

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- СОКОЛОВ Б.С., ЗАГИДУЛЛИН М.Р.* Прочность сталефибробетонных цилиндрических элементов при осевом сжатии 2
- ЧЕРНОУСОВ Н.Н., ЧЕРНОУСОВ Р.Н.* Сталефиброшлакобетонные кольцевые элементы 6
- СЫЧЕВА А.М., СТАРЧУКОВ Д.С., ЕЛИСЕЕВА Н.Н., САМБОРСКИЙ С.А.* Повышение качества неавтоклавного пенобетона путем стабилизации пены 13

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ЗАЛЕСОВ А.С., ПАЩАНИН А.А., ДУБИНСКИЙ С.И.* Расчет балочных железобетонных конструкций с помощью объемных конечных элементов 16
- МАТАР П.Ю., БАРКАЯ Т.Р., БРОВКИН А.В.* Исследование работы железобетонных плит со стальным профилированным настилом 18

ТЕОРИЯ

- ЕРМАКОВА А.В.* Решение системы линейных алгебраических уравнений метода дополнительных конечных элементов 21
- ЯГУПОВ Б.А., МИГАЛЬ Р.Е.* Жесткость и прогибы балочных железобетонных конструкций, поврежденных коррозией 24

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н.* О деструкции цементных бетонов 28

Б.С. СОКОЛОВ, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, М.Р. ЗАГИДУЛЛИН, инж. (Казанский государственный архитектурно-строительный ун-т)

ПРОЧНОСТЬ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ОСЕВОМ СЖАТИИ

При возведении строительных объектов весьма важным является контроль качества материалов. Наиболее остро этот вопрос связан со строительством из монолитного железобетона, поскольку на прочность бетона влияет множество факторов: температура, влажность, режим уплотнения и т.д. При этом важно следить за прочностью бетона не только в период изготовления конструкции, но и при наборе прочности. Применяемые для этих целей методы неразрушающего контроля прочности не всегда приемлемы, так как многие дают результаты лишь на поверхности бетона и часто не позволяют определить однородность бетона по толщине конструкции.

В настоящее время распространение в строительстве получают конструкции, изготавливаемые из сталефибробетона, методы контроля прочности которого не отличаются от традиционного бетона. Данные, наиболее близкие к фактическим, можно получить методом контроля прочности бетона по цилиндрическим образцам, выпиленным из массива конструкций в соответствии с ГОСТ 28570-90 [1]. В нем установлены ограничения по соотношению размеров образцов. Минимальный диаметр (d) не должен быть меньше 44 мм, а соотношение высоты к диаметру:

$$0,88 \leq h/d \leq 2. \quad (1)$$

В некоторых случаях из-за отсутствия необходимого оборудования не удастся удовлетворить предъявляемым требованиям. Это вызывает необходимость разработки методики расчета элементов цилиндрической формы в значительно большем диапазоне, что явилось целью данной работы.

В задачи исследований включено:

- разработать схему для расчета цилиндрических элементов по прочности, основываясь на теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию [2];

- определить геометрические, статические и физические характеристики расчетной схемы;

- получить условие прочности;

- провести компьютерное моделирование напряженного состояния цилиндрических элементов разных размеров для получения, уточнения и корректировки параметров, входящих в условие прочности;

- выполнить физические эксперименты для получения опытных данных о прочности элементов разных размеров и фактических схем разрушения;

- провести сравнение теоретических и опытных данных для подтверждения предлагаемой методики расчета;

- разработать рекомендации по определению прочности сталефибробетона испытанием цилиндров, выпиленных из массива.

Основой для разработки метода расчета является теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию [2], базирующаяся на физической модели разрушения, представляющая разрушение процессом преодоления сопротивления отрыву, сдвигу и раздавливанию. Это позволило получить условие прочности в виде:

$$N \leq (N_{br} \cos \alpha + 2N_{sh}) / \sin \alpha + N_{ef}, \quad (2)$$

где N - внешнее сжимающее усилие; N_{br} , N_{sh} , N_{ef} - внутренние усилия соответственно: сопротивление отрыву, сдвигу и раздавливанию.

