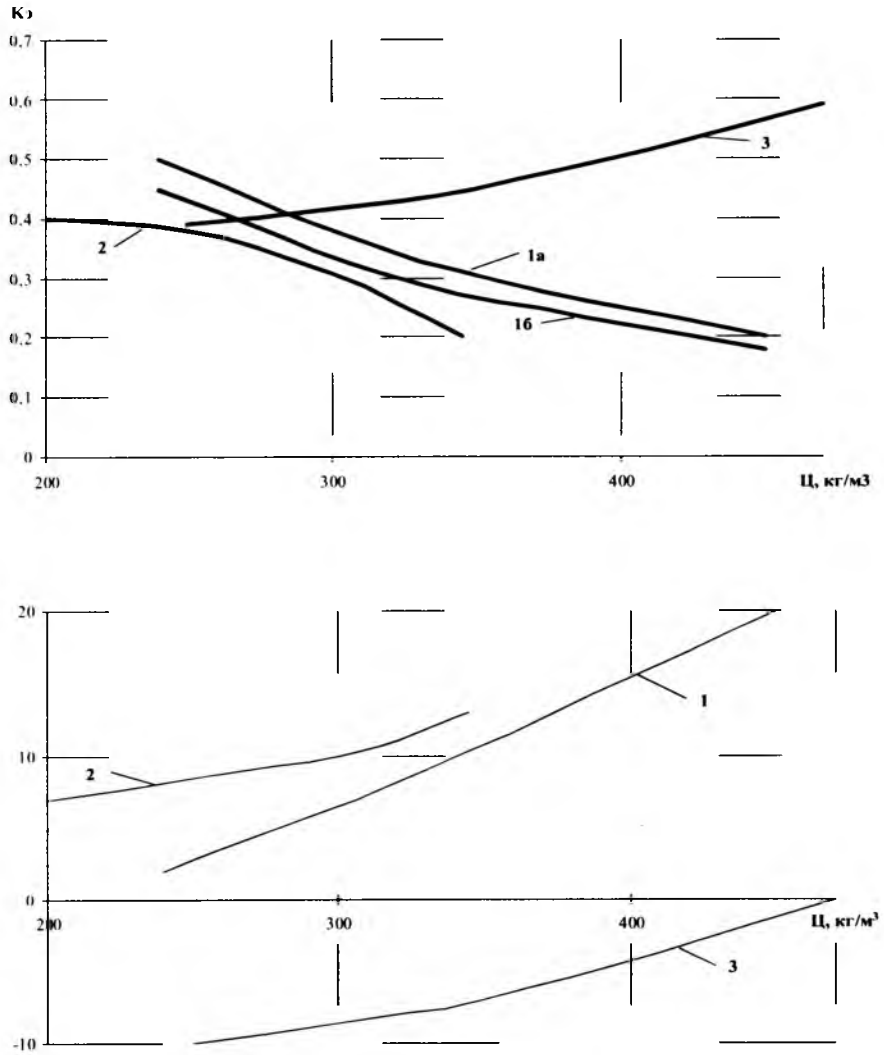


Рис. 1. Влияние расхода цемента на Кэ зол в бетоне (а) и водопотребность бетонной смеси (б)

Золы: 1 – Бурштынской ГРЭС [4], 2 – Ангарской ТЭС-1 [9] , 3 – Углегорской ГРЭС [11]. 1а, 2, 3 – пропаривание, 1б – нормальное твердение (возраст 28 сут)*

Один из факторов, влияющих на рассматриваемую зависимость, достаточно ясен: различное влияние зол на водопотребность бетонной смеси. При этом «загущающее» действие зол незначительно при низких расходах цемента (когда в исходной смеси дефицит дисперсных частиц) и прогрессивно возрастает с его повышением. Это и приводит к снижению прочностного эффекта зол и $К_э$ с ростом расхода цемента. Такая зависимость наблюдалась в ряде отечественных исследований [4,9] (рис.1). В то же время для золы, пластифицирующей бетонную смесь, $К_э$ увеличивался с ростом расхода цемента [11]* . Но снижение водопотребности при этом уменьшалось (см. рис. 1), а рост $К_э$ происходил, по-видимому, под воздействием других факторов.

Применение зол, не повышающих водопотребности бетонных смесей, является мировой практикой. Поэтому в дальнейшем рассматривали только результаты исследований с такими золами. Использованы данные различных публикаций, полученные на портландцементах, эквивалентных российским маркам 400, 500 или БТЦ. В связи с тем, что $К_э$ снижается с ростом содержания МД, выбирались невысокие и по возможности близкие дозировки зол, обычно 0,2-0,3 от массы цемента. Возраст испытаний бетона – 28 сут при нормальном твердении. В тех случаях, когда в публикациях приведены только прочностные эффекты зол, $К_э$ рассчитывался либо по обычной методике [1], либо, если данных для этого было недостаточно, способом, основанном на его «прочностной» интерпретации [9].

Полученные зависимости приведены на рис.2. В связи с тем, что в качестве параметров состава обычно приводятся В/Ц или прочность бетона, эти величины использованы в качестве эквивалента расхода цемента и отложены на двух горизонтальных осях. Полного соответствия между осями нет, но выявлению тенденции изменения $К_э$ с ростом расхода цемента это не препятствует. Большая часть зависимостей получена при постоянном водосодержании смесей.

Некоторые исследователи настаивают только на одном характере рассматриваемой зависимости [5,6]. Но в связи с большим количеством экспериментальных подтверждений, в том числе представленных на рис.2, можно предполагать, что она может быть как положительной, так и отрицательной. Более того, оба характера зависимости наблюдались и в рамках отдельных исследований. Один из таких результатов уже представлен на рис. 2 (кривые 5а и 5б), другой приведен на рис.3 [13]*. В этом случае водопонижающее действие золы *б* было близким при разных расходах цемента и не могло влиять на характер изучаемой зависимости.

Из рис. 2, 3 следуют два вывода:

1. Золы, не повышающие водопотребности бетонных смесей, мо-

* Здесь и далее звездочкой помечены работы, по данным которых $К_э$ посчитан автором этой статьи.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

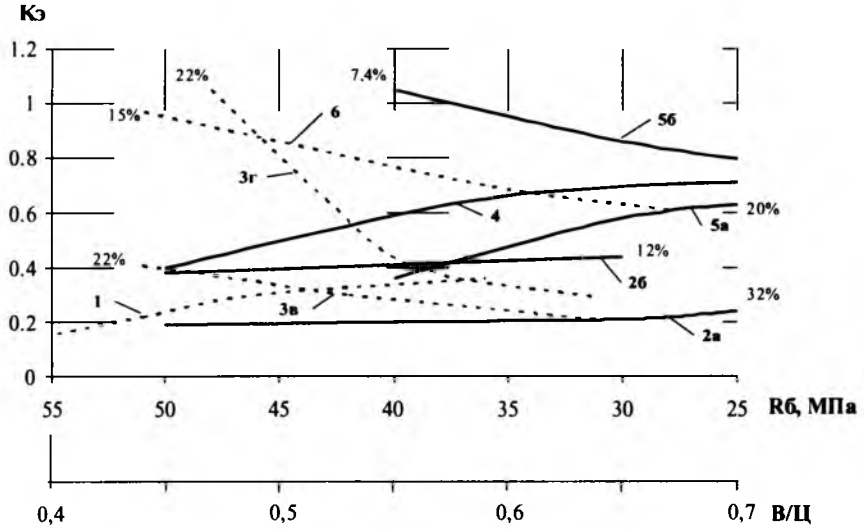
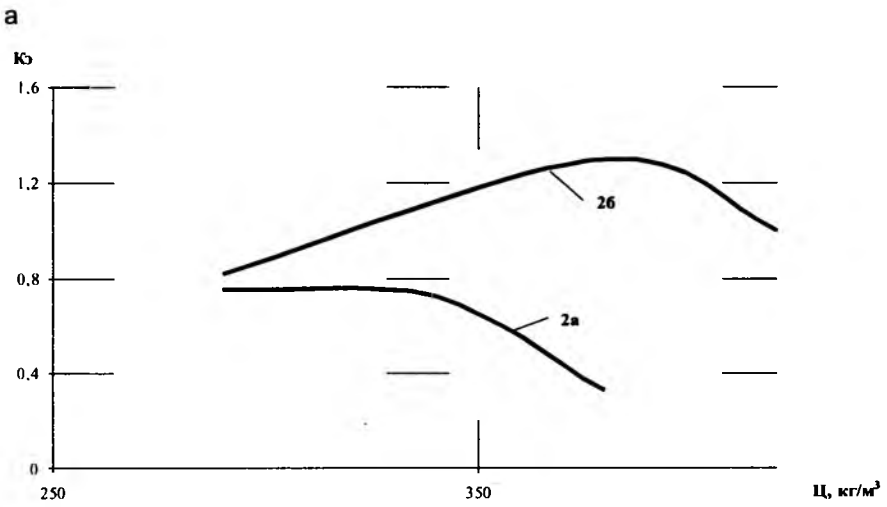


Рис. 2. Зависимость Кэ от В/Ц (- - - -) или Rб (——) по различным данным

1 – [1]; 2а, 2б – [2]*; 3в, 3г – [6] (в – ПЦ, г – БТЦ); 4 – [12]*; 5а, 5б – [7]; 6 – [5]. а, б – различные золы. Цифры над кривыми – остатки на сите 45 мкм*



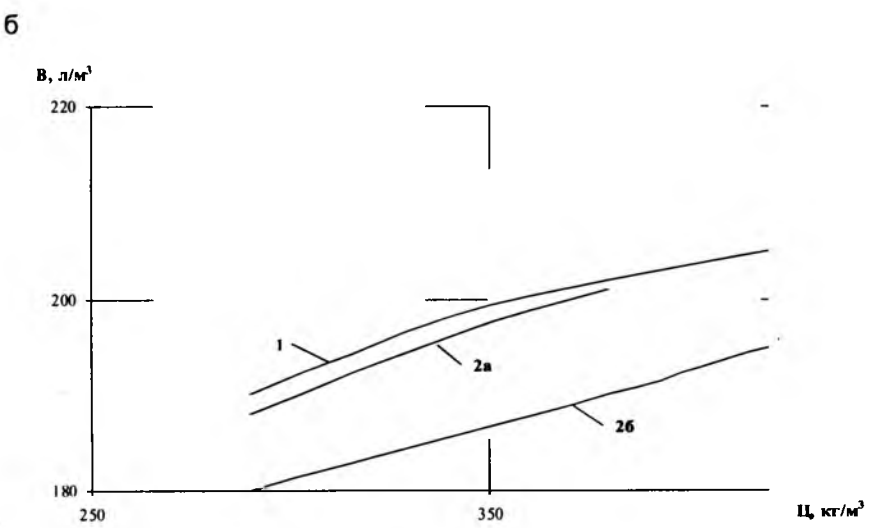


Рис. 3. Влияние расхода цемента на Кэ зол (а) и водосодержание бетонной смеси (б) [13]*

1 – бетон без золы; 2а, 2б – бетон с 60 кг/м³ золы; ППП: а – 9,3%; б – 3,7%

гут иметь как положительный, так и отрицательный характер зависимости $К_э$ от расхода цемента (или В/Ц, или $R_б$);

2. При низких расходах цемента золы разной дисперсности значительно меньше отличаются по эффективности, чем при его высоких расходах (это следует и из рис. 1).