Условие (2) принято для разработки методики расчета элементов цилиндрической формы из сталефибробетона, заключающееся в определении их физических и геометрических характеристик.

На рис. 1 показана расчетная схема, которая является развитием предложенных ранее аналогичных схем для элементов прямоугольной формы горизонтальных стыков стеновых панелей [3, 4].

При этом усилия, входящие в условие (2), определены из очевидных выражений:

$$N_{sh} = R_{fsh} A_{sh} = 0,5 \pi R_{fsh} L_{sh} (d + d_{ef}), \quad (3)$$

$$N_{fbr} = A_{br} R_{fbr} = \pi R_{fbr} d_{ef} L_{br}, \quad (4)$$

$$N_{ef} = R_{fb} A_{ef} = 0,25 R_{fb} \pi d_{ef}^2, \quad (5)$$

где A_{sh} , A_{br} , A_{ef} - соответственно площади расчетных зон сдвига, растяжения и раздавливания.

Сопротивление сталефибробетона сжатию (R_{fb}) и растяжению (R_{fbr}) определяется в соответствии с СП 52-104-2006 [5]. Сопротивление сталефибробетона сдвигу принято таким же, как для тяжелого бетона:

$$R_{fsh} = 3R_{fbr}. \quad (6)$$

Условие прочности с учетом (3-5) примет вид:

$$N \leq \frac{\pi d_{ef} L_{br} R_{fbr} \cos \alpha + R_{fsh} \pi L_{sh} (d + d_{ef})}{\sin \alpha} + 0,25 R_{fb} \pi d_{ef}^2. \quad (7)$$

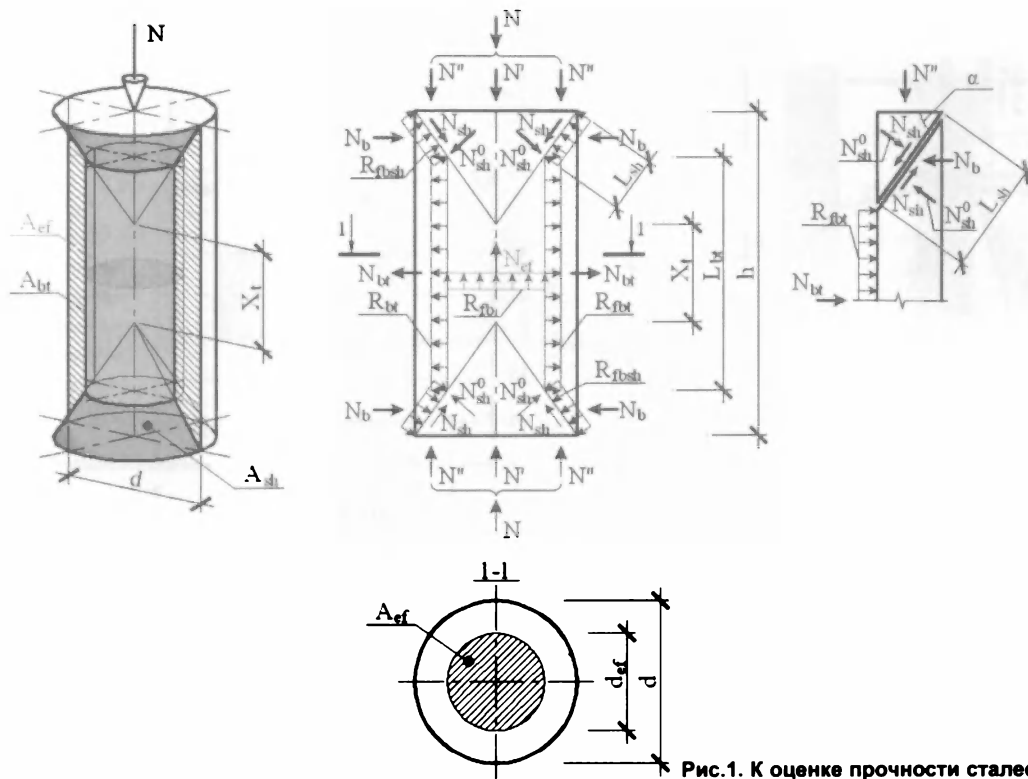


Рис.1. К оценке прочности сталефибробетонного цилиндра

Для определения основных параметров расчетной схемы были проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния сталефибробетонных образцов с использованием программного комплекса "Ли́ра". В конечноэлементной модели цилиндрического образца стальная фибра моделировалась введением горизонтальных стержней, аналогично [6], площадь поперечного сечения которых определялась по формуле:

$$A_f = bh\mu_{fv}\sqrt{1-k_{or}^2}, \quad (8)$$

где b и h - размеры конечных элементов; μ_{fv} и k_{or} - соответственно, коэффициенты фибрового армирования по объему и ориентации стальных волокон, принимаемые по [5].

Результаты численных и физических экспериментов опубликованы в работе [7]. К основным из них можно отнести следующие:

1. Подтверждена выдвинутая ранее и использованная для цилиндрических элементов гипотеза о механизме разрушения бетона при сжатии.

2. Определен угол наклона поверхности сдвига клина, который может быть вычислен по предложенной в [2] формуле:

$$\alpha = \arctg(0,25R_{fb}/R_{fbt} + 1,56). \quad (9)$$

3. Установлено, что с уменьшением высоты образца клинья-конусы под грузовыми и опорными площадками могут пересекаться, увеличивая площадь ядра сжатия. Кроме того, возрастает влияние сил трения между грузовыми площадками и поверхностью образцов, что приводит к росту горизонтальных

сжимающих напряжений, увеличивающих сопротивление бетона разрушению. Наряду с этим увеличение сопротивления бетона разрушению связано с ограничением поперечных деформаций, вызванным добавлением в бетон-матрицу стальной фибры. Это может быть учтено введением в расчетное выражение вместо прочности бетона на сжатие R_b повышенное его значение $R_{b,c}$:

$$R_{fb,c} = \omega k_c R_{fb}. \quad (10)$$

При соотношениях $0,5 \leq h/d < 3,0$ значение коэффициента k_c предлагается определять по уравнению:

$$k_c = 1,934(d/h)^{0,59} \quad (11)$$

При соотношениях $h/d \geq 3,0$ коэффициент $k_c = 1$. Коэффициент ω определяется по уравнению:

$$\omega = 7,85\mu_{fv} + 1. \quad (12)$$

Тогда усилие N_{ef} в (2) следует принять равным:

$$N_{ef} = R_{fb,c} A_{ef} = \omega k_c R_{fb} A_{ef}. \quad (13)$$

С учетом представленных выше уравнений условие прочности запишется в виде:

$$N \leq \frac{\pi d_{ef} L_{bt} R_{fbt} \cos \alpha + R_{fbsh} \pi L_{sh} (d + d_{ef})}{\sin \alpha} + 0,25 k_c \omega R_{fb} \pi d_{ef}^2. \quad (14)$$

4. Численные исследования позволили эффективно разработать программу физических экспериментов, а также оптимально выбрать количество об-