Как известно, влияние активных МД и, в частности, зол на прочность бетона объясняется наряду с изменением водопотребности смесей их пуццолановым и микронаполняющим эффектами. В то время как первый хорошо изучен, природа микронаполняющего эффекта (который принято изучать в «чистом» виде на инертных МД) достаточно четко не объяснена. Если не принимать во внимание ускорение гидратации цемента, проявляющееся в основном в раннем возрасте, в качестве объяснения чаще всего предлагается заполнение МД промежутков между зернами и улучшение микрогранулометрии вяжущего или смеси вяжущего и песка. Но эффект микронаполнителя проявляется при любых сочетаниях дисперсностей цемента и МД, в том числе при их идентичных зерновых составах. Поэтому его основой следует все-таки считать физическое наполнение цементного камня: рост концентрации твердых частиц и снижение пористости [14].

В области низких расходов цемента дополнительно улучшается зерновой состав цементно-песчаной составляющей (в связи с явным дефицитом дисперсных частиц в исходной смеси) и уменьшается расслоение, что делает общий микронаполняющий эффект в этом случае наибольшим. Характеристики МД при этом имеют наименьшее значение, что было отмечено выше для зол. С ростом расхода цемента две последние составляющие постепенно уменьшаются, что приводит к снижению микронаполняющего эффекта, величина которого определяется теперь физическим наполнением цементного камня. Будет ли он усилен улучшением микрогра-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

нулометрии вяжущего, зависит от зерновых составов цемента и МД.

В области высоких расходов цемента микронаполняющий эффект исчезает. Как известно, при расходах цемента 400-500 кг/м^3 бетона достигается его наилучшее использование (минимальный расход на единицу прочности). Это же наблюдается и для смесей цемента с МД [14], что позволяет говорить об оптимальном расходе дисперсных частиц в бетоне. Дальнейшее увеличение расхода цемента имеет меньший прочностной эффект, а введение микронаполнителей вызывает снижение прочности.

Пуццолановая реакция приводит к трансформации $Ca(OH)_2$ в высокодисперсные гидросиликаты и уменьшению размеров пор [5]. Но при постоянном составе вяжущего (зола: цемент) эти явления одинаковы в бетонах с разным расходом цемента. Следствием пуццолановой реакции является улучшение сцепления с заполнителями, поверхность которых в цементных бетонах покрыта преимущественно кристаллами $Ca(OH)_2$ и снижение пористости контактной зоны [15] – и это является первым фактором, который мог бы объяснить повышение $К_э$ зол с ростом расхода цемента, в связи с возрастающей ролью сцепления для бетонов повышенной прочности. В двух работах, где наблюдалось увеличение $К_э$ с ростом расхода цемента, в качестве объяснения приводится повышение концентрации растворимых щелочей цемента в жидкой фазе при снижении В/Ц, что увеличивает скорость растворения зольного стекла и пуццолановой реакции [5,6]. Но этот же эффект, хотя и в значительно меньшей степени, наблюдался и при комбинации зол со шлакопортландцементами, что уже трудно объяснить приведенными выше соображениями. Следует учитывать, что пуццолановая реакция зол до 28 сут ограничена, а основной ее объем приходится на возраст 30-90 сут [5]. Поэтому вряд ли эти факторы или какие-либо другие проявления пуццолановой реакции могут избирательно и столь резко (см. рис.2) менять характер зависимости $К_э$ от расхода цемента, задаваемый микронаполняющим действием зол.

Еще одним фактором, способным как-то объяснить обсуждаемый эффект, можно считать дефлокулирующее действие мельчайших фракций золы на цемент [16]. Разумеется, возникает вопрос, почему оно проявляется избирательно. Возможно, основную роль в этом могут играть сверхмелкие зерна, например < 1 мкм. Таких зерен в дисперсных золах может быть 2-8% [17]. Сообщается о «пике» содержания в некоторых золах частиц порядка 0,16 мкм (в одной из них - примерно 1,5%) [16].

В итоге можно утверждать, что хотя дисперсность зол для бетона является их важнейшей характеристикой, золы достаточно высокой дисперсности могут существенно отличаться по эффективности, особенно при высоких расходах цемента в бетоне. Из рис.2 видно, что три золы с остатком на сите 45 мкм 7,4; 15 и 22% имели в этом случае Кэ порядка 1, а золы близкой дисперсности (12, 20 и 22%) – Кэ порядка 0,4. Именно это различие меняет характер зависимости Кэ от расхода цемента, приводя исследователей к противоположным выводам. Известные механизмы прочностных эффектов зол или взаимодействия их с цементами не позволяют его объяснить.

Целесообразность применяемых способов проектирования составов и расчета прочности бетона с золой: нормирование одного значения $К_э$ для всех зол [5], расчетное определение эффекта зол в зависимости от их дисперсности [18] или экспериментальное установление прочностного эффекта (или $К_э$) для каждой золы [3] или комбинации золы и цемента в зависимости от расхода последнего заслуживает дальнейшего обсуждения с учетом неоднозначной зависимости эффективности зол от расхода цемента в бетоне.

Библиографический список

1. **Смит А.Э**. Современный подход к применению золы – уноса в бетоне. Технология товарной бетонной смеси. – М.: Стройиздат, 1981. – с.18 – 24.
2. **Cannon R.** Proportioning fly ash concrete mixes for strength and economy // ACI Journal, Proceedings, v. 65, 1968. № 11. – p.969-979.
3. **Зоткин А.Г., Балтаков Р.Ф**. Назначение составов бетона с золой // Бетон и железобетон. – 1988. - № 1. – с. 31-33.
4. **Дворкин Л.И., Шамбан И.Б**. Проектирование состава тяжелого бетона с использованием золы Бурштынской ГРЭС //Бетон и железобетон. - 1990. - № 5. – с.40-42.
5. **Schiessl P., Hardtl R.** Steinkohlenflugasche im Beton // Beton, 1993. H.11. – s. 576-580 und H.12. – s. 644-648.
6. **Bijen J., van Selst R**. Cement eguivalense faktors for fly ash // Cement and Concrete Rescarch, 1993. № 5. – pp. 1029-1039.
7. **Ho D.W.S., Levis R.K.** Effectiveness of fly ash for strength and durability of concrete. // Cement and Concrete Research, 1985. № 5. – pp. 793 – 800.
8. **Condensed** silica fume in concrete. Thomas Telford, London .– FIP, 1988. – p.37.
9. **Зоткин А.Г.** Коэффициент эффективности минеральных добавок в бетоне: интерпретации и определение. // Бетон и железобетон – 2005 - № 5. – с. 12-14.
10. **Dhir R.K, Jones R.M., Munday J.G.L., Hubbard F.H**. Physical characterization of UK pulverized – fuel ashes for use in concrete // Magazine of Concrete Reseearch Vol. 37, 1985. № 131. – pp.75-87.
11. **Гиржель А.М., Брагинский В.Г., Романов В.И**. Тяжелый бетон с добавкой золы-уноса //Бетон и железобетон. - 1987.- № 1. – с.39-40.
12. **Ghosh R.S., Timusk J**. Greep of fly ash concrete // ACI Journal, 1981. № 5. – pp. 351-357.
13. **Lewandowskl R.** Einfluss unterschiedlicher Flugaschequalitaten und – Zuqabemengen auf die Betoneigenschaften. Tell 2 // Betonwerk + Fertigteil – Technik, 1983. № 2. – s. 105 – 108.
14. **Зоткин А.Г.** Микронаполняющий эффект минеральных добавок в бетоне // Бетон и железобетон. - 1994. - № 3. – с. 7-9.
15. **Bentz D., Garboczi E.** Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement paste-aggregate interfacial zone //ACI Materials Journal., 1991. № 5. – pp. 518-529.
16. **Helmuth R.A.** Water – reducing properties of fly ash in cement pastes, mortars and concretes: causes and test methods. Fly ash, silica fume, slag and natural puzzolans in concrete. Madrid, 1986. – pp. 723-740.
17. **Wesche K.** Fly ash in concrete – Properties and performance. London: Char man &Hall, 1991.
18. **Dhir R.K., Ho N.Y., Munday J.G.L.** Pulverized-fuel ash in structural precast concrete //Concrete, 1985. № 6. – pp. 32-36.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

А.И.ПОПЕСКО, д-р техн. наук, проф. (ООО ИКФ "АЛЬТЕРНАТИВА); О.И.АНЦЫГИН, канд. техн. наук, доц. (ГОУВПО "СПбГАСУ"); А.А.ДАЙЛОВ, канд. техн. наук (26 ЦНИИ Минобороны России)

Новый метод расчета несущей способности железобетонных конструкций, работающих в условиях газовой коррозии

Железобетонные конструкции зданий и сооружений, химических предприятий нередко подвергаются воздействию агрессивной производственной среды, содержащей такие газы, как хлор, сернистый ангидрид, сероводород, окислы азота и др. Расчет напряженно-деформированного состояния таких конструкций представляет собой сложную задачу, поскольку деформирование и разрушение конструкций, работающих в условиях агрессивной среды, вызывается не только приложенными нагрузками, но и протекающими в объеме элементов и на их поверхности сложными физико-химическими процессами.

Основываясь на результатах проведенных ранее исследований, в настоящей работе предложена теоретическая методика оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в условиях газовой коррозии. Для решения задачи применена модель напряженно-деформированного сечения элемента, отражающая состояние бетона и арматуры в условиях среды, и вводится ряд предпосылок:

– рассматривается срединное, наиболее нагруженное сечение железобетонного элемента в виде совокупности зон, параллельных продольной оси;

– считается справедливой гипотеза плоских сечений;

– изогнутая ось стержневого элемента с шарнирно опертыми концами аппроксимируется синусоидой вида

$$y = f \cdot \sin\frac{\pi \cdot x}{l_0}, \qquad (1)$$

где x, y - координаты точки оси стержня; f - максимальный прогиб; l_0 - расчетная длина стержня;

– кривизна определяется приближенно;

– зависимость между суммарной величиной напряжений в слоях бетона от нагрузки, а также вследствие коррозионных процессов и соответствующей продольной деформацией в слоях бетона принимается в виде полинома пятой степени

$$\sigma_b = A_0 \cdot \varepsilon_b + B_0 \cdot \varepsilon_b^2 + C_0 \cdot \varepsilon_b^3 + D_0 \cdot \varepsilon_b^4 + F_0 \cdot \varepsilon_b^5, \qquad (2)$$

где A, B, C, D, F - параметры, определяемые при аппроксимации экспериментальных диаграмм сжатия простейших образцов из бетона;

– связь между напряжениями, возникающими в арматуре от нагрузки, а также вследствие коррозионных процессов, и деформациями аппроксимируется диаграммой, состоящей, по предложению проф. В.Н.Байкова, из двух самостоятельных участков, описываемых полиномами пятой степени, параметры которых определяются в результате испытания простейших образцов из арматурной стали на разрыв;

– воздействие среды на нагруженный внешней силой элемент, накопление (или вынос) в бетоне и арматуре продуктов коррозии считается установившимся и рассматривается как фактор, изменяющий во времени прочностные и деформативные свойства бетона и арматуры.

Количественно процесс газовой коррозии бетона можно характеризовать глубиной проникания агрессивных ионов $L(\tau)$. Для определения L в различных агрессивных средах предложено немало математических выражений и формул. Воспользуемся формулой проф. С.Н.Алексеева

$$L(\tau) = \sqrt{\frac{2 \cdot D' \cdot C_0}{m_0} \cdot \tau}, \qquad (3)$$

где D' - эффективный коэффициент диффузии газа в бетоне; C_0 - концентрация газа у поверхности элемента; m - проницаемость бетона; τ - продолжительность воздействия агрессивной среды.

Процесс коррозии арматуры характеризуется толщиной продуктов коррозии $\delta(\tau)$, определяемой по формуле, предложенной Л.Я.Цикерманом

$$\delta = b \cdot \left(1 - l^{-k \cdot \tau_0}\right) \qquad (4)$$

где b, k - константы коррозии; τ_0 - время, отсчитываемое от начала развития коррозии арматуры.

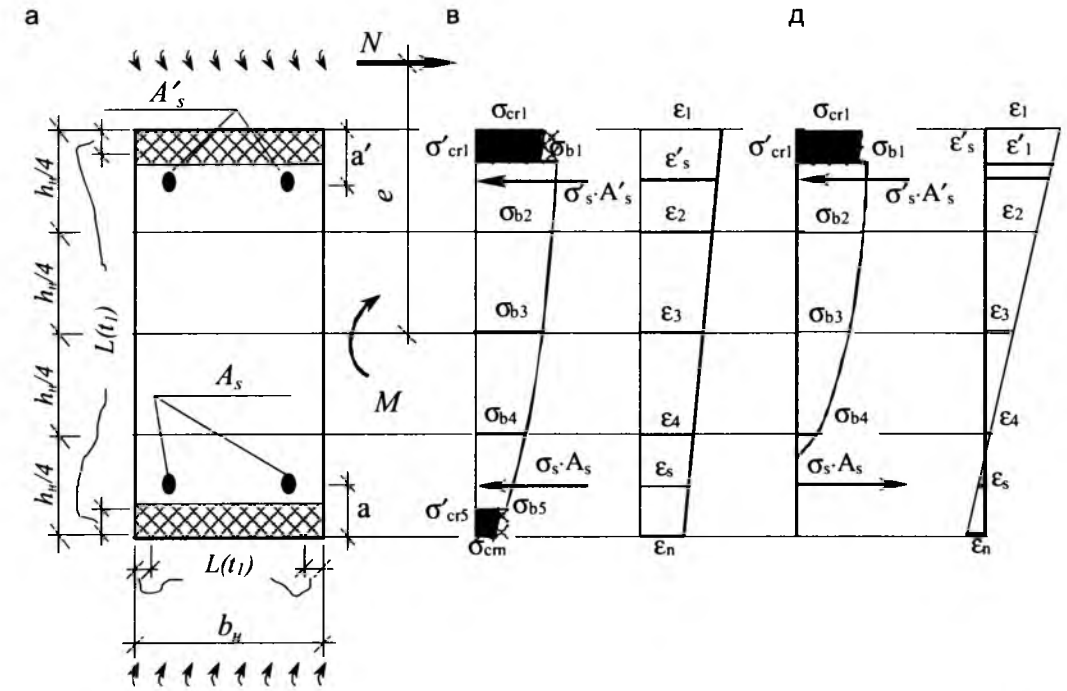
После продолжительного действия на элемент агрессивной среды в сечении железобетонного элемента могут возникнуть два случая коррозионных повреждений элемента. Первый случай – когда глубина проникания агрессивных ионов (L), определяемая но формуле (3), меньше толщины защитного слоя бетона (рис. 1, а). Во втором случае – L больше толщины защитного слоя (рис. 1, б).

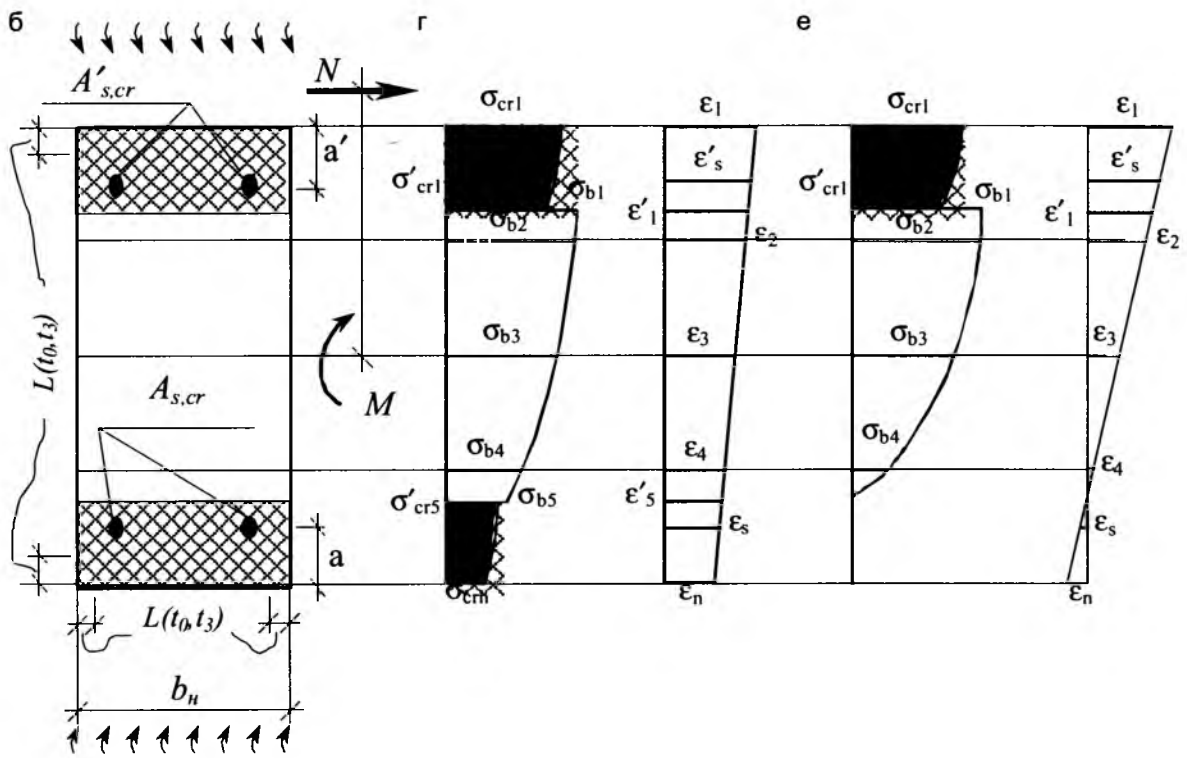
В первом случае (L < а) после приложения к элементу начальной нагрузки распределение напряжений

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

и деформаций по сечению элемента (изгибаемого, внецентренно сжатого и внецентренно растянутого) в случае однозначной эпюры будет иметь вид, изображенный на рис. 1, в, при двузначной эпюре для внецентренно сжатого – на рис. 1, д.

Во втором случае (L > а) распределение эпюр напряжений и деформаций после приложения нагрузки соответственно будут иметь вид, изображенный на рис. 1, г и рис. 1, е. В этом случае на поверхности арматурного стержня под влиянием агрессивных ионов образуются продукты коррозии, которые, увеличиваясь в объеме, вызывают растягивающие на-





Распределение напряжений и деформаций в сечении корродирующего элемента

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

пряжения. Толщина продуктов коррозии определяется в соответствии с формулой (4). Толщину слоя, при которой на поверхности бетона раскрывается трещина, можно оценить по формуле Л.А.Старосельского

$$\delta_{cr} = \frac{d}{2E_b}(1+\mu)R_p, \qquad (5)$$

где d – диаметр арматуры; E_b – начальный модуль упругости бетона; μ –процент армирования; R_p – прочность бетона на растяжение.

Напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента определяется с использованием условий равновесия для его срединного сечения:

$$P^{вн} = \pm N;$$

$$M^{вн} = \pm M, \qquad (6)$$

верхний знак в которых принимается при сжатии, для внецентренного сжатия и внецентренного растяжения $M = N(e + f)$.