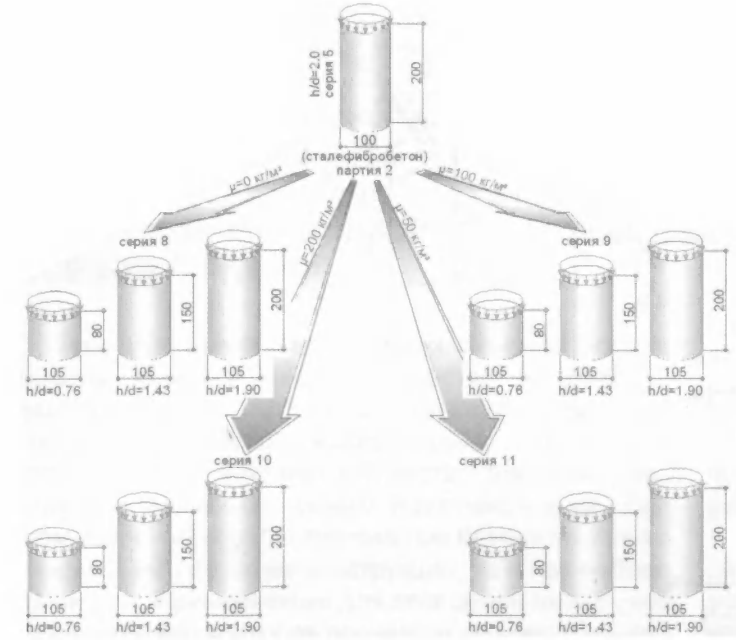


Рис. 2. Информационная схема физических исследований образцов из сталефибробетона

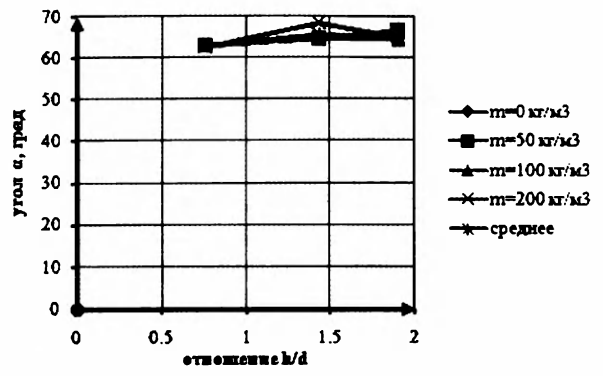
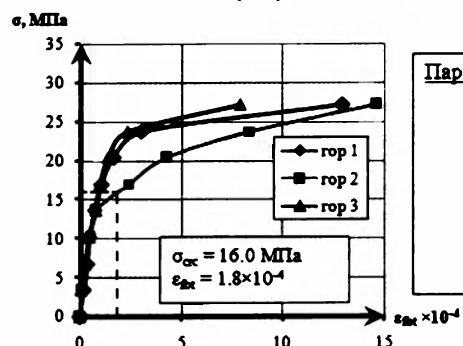
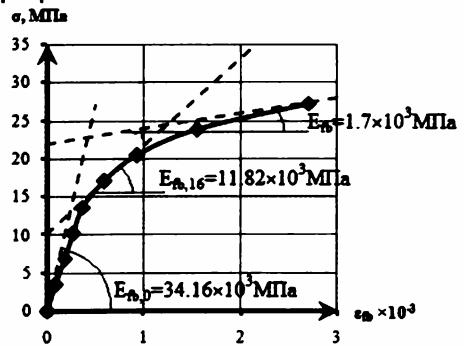


Рис. 3. К определению угла α в зависимости от h/d для сталефибробетона



Параметры компьютерного моделирования

$E_{b,0}$	$= 34.16 \times 10^3$ МПа
$E_{b,16}$	$= 1.7 \times 10^3$ МПа
σ_b	$= 27.3$ МПа
σ_{b1}	$= 2.13$ МПа
ϵ_b	$= 2.704 \times 10^{-3}$
ϵ_{b1}	$= 1.8 \times 10^{-4}$