Главный вектор $P^{вн}$ и главный момент $M^{вн}$ определяются в соответствии с эпюрой нормальных напряжений и в случае однозначной эпюры напряжений имеют вид

$$P^{вн} = \frac{bh}{8}\left[\sigma_{1,cr} + 2\sum_{i=2}^{n}\sigma_i + \sigma_{n,cr}\right] +$$

$$+\sigma'_s A'_s + \sigma_s A_s,$$

$$M^{вн} = \frac{bh^2}{96}\left[5(\sigma_{1,cr} - \sigma_{n,cr}) + 6(\sigma_2 - \sigma_{n-1})\right] + \qquad (7)$$

$$+\sigma'_s A'_s\left(\frac{h}{2} - a\right) - \sigma_s A_s\left(\frac{h}{2} - a\right)$$

В случае однозначной эпюры напряжений главный вектор и главный момент будут иметь вид

$$P^{вн} = \frac{bh}{8}\left[\sigma_{1,cr} + 2\sum_{i=2}^{n-2}\sigma_i + \sigma_{n-1}\left(1 + \frac{\varepsilon_1 + 3\varepsilon_n}{\varepsilon_1 - \varepsilon_n}\right)\right] +$$

$$+\sigma'_{s,cr} A'_{cr} + \sigma_{s,cr} A_{cr};$$

$$M^{вн} = \frac{bh}{96}\left[5\sigma_{1,cr} + 6\sigma_{2,cr} + 2\sigma_{n-2}\left(1 + \frac{2\varepsilon_1(\varepsilon_1 + 3\varepsilon_n)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_n}\right)\right] +$$

$$+\sigma'_{s,cr} A'_{cr}\left(\frac{h}{2} - a\right) - \sigma_{s,cr} A_{cr}\left(\frac{h}{2} - a\right) \qquad (8)$$

где $A'_{s,cr}$ и $A_{s,cr}$ – рабочая площадь сечения корродирующей арматуры соответственно в сжатой и растянутой зонах, изменение которой подчиняется закону

$$A_{s,cr} = \pi \cdot nc \cdot \left[\frac{d}{2} - \sigma_s(\tau - \tau_{cr})\right]^2,$$

где nc - число стержней; d - диаметр стержней.

Задав произвольный закон возрастания нагрузки и продифференцировав условия равновесия (6) по параметру нагружения t, можно проследить за изменением напряженно-деформированного состояния элемента

$$\frac{\partial P^{вн}}{\partial \varepsilon_1}\varepsilon_1 + \frac{\partial P^{вн}}{\partial \varepsilon_n} = \frac{dP}{dt};$$

$$\frac{\partial M^{вн}}{\partial \varepsilon_1}\varepsilon_1 + \frac{\partial M^{вн}}{\partial \varepsilon_n} = \frac{dM}{dt}. \qquad (9)$$

Полученная система дифференциальных уравнений (9) легко приводится к нормальному виду и решается на ЭВМ методом Рунге-Кутта.

Процесс разрушения элемента по нормальным сечениям с неоднородными физико-механическими характеристиками бетона и стали моделируется с использованием условия критического состояния: $\delta P^{вн} = 0$; $\delta M^{вн} = \delta M$, а также по ограничению предельных деформаций бетона сжатой зоны и достижения напряжений в растянутой арматуре предела текучести.

Таким образом, полученные зависимости совместно с данными результатов испытаний простейших образцов бетона и арматуры позволяют решать вопросы о перераспределении напряжений в сечении железобетонного элемента, о характере роста деформаций (прогибов) конструкций, их предельной несущей способности в условиях комплексного воздействия химически агрессивной среды и нагрузки.

В АНО «Секция «Строительство» Российской инженерной академии» можно приобрести книгу:

«Системные подходы к определению цен и управление стоимостью в строительстве». Справочное пособие с методиками и примерами расчетов. Авторы: академик РИА и МАИЭС, д.т.н., проф. Резниченко В.С. и инженер-экономист Ленинцев Н.Н.

В книге изложены:

- проблемы ценообразования в строительном комплексе Российской Федерации;
- организационно-экономические направления снижения стоимости строительства;
- зарубежный опыт ценообразования в строительстве;
- порядок разработки сметной документации в современных экономических условиях;
- содержание и пути совершенствования сметной нормативной базы;
- методика прогнозной оценки стоимости строительства в текущих ценах;
- методики формирования смет с применением ресурсного, ресурсно-индексного и ресурсно-ранжирного методов;
- рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов

Объем книги – 465 стр., книга издана ограниченным тиражом.

Контактные телефоны: (495) 174-75-67, 174-75-80, 171-43-74

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Ил.Т.МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Казанский государственный архитектурно-строительный ун-т)

Усталостное сопротивление изгибаемых элементов действию поперечных сил при средних пролетах среза

Усталостные испытания железобетонных балок прямоугольного сечения в зависимости от относительного пролета среза позволяют установить 3 формы усталостного разрушения изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил. Поэтому, учитывая характер усталостного разрушения, все изгибаемые элементы в зависимости от относительного пролета среза $\frac{c_0}{h_0}$ можно разбить на три группы:

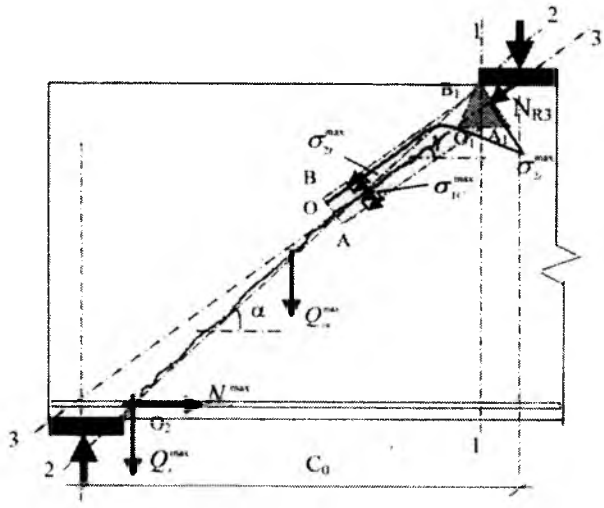
1. Изгибаемые элементы с малым пролетом среза $c_0 < 1{,}2h_0$;
2. Изгибаемые элементы с большим пролетом среза $c_0 > 2h_0$;
3. Изгибаемые элементы со средним пролетом среза $1{,}2h_0 < c_0 < 2h_0$.

Каждой из этих групп присущи свои механизм работы, форма усталостного разрушения и расчетная схема.

Изгибаемые элементы со средним пролетом среза $1{,}2h_0 < c_0 < 2h_0$ находятся на границе двух предыдущих расчетных условий. Поэтому при средних пролетах среза проявляются особенности элементов как с малым, так и с большим пролетом среза, т.е. на характер образования и развития трещин в зоне действия поперечных сил и усталостного разрушения таких элементов оказывают влияние как внутренние силовые факторы, действующие в рассматриваемых по длине пролета среза элемента сечениях (моменты и поперечные силы), так и местные возмущения напряженного состояния и концентрации напряжений в определенных зонах, связанные с точками приложения сосредоточенных внешних сил.

Усталостные испытания балок прямоугольного сечения с пролетом среза $c_0 = (1{,}51 - 1{,}67)h_0$ позволяют установить следующую картину образования и развития трещин, а также характер усталостного разрушения в зоне действия поперечных сил. При средних пролетах среза критическая наклонная трещина образуется на расстоянии $(0{,}3 - 0{,}4)h$ от растянутой грани и развивается в направлениях к опоре и к грузу. В растянутой зоне она развивается вдоль линии 2 – 2 (см. рисунок), соединяющей внутреннюю границу опорной пластины с внешней границей грузовой пластины, и полностью пересекает ее (до внутренней кромки опорной пластины). При своем развитии в направлении к грузу критическая наклонная трещина после того, как доходит до точки О пересечения линий 3 - 3 и 2 – 2, меняет свое направление и продолжает развиваться вдоль оси 3 – 3 наклонного сжимающего потока, образующегося между точками приложения опорной реакции и сосредоточенной нагрузки, т.е ориентируется вдоль наклонного сжимающего силового потока. В то же время внутри самого сжимающего силового потока образуется и развивается трещина отрыва вдоль оси 3 – 3 потока, которая затем сливается с начальным участком (OO_2) критической трещины. Очевидно, что образование, развитие и раскрытие критической трещины в растянутой зоне (участок OO_2) связаны с плоским поворотом и сдвигом наклонного сечения 2 – 2, а ее развитие и раскрытие в сжатой зоне (OO_1) – с образованием и развитием микротрещины отрыва по линии действия растягивающих напряжений σ_{2t}^{max} в зоне "растяжение-сжатие" внутри наклонного сжимающего силового потока, под действием силы N_{R3}^{max}, а затем их слиянием в макротрещину и дальнейшим развитием и раскрытием этой макротрещины отрыва OO_1.

Формирование критической наклонной трещины заканчивается уже при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла Q_{max} после того, как трещина OO_2, попадая под влияние наклонного сжимающего силового потока, ориентируется вдоль него и сливается с трещиной отрыва OO_1, образованной внутри сжимающего силового потока вдоль его оси. При этом в направлении к грузу критическая трещина (трещина отрыва) развивается только до точки O_1, останавливается на некотором расстоянии от края грузовой пластины и практически до усталостного разрушения дальше не продвигается. Незадолго до разрушения вдоль верхней границы ядра сжатия BB_1 внутри наклонного сжимающего силового потока образуется еще одна трещина отрыва, а также на линии, соединяющей точку O_1 и внешнюю кромку грузовой пластины, образуется множество мелких параллельных трещин, имеющих определенный угол наклона к этой линии. Усталостное разрушение по сжатой зоне элементов со сред-



Физическая модель сопротивления элемента при средних пролетах среза

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ним пролетом среза происходит в результате усталостного разрыва хомутов в сечении с трещиной OO_1 или BB_1.

Усталостное разрушение по растянутой зоне происходит в результате усталостного разрыва продольной арматуры в месте пересечения с трещиной OO_2 от совместного действия усилий Q_s^{max} и N_s^{max}. Другой возможной формой разрушения по растянутой зоне является нарушение анкеровки продольной арматуры в результате усталости сцепления. Основным очагом усталостного разрушения продольной арматуры является ее периодический профиль, который является мощным концентратором напряжений. На стадии зарождения усталостной трещины происходит интенсивное пластическое деформирование металла в местах концентрации напряжений, и когда исчерпывается пластический ресурс металла, в указанных местах образуются микротрещины. Затем микротрещина за определенное количество циклов нагружения развивается до размеров макротрещины. С увеличением длины усталостной трещины происходит уменьшение объективной (остаточной) усталостной прочности продольной арматуры, и это уменьшение происходит пропорционально величине $l^{-0,5}(t)$. Поэтому объективную усталостную прочность продольной арматуры в месте пересечения с критической наклонной трещиной определяем как

$$R_{SQ}(t)=\frac{\sigma_{sc}\cdot K_{cf}(t)}{\sqrt{(Y(l)\cdot\sigma_{sc})^2\cdot l(t)+K_{cf}^2(t)}}, \qquad (1)$$

$$\sigma_{sc}=\frac{\sigma_s^{max}(t)\cdot\sigma_{su}}{\left[1+\exp\left(-2\frac{E_s\cdot\varepsilon_{pl}}{\sigma_{su}}\right)\right]\cdot\sqrt{\left(\sigma_s^{max}(t)\right)^2+3\left(\tau_s^{max}(t)\right)^2}}, \qquad (2)$$

где $K_{cf}(t)$ – критический коэффициент интенсивности напряжений в продольной арматуре при циклическом нагружении.

Другой возможной формой разрушения по растянутой зоне наклонного сечения является усталость сцепления между продольной арматурой и бетоном, а в результате — нарушение анкеровки продольной арматуры за критической наклонной трещиной. После образования последней под воздействием усилия $\sigma_s^{max}(t)\cdot A_s$ в продольной арматуре в месте пересечения с критической наклонной трещиной происходит ее выдергивание из бетона. При этом опорную зону изгибаемого элемента за наклонной трещиной можно рассматривать как половину кососимметрично загруженного элемента.

Согласно работе*, при увеличении нагрузки на заделку в определенный момент под выступами арматуры образуется система внутренних трещин с шагом, близким к шагу выступов S_r. После появления системы несквозных трещин контактная зона разбивается на независимо работающие участки. При этом приращение перемещений данного выступа после возникновения внутренних несквозных трещин зависит не от того, как нагружены остальные выступы арматуры, а лишь от величины нагрузки, приходящейся на данный выступ. В связи с этим усталостную прочность анкеровки необходимо связать с образованием внутренних несквозных трещин. Образование этих конусообразных трещин связано с работой бетона под выступами арматуры на смятие. Поэтому объективную усталостную прочность бетона под выступами, а следовательно и силы зацепления выступов арматуры о бетон нужно определить как функцию длины конусообразных трещин $l_i(t)$, которая постоянно возрастает с увеличением количества циклов нагружения. С учетом этого объективную усталостную прочность анкеровки после приложения N циклов нагружения представим в виде:

для вертикальных выступов

$$R_{an}(t)=\frac{8K_{cf}\cdot s_r\cdot l_{an}\cdot ctg\varphi}{\sqrt{\pi\cdot l(t)}\cdot d^2\cdot\sin\varphi_k}(d+2c_r+s_r\cdot\cos\varphi_k), \qquad (3)$$

для наклонных выступов

$$R_{an}(t)=\frac{8K_{cf}\cdot c_r\cdot(d+c_r)\cdot A_t\cdot l_{an}\cdot ctg\varphi}{\sqrt{\pi\cdot l(t)}\cdot d^2\cdot A_c\cdot\sin\alpha_r\cdot\sin^2\varphi_k}, \qquad (4)$$

где d, c_r, s_r – геометрические характеристики арматуры периодического профиля; $K_{cf}, l(t)$ – критический коэффициент интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении и текущая длина трещины в бетоне под выступами арматуры; l_{an} – длина анкеровки продольной арматуры; φ – угол внутреннего трения бетона; φ_k – угол клина; α_r – угол наклона выступов арматуры.

Характер распределения напряжений внутри наклонного сжимающего силового потока такой же, как при смятии. Как известно, при смятии, как и при местном сжатии, под грузовой площадкой небольшой ширины образуется клин уплотнения, который находится в условиях двухосного сжатия. Под воздействием клина уплотнения в средней части сжимающего силового потока возникает плоское напряженное состояние "растяжение-сжатие". При циклическом нагружении от микропор в теле бетона или усадочных микротрещин по линии действия главных растягивающих напряжений зарождаются и развиваются усталостные микротрещины отрыва, а затем они объединяются в макротрещину отрыва. Поэтому объективную усталостную прочность сжатой зоны необходимо определять в зависимости от длины макротрещины отрыва $l_l(t)$.

В элементах со средним пролетом среза предел выносливости бетона сжатой зоны определяем как

$$R_{b3}(t)=\frac{2K_{lcf}\cdot H_c}{\sqrt{\pi\cdot l_l(t)}\cdot Y_l(l)\cdot\sin 2\varphi\cdot l_{sup}\cdot\sin\alpha}+$$

$$+(R_{sh,rep}-\tau)\cdot tg\varphi, \qquad (5)$$

где $K_{l,cf}$ – критический коэффициент интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении; $l_l(t)$ – текущая длина тре-

* Холмянский М.М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность. — м.: Стройиздат, 1977. — 569 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

щины отрыва в наклонном сжимающем силовом потоке; $Y_I(l)$ - функция, учитывающая геометрическую форму и схему загружения; l_{sup} – ширина грузовой пластины.

В элементах с поперечной арматурой ее наличие отражается на характере развития макротрещины отрыва в наклонном сжимающем силовом потоке, а следовательно, и на величине объективной прочности, так как стержни, пересекающие макротрещину отрыва в сжатой зоне, оказывают сдерживающее влияние в ее развитии. Поэтому в элементах с поперечной арматурой развитие макротрещины отрыва в сжимающем силовом потоке является плавным. В элементах с поперечной арматурой ее влияние учитываем заменой K_{Icf} в (5) на $K_{Icf}+K_{IS}$, где K_{IS} – коэффициент интенсивности напряжений, характеризующий сдерживающее влияние арматуры на развитие трещины отрыва, т.е. коэффициент, учитывающий влияние усилий в поперечной арматуре на интенсивность напряжений в вершине трещины отрыва.

М.М. КОСУХИН, канд. техн. наук, Н.А. ШАПОВАЛОВ, д-р техн. наук (Белгородский государственный технологический ун-т им. В.Г. Шухова)

Теоретические аспекты механизма действия суперпластификаторов

В последние годы при производстве строительных материалов, изделий и конструкций все большее распространение приобретают высокоэффективные разжижители минеральных суспензий — суперпластификаторы.

Вместе с тем механизм их действия изучен недостаточно. Исследования многих авторов в этой области имеют разносторонний характер, а иногда и противоречивы. Имеется целый ряд работ [1,2], в которых рассматривается механизм действия на цементные системы различного типа суперпластификаторов. Попытки исследования механизма пластифицирующего действия суперпластификаторов на цементные суспензии, хотя и позволяют сделать некоторые выводы, наталкиваются на принципиальные трудности.

При затворении цемента водой удельная поверхность во много раз увеличивается, что не позволяет провести полное коллоидно-химическое исследование. В связи с этим для изучения механизма пластифицирующего действия СП нами была предложена модельная система, в качестве которой использовалась меловая суспензия. $CaCO_3$ обладает низкой растворимостью (ПР=$1\cdot10^{-8}$) и содержит катионы, входящие в состав большинства клинкерных минералов.

Агрегативная устойчивость и реология дисперсных систем определяется характером фаз, дисперсностью и концентрацией частиц. Каждая частица представляет собой микрообъем конденсированной фазы, размеры которого велики по сравнению с молекулами, поэтому силы притяжения между частицами определяются в основном дисперсионными взаимодействиями. Силы отталкивания могут иметь различную природу. Прочность каогуляционной структуры определяется глубиной вторичного минимума на потенциальной кривой, т.е. соотношением между силами притяжения и отталкивания.

Рассмотрим роль различных факторов стабилизации дисперсных систем на примере меловой суспензии. Расчет сил дисперсионного притяжения проводили по известной формуле

$$U_м = \frac{A*}{12\pi \cdot h^2},$$

где $U_м$ – энергия молекулярного притяжения; A – константа Гамакера; h – расстояние между частицами.

Константу Гамакера, по аналогии с данными для минеральных окислов [3, 4], принимали равной $5\cdot10^{-20}$ Дж. Результаты расчетов приведены в табл. 1.

Энтропийный фактор стабилизации заключается в стремлении дисперсной фазы к равномерному распределению по объему системы под действием теплового движения. Значение поверхностного натяжения на границе твердое тело-раствор, при котором обеспечивается устой-

Таблица 1

Энергия взаимодействия между частицами мела

Вид энергии, Дж/м^2	Энергия взаимодействия для расстояний между частицами, нм					
	1	2	3	4	5	6
$U_м\cdot10^6$	-1330	-332	-53,1	-13,3	-3,32	-1,47
$U_e\cdot10^6$	531	322	71,9	5,9	0,0388	0,00027
$U_g\cdot10^6$	10700	7700	2830	535	19,1	-0,681
$(U_м+U_e+U_g)\cdot10^6$	9420	7370	2780	522	15,8	-0,793

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Влияние концентрации суперпластификатора СБ-3 на краевой угол смачивания мела и поверхностное натяжение

С, %	$\theta°$	$\cos\theta$	$\sigma_{ж-г}$, мДж/м^2	$\sigma_{т-г} - \sigma_{т-ж}$, мДж/м^2
0	46,1	0,693	72,0	49,9
0,01	38,4	0,784	71,7	56,2
0,02	34,8	0,821	71,5	58,7
0,03	34,2	0,827	71,4	59,0
0,05	34,4	0,825	70,9	58,5

чивость дисперсной системы, определяется соотношением Ребиндера-Щукина

$$\sigma_{т-ж} = \frac{RT}{4\pi \cdot r^2}.$$

Подстановка в это уравнение Т=298°К и r = 1 мкм дает значение $\sigma_{т-ж}$ равное 3,6·10^{-11} Дж/м^2. Сопоставляя это значение с уравнением Юнга

$$\cos\theta = \frac{\sigma_{т-г} - \sigma_{т-ж}}{\sigma_{ж-г}},$$

получаем, что в результате должно наблюдаться полное смачивание поверхности мела, так как $\sigma_{т-ж}$, в связи с его малым значением, можно пренебречь, а $\sigma_{т-г}$ для исследованных систем больше $\sigma_{ж-г}$. В то же время эксперименты показали, что при введении добавок краевой угол смачивания уменьшается (табл. 2), но полного смачивания не наблюдается. Это свидетельствует о незначительном влиянии энтропийного фактора устойчивости в меловой суспензии.

Структурно-механический фактор устойчивости возникает при адсорбции молекул ПАВ, которые не сильно поверхностно-активны для данной границы раздела фаз, но способны к образованию гелеобразного структурированного слоя на межфазной границе. Толщина гелеобразного слоя должна составлять 5...10 нанометров [5], чтобы препятствовать сближению частиц на расстояния, где молекулярные силы притяжения велики. Анализ изотерм адсорбции добавок на границе твердое тело - раствор свидетельствует об образовании только мономолекулярного слоя на поверхности дисперсной фазы. Толщина адсорбционного слоя при этом превышает 1 нм, что явно недостаточно для создания стерического отталкивания между частицами.