Рис. 4. Деформации сжатия и растяжения

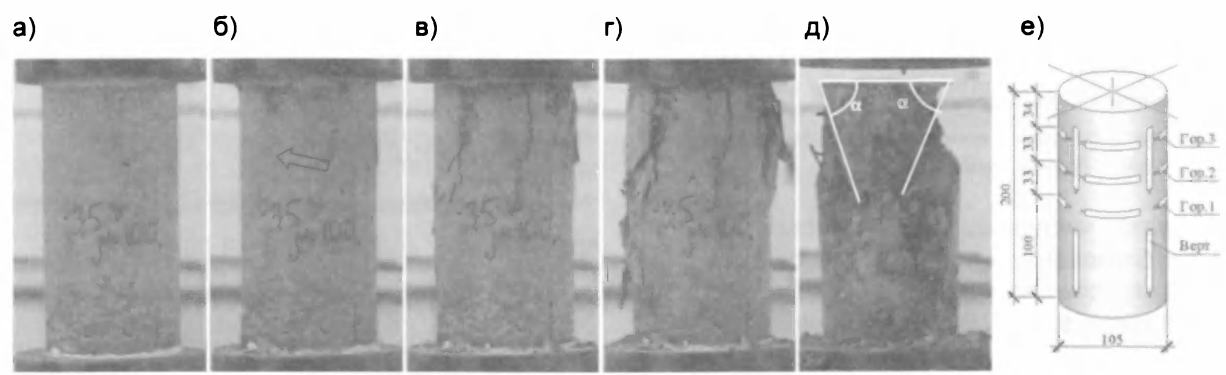


Рис.5. Стадии работы сталефибробетонного образца

разцов и их размеры для испытаний. Информационная схема экспериментальных исследований показана на рис. 2.

В опытах испытано 39 образцов (по 3 образца на каждый фактор), при этом за базовый принят образец с отношением высоты к диаметру h/d равным 2,0. Варьируемыми параметрами исследований были высота бетонного образца и коэффициент фибрового армирования (при постоянных диаметре, физико-механических характеристиках материала, условиях закрепления и схеме приложения нагрузки). Целью физи-

ческого эксперимента ставилось получение опытных данных для сравнения их с методикой расчета.

В ходе экспериментальных исследований с помощью электротензодатчиков, наклеенных на боковую поверхность образцов (рис. 5, е), фиксировались трещинообразующая и разрушающая нагрузки, последовательность разрушения опытных образцов, угол наклона площадки сдвига α (рис. 3), а также величина продольных и поперечных деформаций (рис. 4).

На основе опытных данных уточнены начальный модуль упругости сталефибробетона ($E_{fb,0}$), коэф-

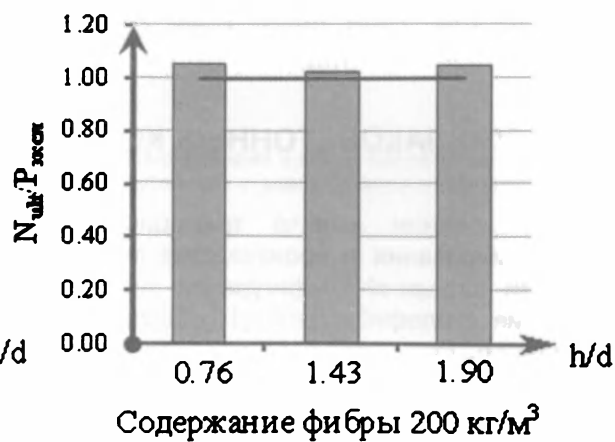
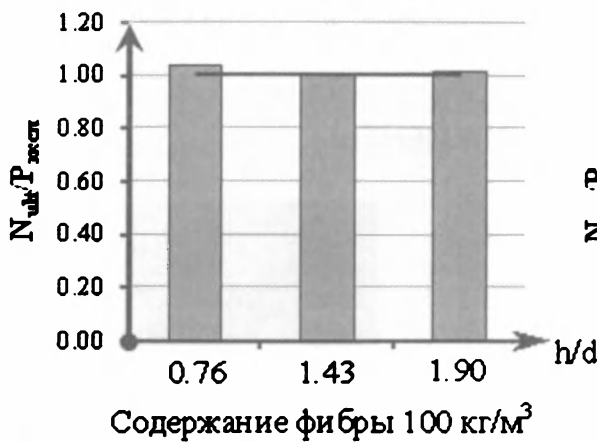


Рис. 6. Сравнение результатов расчетов с опытными данными

коэффициент Пуассона (ν_f), предельные деформации на сжатие (ϵ_{fb}) и растяжение (ϵ_{fbt}) (см. рис. 4.), величины которых оказались близкими к нормативным.

Величина модуля упругости вычислялась в моменты:

- начала загрузки ($\sigma_{fb} = 0$ МПа;
 $E_{fb,0} = 34,16 \times 10^3$ МПа);
- трещинообразования ($\sigma_{crc} = 16$ МПа;
 $E_{fb,16} = 11,82 \times 10^3$ МПа);
- разрушения ($\sigma_{fb,ult} = 27,3$ МПа;
 $E_{fb} = 1,7 \times 10^3$ МПа).

Соппротивление сталефибробетона растяжению определено в момент трещинообразования по выражению:

$$R_{fbt} = E_{fbt} \epsilon_{fbt} = 2,13 \text{ МПа} \quad (15)$$

Полученные опытные данные использованы при компьютерном моделировании напряженно-деформированного состояния цилиндрических образцов из сталефибробетона.

Опыты подтвердили выдвинутую ранее и использованную для цилиндрических элементов гипотезу о механизме разрушения бетона при сжатии. Это наглядно видно из рис.6, где в качестве примера приведены стадии последовательного изменения напряженного состояния опытного образца с коэффициентом фибрового армирования $\mu_{fv} = 0,01274$ по мере увеличения нагрузки от нуля вплоть до разрушения:

- упругая работа (рис. 5, а-б)
- образование и развитие вертикальных трещин в области сжатия-растяжения (рис. 5, в-г)
- разрушение образца (рис.5, д).

Сравнение расчетов с опытными данными [7] представлено на рис. 6, из которого видно удовлетворительное совпадение их результатов. При этом коэффициент вариации относительной прочности составляет $V_m = 0,016$, что меньше нормативного значения. Это свидетельствует о возможности применения предлагаемого подхода для практического применения.

Выводы

1. Впервые теоретически получено выражение для определения прочности элементов цилиндрической формы из сталефибробетона на сжатие, отражающее физический процесс их разрушения от растяжения, сдвига и раздавливания.
2. На основе физической модели получено условие прочности сталефибробетонных цилиндрических элементов при сжатии.
3. Выполнены сравнения опытных разрушающих усилий с вычисленными по полученным расчетным выражениям. Достигнута удовлетворительная сходимость результатов. Это означает, что предлагаемая методика расчета может быть рекомендована для практического применения.
4. Результаты исследований переданы в ООО "Лабораторно-испытательный аттестационный центр "Качество" для практического использования на территории Республики Татарстан.

Библиографический список

1. ГОСТ 28570-90. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций. Государственный строительный комитет СССР. - М.: - 1991. - 10 с.
2. Соколов Б.С. Теоретические основы сопротивления бетона и железобетона при сжатии // Известия ВУЗов. Строительство. - 1993. - №9. - С 57-61.
3. Соколов Б.С., Антаков А.Б. Прочность объемных элементов из керамзитобетона при действии местной нагрузки // Известия ВУЗов. Строительство. - 1999. - №5. - С. 139-144.
4. Соколов Б.С., Никитин Г.П. Прочность горизонтальных стыков железобетонных конструкций // Монография. Издательство АСВ. - Москва. - 2010. - 103с.
5. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции. ГУП "НИИЖБ" Госстроя России. Москва. 2006. - С.80
6. Modeling of fiber reinforced polymer confined concrete cylinders. By Indrani Venkata Volety V.E., Chaitanya Bharathi Institute of Technology, Department of Mechanical Engineering, India, May, 2006-111 p.
7. Соколов Б.С., Загидуллин М.Р. Новое о контроле прочности бетона и сталефибробетона методом выпиливания цилиндров из массива // Достижения и проблемы материаловедения и модернизации строительной индустрии: Материалы XV Академических чтений РААСН - Международной научно-технической конференции/ Казанский государственный архитектурно-строительный университет. Т.2. - Казань, 2010. - С 68-72.