Гидродинамический фактор устойчивости заключается в снижении скорости движения частиц при изменении вязкости и плотности дисперсионной среды. При введении добавок вязкость и плотность раствора изменяются незначительно, в связи с чем влияние гидродинамического фактора отсутствует. Электростатический фактор устойчивости основан на электростатическом отталкивании диффузных ионных слоев частиц. Расчет для сил электростатического отталкивания, в соответствии с теорией ДЛФО, проводили по уравнению

$$U_e = 2 \cdot \varepsilon_0 \cdot \varepsilon \cdot \chi \cdot \varphi_\delta^2 \cdot e^{-\chi \cdot h},$$

где U_e – энергия электростатического отталкивания; ε_0=8,85·10^{-12} Ф/м – электрическая постоянная воды; $\varphi\delta$ – потенциал диффузного слоя, приравненный φ – потенциалу; χ – обратная потенциала диффузного слоя; h – расстояние между частицами.

Величину χ рассчитывают по уравнению

$$\chi = \sqrt{\frac{2F^2 \cdot J}{\varepsilon \cdot \varepsilon_0 \cdot k \cdot T}},$$

где F = 9,65·10^4 Кл/г-экв - число Фарадея; ε_0=8,85·10^{12} Ф/м - электрическая постоянная; ε=81 - относительная диэлектрическая проницаемость; J - ионная сила раствора.

Значение электрического потенциала для меловой суспензии с добавками принимали равным 35 мВ.

Результаты расчета U_e для различных расстояний между частицами представлены в табл. 1. Как видно из сопоставления значений $U_м$ и U_e, во всем диапазоне расстояний между частицами энергия молекулярного притяжения больше энергии электростатического отталкивания.

Адсорбционно-сольватный фактор устойчивости состоит в уменьшении поверхностного натяжения на границе твердое тело - раствор в результате адсорбции молекул стабилизатора и возникновения развитых гидратных слоев. При сближении частиц гидратные слои перекрываются, возрастает осмотическое давление, а с ним - и давление отталкивания, предотвращающее коагуляцию. Образование достаточно развитых гидратных оболочек маловероятно для дисперсных систем с лиофобной дисперсной фазой вследствие слабого энергетического взаимодействия среды с дисперсной фазой. При адсорбции добавок, имеющих большое число ионных гидрофильных групп, увеличивается межфазное взаимодействие, что приводит к уменьшению поверхностного натяжения и образованию гидратного слоя. Важную роль структурных сил, обусловленных существованием граничного слоя воды на гидрофильных поверхностях, подтверждают работы многих авторов [1]. В соответствии с этими работами, энергию структурного взаимодействия рассчитывали по формуле

$$U_s = k \cdot l \cdot e^{-h/e},$$

где U_s - энергия структурного взаимодействия; k - константа структурных сил; l - характеристическая длина структурных сил.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Для гидрофильных поверхностей, к которым относится мел, по данным [6], k изменяется в пределах $10^6...10^7$ Дж/м^3; *l* - в пределах 1...10 нм. Для расчета использовали среднее значения *k* и *l*, результаты представлены в табл. 1. Сравнение значений $U_м$ и U_s показывает, что при расстояниях между частицами около 20 нм наблюдается вторичный минимум, вследствие чего коагуляция частиц термодинамически более выгодна, чем пептизация.

Анализ данных табл. 1 показывает, что действие сил молекулярного притяжения преодолевается только совместным действием сил электростатического и адсорбционно-сольватного факторов, так как сумма U_e и U_s больше, чем $U_м$ для всех расстояний между частицами.

Теоретический расчет подтверждается следующими экспериментальными факторами. При отмывке меловой суспензии, стабилизированной СБ-3, дистиллированной водой pH уменьшается до значений 7...7,5, что меньше значений pH для фенольных гидроксогрупп [6]. При этом гидроксильные группы переходят в недиссоциированное состояние, молекулы СБ-3 становятся электрически нейтральными, и электростатический фактор стабилизации резко уменьшается. В это же время наблюдается потеря агрегативной устойчивости и переход к бингамовскому характеру течения меловой суспензии. Увеличение pH суспензии до значений, превышающих pH гидроксогрупп, опять приводит к полной агрегативной устойчивости и ньютоновскому характеру течения суспензий. Этот переход из одного состояния в другое можно осуществлять многократно.

С другой стороны, исследование реологии меловой стабилизированной суспензии при различных температурах показало, что при повышении температуры пластическая вязкость монотонно уменьшается, в то время как в области температур 60...65°С наблюдается значительное увеличение предельного напряжения сдвига. Потеря устойчивости водных дисперсий в этой области температур связывается авторами [7, 8] с разрушением граничных слоев воды за счет увеличения интенсивности теплового движения молекул воды и резким снижением роли адсорбционно-сольватного фактора устойчивости.

Таким образом, механизм пластифицирующего действия исследованных добавок заключается, по нашему мнению, в следующем. Молекулы добавок адсорбируются на поверхности частиц, образуя мономолекулярный слой. Адсорбция добавок на поверхности частиц обеспечивается дисперсионными силами взаимодействия между системой ароматических колец добавки и поверхностью частиц. При этом, поскольку добавки являются анионактивными веществами, заряд поверхности частиц становится более отрицательным, что приводит к увеличению сил отталкивания между частицами. Этому же способствует формирование гидратных слоев вокруг частицы вследствие наличия гидрофильных групп в молекулах добавки. В результате силы отталкивания начинают преобладать над молекулярными силами притяжения, что приводит к снижению энергии коагуляционного контакта до величин, сравнимых с энергией теплового движения. При этом наблюдается переход к полной агрегативной устойчивости системы, пептизации агрегатов до первичных частиц, изменению реологического характера течения суспензии с бингамовского (предел текучести больше нуля) на ньютоновский (предел текучести равен нулю).

На основании проведенных экспериментальных исследований и анализа литературных данных можно сформулировать следующие положения о необходимых качествах пластифицирующей добавки:

- адсорбция добавки осуществляется за счет дисперсионных сил притяжения; для локализации молекул добавки на поверхности частицы необходимо, чтобы молекула добавки содержала систему связанных ароматических колец или сопряженных двойных связей;
- адсорбированные молекулы добавки должны гидрофилизировать поверхность дисперсной фазы, для чего должны содержать как минимум гидрофильные группы по концам молекулы;
- пластифицирующая активность добавки определяется поверхностной активностью на границе твердое тело - раствор и посадочной площадкой молекулы добавки;
- молекулы добавки должны создавать на поверхности частиц одноименный заряд, при этом электрокинетический потенциал модифицированных частиц должен быть не менее 30 мВ.

Библиографический список

1. **Балкевич В.Л., Мосин Ю.М.** Органические добавки в производстве керамики огнеупоров // Стекло и керамика. – 1980. - № 5. - С. 46-51.
2. **Иванов Ф.М., Москвин В.М., Батраков В.Г. и др.** Добавка для бетонных смесей - суперпластификатор С-3 // Бетон и железобетон. – 1978. - №10.
3. **Адам Н.К.** Физика и химия поверхностей. - М.; Л, 1947. - 552с.
4. **Баран А.А. и др.** Устойчивость и коагуляция разбавленных дисперсий гидрослюды электролитами.//Коллоид. журн. – 1984. - Т. 46. - № 4. - С. 640-644.
5. **Неппер Д.** Стабилизация коллоидных дисперсий полимерами. - М.: Мир, 1986. - 487с.
6. **Ефремов И.Ф.** Периодические коллоидные структуры. - Л.: Химия, 1971. - С.192.
7. **Баран А.А.** Полимерсодержащие дисперсные системы. - Киев: Наукова думка, 1986. - 204с.
8. **Чураев Н.В.** Включение структурных сил в теорию устойчивости коллоидов и пленок // Коллоид. журн. – 1984. - Т.46. -№ 2. -С. 302-3

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Г.ФЕРРАРИ, Ф.СУРИКО (компания MAPEI, Италия)

Самоуплотняющийся бетон для моста «Калатрава» в Венеции

В девятнадцатом веке было построено три моста через Гранд канал в Венеции: «Риалто», «Академия» и «Скалзи» . В последнее время ввиду увеличения потока туристов, посещающих Венецию, возникла необходимость строительства четвертого моста.

Новый мост, спроектированный известным архитектором Сантьяго Калатрава, представляет собой арку из стали и стекла пролетом 90 м, подсвеченную мощными лампами, который хорошо вписывается в традиционную Венецианскую архитектуру.

В противоположность видимой легкой части мост «Калатрава» имеет массивный тяжелый фундамент, на который опираются конструкции всего сооружения. Вследствие высокой степени армирования несущих стен бетонирование конструкции обычными бетонными смесями было невозможно. Поэтому для строительства моста необходимо было разработать самоуплотняющиеся бетонные смеси, использование которых представляет собой самую современную и передовую технологию.

Самоуплотняющиеся бетонные смеси на основе цемента, характеризующиеся высокой подвижностью и позволяют производить бетонирование без применения вибрации. За счет введения специальных добавок такие смеси имеют низкое водоцементное отношение, и они не расслаиваются, что свойственно обычным высокоподвижным бетонным смесям.

Проектирование составов бетона было выполнено при соблюдении следующих основных принципов:

а) Расход крупного заполнителя (максимальный диаметр - 25 мм, предпочтительнее - 15 мм) не должен превышать 340 л на 1 м^3 бетонной смеси. Соблюдение этого условия обеспечивает способность смеси проходить сквозь густорасположенную арматуру;

б) Общий объем тонкодисперсной фракции (цемент и микронаполнители) должен находится в пределах от 170 до 200 л на 1 м^3. Большой объем цементного теста обеспечивает необходимую смазку поверхности заполнителя и снижает вероятность блокировки бетонной смеси при ее укладке;

в) Соотношение между объемами воды и тонкодисперсной фракции в смеси должно быть в пределах от 0,85 до 1,20. Если это соотношение слишком мало, то смесь будет вязкой, соответственно подвижность упадет, и уплотнение смеси станет затруднительным;

г) Особенно важно для применения в самоуплотняющихся бетонных смесях суперпластификаторов на основе поликарбоксилатов. Благодаря механизму дефлокуляции цементных частиц, основанному на стерическом отталкивании, эти суперпластификаторы более эффективны по сравнению с прежним поколением суперпластификаторов на основе нафталин- и меламинформальдегидных соединений, действие которых основано на электростатическом отталкивании. Для обеспечения требуемой удобоукладываемости смеси дозировка суперпластификаторов на основе поликарбоксилатов должна составлять от 1 до 1,5 % массы цемента;

д) Для уменьшения водоотделения и расслоения необходимы добавки, изменяющие вязкость жидкой фазы. Эти добавки являются важной составляющей самоуплотняющихся бетонных смесей и представляют собой полимеры на основе полисахаридов. К ним относятся модифицированная целлюлоза, Welan gum, Xanthan и высокомолекулярный полиоксиэтилен. Дозировка добавок-модификаторов вязкости обычно находится в пределах от 0,4 до 0,7 % массы цемента.