СТАЛЕФИБРОШЛАКОБЕТОННЫЕ КОЛЬЦЕВЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

При использовании вместо традиционного стержневого армирования в производстве тонкостенных изделий кольцевой конфигурации дисперсное армирование (сталефибробетон [1]) обеспечивает однородность структуры в сечении, тогда как обычное смещение рабочей стержневой арматуры от проектного положения резко снижает характеристики тонкостенного кольцевого сечения по прочности, трещиностойкости, долговечности.

В настоящее время не изучена работа тонкостенных изделий кольцевой конфигурации из мелкозернистого шлакобетона (табл.1), армированного фибровой арматурой (СФШБ), применение которого позволит снизить себестоимость аналогичных конструкций (колец смотровых колодцев, безнапорных и напорных водопропускных труб, засыпных автодорожных арочных мостов и т.п.).

Таблица 1

Состав мелкозернистого шлакобетона- матрицы

№ п/п	Компонент	Расход компонентов, кг/м ³
1	Шлакопортландцемент (ШПЦ 500) (Липецкий цементный завод)	540
2	Отходы от дробления литого шлакового щебня (ЛШЩ) фракции 0...5 мм	1590
3	Вода	125
4	Воздухововлекающая добавка СНВ	0,108
5	Пластификатор СП-1	2,7
6	Пластификатор ЛСТ	0,81

Исследования действительной работы тонкостенных кольцевых элементов с внутренним диаметром 1 м проводились на образцах-кольцах (рис. 1), состоящих из 2-х серий, отличающихся друг от друга характером армирования (1-я серия: кольца марки КТ(Ш) – с типовым армированием; 2-я серия – кольца марок КФ(Ш)-0; КФ(Ш)-0,5; КФ(Ш)-1,0; КФ(Ш)-1,5 с дисперсным армированием по объему $\mu_{fv} = 0,0\%, 0,5\%, 1,0\%, 1,5\%$, соответственно).

В качестве фибрового армирования использовалась фибра, рубленая из стальной проволоки [2].

Для сравнения полученных результатов испытывалось типовое кольцо КЦ-15-9, изготавливаемое из бетона класса В15 на основе литого шлакового щебня НЛМК (расход материалов на 1 м³: цемент М400 – 240 кг, песок карьерный – 880 кг, литой шлаковый щебень фр. 5-20 мм – 1060 кг, вода – 80...100 л, добавка "Реламикс" – 9 л.).

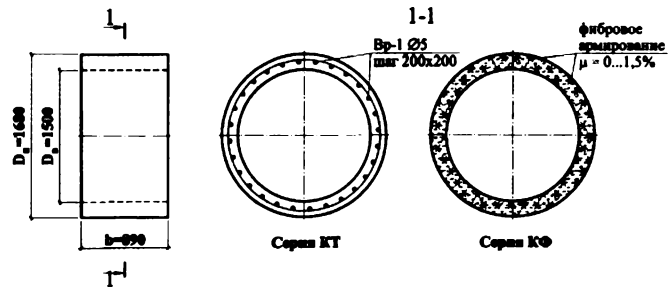


Рис. 1. Схема армирования опытных кольцевых элементов

Изготовление и испытание экспериментальных колец производилось на заводе ОАО "Завод Железобетон" в г. Липецке. Одновременно с экспериментальными кольцами были изготовлены в заводских условиях контрольные образцы в виде кубиков с размерами 100×100×100 мм и призм – 40×40×160 мм. Экспериментальные кольца, а также контрольные образцы выдерживались в камере термовлажностной обработки при температуре 75...80 °С.

Опытные значения прочности на осевое сжатие сталефибробетона (СФШБ) на момент испытания колец сравнивались с расчетными, определяемыми по формуле 6.8 [1]:

$$R_{fb} = R_b + (k_n^2 \cdot \varphi_f \cdot \mu_{fv} \cdot R_f), \quad (1)$$

где R_b – сопротивление осевому сжатию бетона-матрицы; R_f – сопротивление фибровой арматуры растяжению; k_n – коэффициент, учитывающий работу фибр в сечении, перпендикулярном направлению внешнего сжимающего усилия, принимаемый по таблице 6.2 [1] и зависящий от технологии изготовления конструкции; φ_f – коэффициент эффективности косвенного армирования фибрами [1].