В сравнении с обычными бетонами применение самоуплотняющихся бетонов повышает производительность труда на стройплощадке и соответственно сокращает сроки строительства, а также общую стоимость. Существуют и некоторые другие технологические аспекты, благодаря которым самоуплотняющиеся бетоны являются более предпочтительными. Содержание микронаполнителей в таких бетонах, даже химически инертного молотого известняка, способствует повышению срока службы и долговечности бетона. Этот эффект еще более усиливается, если использовать в качестве микронаполнителя пуццоланово активные материалы, такие как микрокремнезем и золу-унос.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

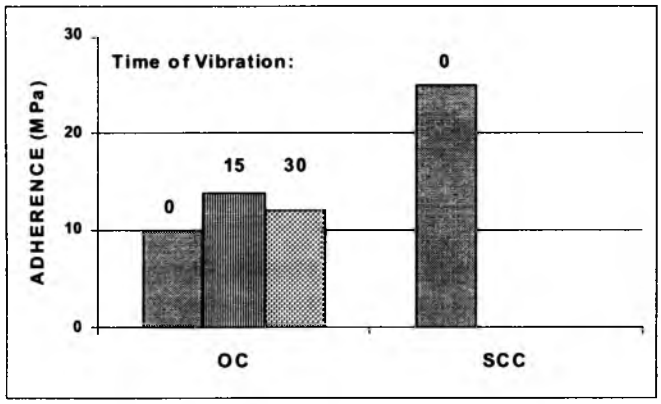


Рис.1 Кинетика роста прочности обычного и самоуплотняющегося бетонов с одинаковым водоцементным отношением и равной подвижностью

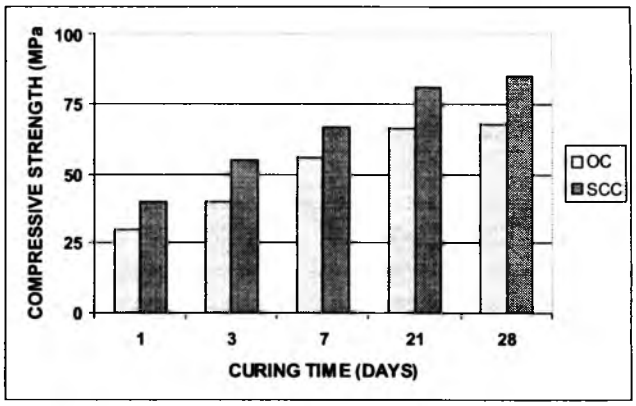


Рис.2. Прочность сцепления обычного бетона при разном времени вибрации (0,15 и 30 с) и самоуплотняющегося бетона (ОС – обычный бетон; SCC – самоуплотняющийся бетон; по оси у – прочность сцепления, МПа, 0, 15 и 30 – время вибрации)

При сравнении самоуплотняющегося бетона с карбонатным микронаполнителем и обычного бетона с одинаковым значением водоцементного отношения (0,45) и равной подвижностью (марка по подвижности П4) видно, что микропористость первого меньше, чем второго. Снижение микропористости цементной матрицы способствует повышению практически всех свойств затвердевшего бетона из самоуплотняющихся смесей. На рис. 1 показано увеличение прочности на сжатие самоуплотняющегося бетона в сравнении с обычным бетоном при одинаковом водоцементном отношении. Из рис. 1 видно, что даже при равном водоцементном отношении прочность на сжатие самоуплотняющегося бетона на 20 % выше во все сроки твердения. Это обстоятельство объясняется снижением микропористости цементного камня самоуплотянющегося бетона.

Кроме того, большое содержание микронаполнителей в самоуплотняющихся бетонах повышает сцепление бетона с арматурой (см. рис. 2). Полученные данные ясно свидетельствуют о том, что сцепление самоуплотняющегося бетона с арматурой лучше, чем у обычного бетона. Следует также отметить, что если сцепление обычного бетона с арматурой зависит от времени вибрации, то для самоуплотняющегося бетона, который не требует применения вибрации, улучшение сцепления происходит преимущественно благодаря присутствию микронаполнителя на границе раздела между арматурой и бетоном.

Применение самоуплотняющегося бетона для моста «Калатрава» было продиктован высоким расходом арматуры на единицу объема бетона (в среднем 240 кг/м^3), а также большой плотностью ее расположения (стержни диаметром 24-32 мм с расстоянием между собой от 0 до 4 см). Кроме того, исходя из агрессивных условий эксплуатации, к конструкции предъявлялись высокие требования по долговечности, поэтому бетонные смеси имели водоцементное отношение менее 0,45.

Для оптимизации состава самоуплотняющегося бетона было проведено несколько лабораторных испытаний. Окончательный состав бетона для моста «Калатрава» приведен в таблице.

Для того чтобы не создавать проблем для речного транспорта, бетонирование моста «Калатрава» производилось ночью. В общей сложности при бетонировании моста было уложено 4 500 м^3 самоуплотняющегося бетона.

Мост «Калатрава» является выдающимся примером рационального применения самоуплотняющихся бетонов и подтверждает значимость нового поколения суперпластификаторов для получения таких бетонов.

Цемент	350 кг/м^3	Объем тонкодисперсной фракции = 186 л/м^3
Микронаполнитель (карбонатный)	200 кг/м^3	
Щебень (4-12 мм)	700 кг/м^3	
Песок (0,125 – 4 мм)	1075 кг/м^3	
Вода	158 кг/м^3	
Суперпластификатор (DYNAMON SP1)	5,5 кг/м^3	Соотношение между объемом заполнителя и объемом тонкодисперсной фракции = 0,86
Модификатор вязкости (VISCOFLUID SCC/10)	5,5 кг/м^3	
Водоцементное отношение	0,45	
Прочность на сжатие	50 МПа	

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Н.В.КОРОБОВ, канд. техн. наук, доц.; А.Ю.ЕВСТИГНЕЕВ, Д.С.СТАРЧУКОВ, инженеры
(ВКА им. А.Ф.Можайского, Санкт-Петербург)

Новые технологии в области производства бетонов

В настоящее время в научном мире сделан значительный прорыв в области разработки и применения строительных материалов [3]. Одним из основных направлений деятельности ученых являются исследования по поиску новых эффективных бетонов. Особенно необходимо отметить здесь достижения немецкой и японской науки. Например, открытие нанотрубок в Японии в 1991 г. Известно, что их прочность на разрыв почти в 100 раз превосходит прочность стали, а по размерам они в 50 000 раз тоньше человеческого волоса. Эти трубки устойчивы к коррозии. Эксперименты показывают, что применение нанотрубок в качестве нанофибр значительно увеличивает прочность бетона.

Японские фирмы новым способом производят большое количество крошечных трубочек (от 140 до 250 грамм за час). Существует несколько методов создания углеродных нанотрубок. Японские фирмы используют для этого химическое осаждение из газовой фазы – метод, который является самым перспективным для коммерческого производства продукта. Углеродные нанотрубки – это свернутые в цилиндр листы, которые состоят из атомов углерода. Крошечные трубочки имеют исключительные физические свойства. Их невероятный предел прочности на разрыв позволяет уже сейчас использовать нанотрубки для создания композиционных материалов.

В Германии наука идет своим путем. Высокое качество аттестуется в Германии по системе управления качеством DIN, а также нормами проектирования DIN к расчету на прогиб, поперечную силу и на продавливание. Результаты оцениваются специальными программами, основанными на методе конечных элементов [5].

Особое внимание необходимо уделить еще одному направлению - высокопрочным тканым бетонам. Эти ультраэффективные материалы позволяют создавать конструкции в несколько раз тоньше и намного легче железобетонных. Толщина таких конструкций может измеряться несколькими сантиметрами, что достигается армированием их стеклотканью и применением комплексных компонентов-добавок. Глубокие исследования в этом направлении проводятся в Германии. Значительное финансирование там направлено на научные исследования в области нанотехнологий.

В последнее время активизируется процесс программного обеспечения в строительстве, появляются новые разработки. Однако нормативная база, в частности по производству и применению бетонов, еще недостаточно развита. Этот недостаток отмечают многие строительные организации и фирмы.

Известно, что бетон является достаточно огнестойким материалом, он имеет высокую несущую способность при пожаре, что подтверждается на практике. Это еще одно из его уникальных свойств в сравнении с другими строительными материалами, такими как сталь, алюминий, стекло. Практические эксперименты показывают, что полипропиленовая фибра повышает несущую способность железобетонной конструкции при огневом воздействии и снижает взрывной характер разрушения бетона

В последнее время процесс появления новых материалов ускоряется. Что раньше не менялось десятилетиями, сейчас буквально шквалом начинает развиваться. Обширное поле нереализованных возможностей представляет собой область производства и применение бетона. В последнее время он претерпел множество изменений и модификаций [4], процесс интенсификации технологий его производства ускоряется, что дает возможность придать ему новые уникальные свойства [1]. Появились бетоны ультравысоких технологий ("Ultra high performance concrete") с прочностью на сжатие 200 Н/мм^2 и выше. Такие бетоны скорее можно назвать композиционными материалами или композитами, нежели бетонами, поскольку их модификация далеко отличается от традиционного обыкновенного бетона. Конструкции на основе таких материалов имеют существенно меньшую площадь поперечного сечения, высокую прочность и значительно большие пролеты. В связи с высокой плотностью таких материалов повышается их долговечность и стойкость к различного рода воздействиям. Сообщается, что в лабораториях получен бетон прочностью на сжатие около 500 Н/мм^2, что превышает аналогичные показатели стали [2].

Библиографический список

1. **Касторных Л.И.** Добавки в бетоны и строительные растворы. - Ростов-на-Дону. Феникс, 2005.
2. **Трамбовецкий В.П.** Бетон в современном строительстве//Технологии бетонов. - 2006. - 2.- с.72-74.
3. **Баженов Ю.М.** Технология бетона. - М., 1987.
4. **Батраков В.Г.** Модифицированные бетоны. М., 1999.
5. **Программный** комплекс Structure CAD. Руководство пользователя. - Киев. Научно-производственное предприятие "ТОПАЗ-ИНФОРМ", 1996, с. 434.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В Н И И Ж Е Л Е З О Б Е Т О Н

ПРЕДЛАГАЕТ

ВОДОДИСПЕРСНЫЕ ПЛЁНКООБРАЗУЮЩИЕ СОСТАВЫ (ВПС-Д)

ДЛЯ УХОДА ЗА БЕТОНОМ

Составы *ВПС-Д* на основе парафинов разработаны ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ, СОЮЗДОРНИИ и НПО «СИНТЕЗ ПАВ» при участии АО «ЦЕНТРОДОРСТРОЙ», НИИЖБ, «АЭРОПРОЕКТ», АО «МОСТОЖЕЛЕЗОБЕТОНКОНСТРУКЦИЯ» и др. организаций. Применяются при температурах выше +3°С, образуют за 1...8ч бесцветное или белоснежное паронепроницаемое покрытие. При квалифицированном применении удовлетворяют требованиям американских (ASTM C156, ASTM C309) и британских (BS 8110, BS 7542) стандартов. Рекомендованы Научно-техническим Управлением КОРПОРАЦИИ «ТРАНССТРОЙ» к широкому применению.

НАЗНАЧЕНИЕ

- **Уход за монолитным бетоном автодорог, аэродромов, облицовок каналов, туннелей, мостов, конструкций зданий**
- **Защита от обезвоживания сборного железобетона при тепловой обработке, безобогревном твердении, после пропаривания**
- **Изготовление морозосолестойких (F≥600) сборных дорожных конструкций и коррозионностойких железобетонных труб**

СПОСОБ ПРИМЕНЕНИЯ

- **Распыляются на свежеуложенный бетон после отделки его поверхности**
- **Наносятся распылением, валиком или кистью на твердеющий бетон сразу после распалубки**
- **Наносятся на открытую поверхность пропаренного бетона сразу после извлечения изделия из камеры.**
- **Рекомендуемый расход (*P*) 100...500 г/м² с учётом содержания в составах нелетучих веществ ($M_{нв}$) и условий твердения бетона**

ПРЕИМУЩЕСТВА

- Готовые к употреблению светлые нерасслаивающиеся жидкости с условной вязкостью от 15 до 30 с
- Экологически чистые (заключение НИИ гигиены им. Ф.Ф.Эрисмана №03/ПМ-75 от 09.06.93г.), не горючие, взрывобезопасные
- Снижают водопотери (ΔW) защищённого бетона до 0,001...0,051 г/см² при допустимых водопотерях менее 0,055 г/см²
- Предотвращают испарительное охлаждение бетона, гидрофобизируют и кольматируют его поверхность. Создают благоприятные условия для гидратации цемента даже в поверхностном слое бетона и препятствуют образованию трещин.
- Обеспечивают проектные показатели бетона по прочности и морозостойкости, снижают его водопоглощение ($W_п$), проницаемость и усадку. Сравнительные показатели бетона после 450 циклов испытания на морозостойкость по второму методу ГОСТ 10060.2-95 (см. таблицу)
- Обеспечивают экономию энергоресурсов, цемента и сокращение режима тепловой обработки бетона

Состав	$M_{нв}$, %	P, г/м²	ΔW, г/см²	$W_п$, мас.%	Δm *, %
ВПС-Д	35	200	0,012	0,8	–
ВПС-Д	35	300	0,005	0,5	+0,3
ВПС-Д	25	300	0,030	1,0	+0,2
ВПС-Д	15	500	0,051	1,6	–
Помароль (Литва)	30	300	0,039	3,2	+0,5
Concur WB (Ирландия)	32	300	0,027	2,8	-5,1
Бетон без ухода	–	–	0,290	3,9	разрушился

Примечание: *) изменение массы бетона при испытании

ХРАНЕНИЕ

- Гарантийный срок хранения в закрытой таре 1 год. Летние рецептуры не подлежат замораживанию.

ВПС-Д ПРИМЕНЯЛИ

- **ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ *взлётно-посадочных полос* в аэропортах Домодедово, Шереметьево, Пулково, Борисполь (Киев), Кольцово (Екатеринбург), Челябинск, Братск, Сочи, Сыктывкар, Николаевск-на-Амуре, Элиста. Кубинка; *автодорог* в Сочи, МКАД-Кашира, МКАД; *мостов* в Воронеже, Ростове-на-Дону, Москве, Липецке; *портовых контейнерных площадок* в Санкт-Петербурге; *инженерных железобетонных сооружений* в «Москва-Сити»**
- **ПРИ ВОЗДУШНО-СУХОЙ, КОНДУКТИВНОЙ (В ТЕРМОФОРМАХ), ЭЛЕКТРОИНДУКЦИОННОЙ, ЭЛЕКТРО– И ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (см. Бетон и железобетон. 1998. - №2. - с.10)**

ГАРАНТИИ КАЧЕСТВА

- ***ВПС-Д*** ($M_{нв}$ 15...25 %) выпускаются опытно-промышленными партиями (г.Шебекино) по ТУ 21-33-119-92 и ТУ 2241-166-00284807-96 с аттестационным испытанием каждой партии во ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ и СОЮЗДОРНИИ

ПОСТАВКА

- Автомобильным и железнодорожным транспортом в цистернах и бочках. Срок поставки 12....15 рабочих дней после оплаты заказа

ОБРАЩАТЬСЯ: 115573 Г. МОСКВА, ОРЕХОВЫЙ БУЛЬВАР, Д.37-1 ОФ.15 ТЕЛ.393-85-38, 396-09-05, 8-916-742-00-89 E-MAIL: TEHNOHIM2003@RAMBLER.RU

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Вышли в свет:

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В представляемой книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Уделено большое внимание формированию гражданской и городской архитектуры различных стран и регионов, объемно-планировочным решениям и конструкциям, условиям и технологии строительства, а также эксплуатации сооружений, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие концепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. Научное издание. – М.: Стройиздат, 2004 – 144 с. с иллюстрациями.

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены основы проектирования и технология усиления железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций по сравнению с другими способами усиления. Даны базовые положения по проектированию усиления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Приведена технология усиления различных железобетонных конструкций. Освещены вопросы качества, требования к исходным материалам и условиям проведения работ, а также даны рекомендации по мониторингу усиливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт работы по усилению элементов различных сооружений композиционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооружений.

Книга предназначена для специалистов в области проектирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных сооружений.

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебн. пособие. – Тверь: Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с.: 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить решение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО «Триада-Холдинг»:
123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2 .
Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10; E-mail: trhold@comail.ru

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

Подписано в печать 05.06.06. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 583

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

E-mail: magbeton@rambler.ru; http://vlib.ustu.ru/beton
Тел. 692-6205, 703-9762

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

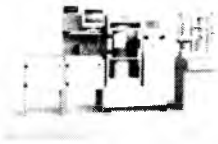
Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test».

Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворных смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

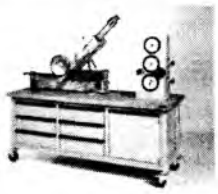
УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ

MEGA 20-200-10 DM 1-S
Комбинированная установка с автоматическим управлением для испытания на сжатие/изгиб бетонных образцов

ALPHA 3-3000 S
Установка для испытания бетонных образцов на сжатие. Автоматическое управление, цифровой дисплей



Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



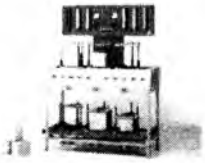
UPB 86/200 **UPB 93/160**

Универсальный испытательный блок для проведения и демонстрации различных видов испытаний строительных материалов (бетона, цемента, древесины, стали)

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН

Объем 8 л

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА



Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм

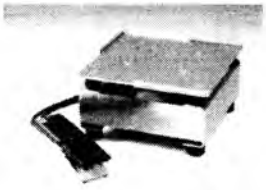
УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ

Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ

Круг истирания Бёме, размеры 890x760x890мм; масса 500 кг; 3/380 В

ЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ ВИБРОСТОЛЫ



размеры 350x350 мм; масса 23 кг; 3000 об/мин., ножной выключатель

размеры 330x520 мм; масса 34 кг; 9000 об/мин., Таймер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА

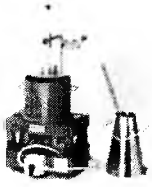
Прибор Вика с иглой и пестиком
$D_{игл}$ = 1,13 мм
$D_{пест}$ = 10 мм

Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений

Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса

УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБООУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ

Стандартный конус D 100/200 мм, высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг; 220В/50 Гц

Триада-Холдинг

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-92 Факс (495) 234-38-84
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО
СКБ СТРОЙПРИБОР
ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ на изготовление средств измерений №000110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01 /ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690.
Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Кс, типа контролируемого изделия вычисления класса бетона В.
Диапазон ..... 3...100 МПа

ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера.
Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона.
Диапазон ..... 0,5...8 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690
Диапазон ..... 5...100 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690
Диапазон ..... 5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (В-II), К-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362
Диаметр контролируемой арматуры ..... 3...5 (6...9) мм

ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362
Диаметр контролируемой арматуры ... 3...32мм
Длина ..... 3...18м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256
Диапазон ..... 0,02...1,5 Вт/м К

ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 пятиканальный с режимом самописца (до 15 суток)
Диапазон измерения
плотности тепловых потоков ..... 5...999 Вт/м3,
температуры ..... -30...+100°С

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ-МГ4.01, ТЦ3-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 24 часов)
Диапазон измерения влажности ..... 0...99%,
температуры ..... -20...+85°С
ТЦ3-МГ4.01 термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон ..... -30...+250°С

Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588
МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718, 16588
МГ4Зонд - измеритель влажности сыпучих материалов.
МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы
Диапазон измерения влажности ..... 1...60%

ИПА-МГ4.01

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904
Диапазон измерения защитного слоя 3...150 мм при диаметре стержней 3...40 мм

ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089, 28574
Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимами самописца (до 24 часов) и вычисления расхода воздуха в вентиляционных системах
Диапазоны измерения:
скорости потока ..... 0,4...30м/с,
температуры ..... -20...+100°С

Вибротест - МГ4+

Измеритель виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов с режимом самописца (до 25 часов)
Диапазон измерения частоты ..... 2...1000Гц,
амплитуды ..... 0,01...20мм

Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (095) 964-95-63, 220-38-58 e-mail stroypribor@chel.surnet.ru http://www.stroypribor.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2006. № 3. 1–32