Сравнение расчетных (R_{fb1}) и опытных (R_{fb2}) значений прочности на осевое сжатие СФШБ приведено в табл. 2.

Таблица 2

Анализ расчетных сопротивлений осевому сжатию

Марка образца	Коэффициенты		Прочность бетона при сжатии, МПа		Коэффициент запаса R_{fb2}/R_{fb1}
	μ_{fv}	φ_f	по ф-ле (1) R_{fb1}	опыт (кубы 10×10×10 см) R_{fb2}	
КФ(Ш)-0	0	5/5*	43,7/43,7*	43,7*	1,00/1,00*
КФ(Ш)-0,5	0,005	4,71/4,38	46,6/50,1	48,5	1,04/0,97
КФ(Ш)-1,0	0,01	4,46/3,90	49,3/55,1	52,3	1,06/0,95
КФ(Ш)-1,5	0,015	4,23/3,52	51,6/59,1	54,8	1,06/0,93

Примечание. * При определении коэффициентов ориентации фибр приняты следующие размеры сечения: в числителе – для кубов 10×10×10 см ($k_n = 0,337$); в знаменателе – для кольца с учетом послойного виброформования ($k_n = 0,515$).

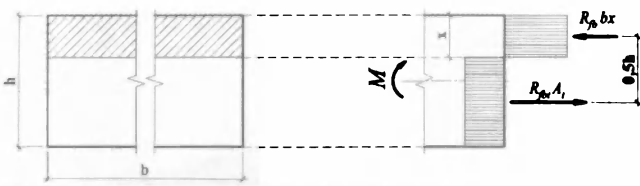


Рис. 2. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемого сталефиброшлакобетонного элемента

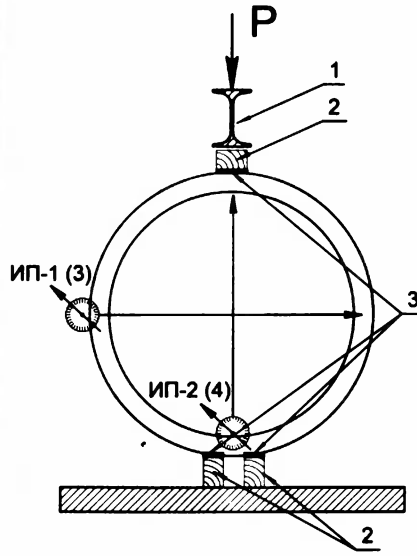
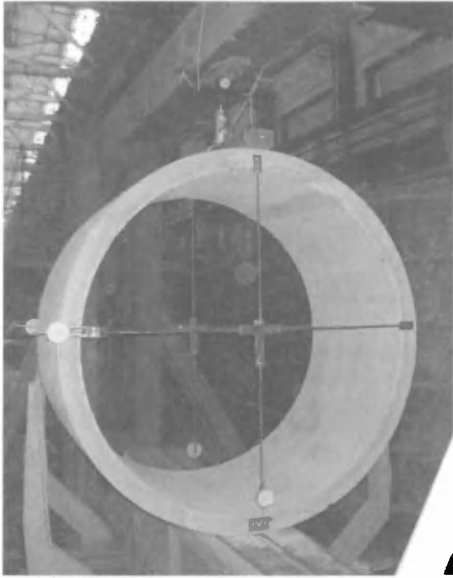


Рис. 3. Схема испытаний сталефибро-бетонных кольцевых элементов

1 - стальная траверса; 2 - деревянные бруски; 3 - листовая резина

При испытании призм размером 4×4×16 см на изгиб и экспериментальных колец определялся предельный изгибающий момент, который сравнивался с расчетным исходя из следующих предпосылок:

- Сопротивления сталефиброшлакобетона сжатию и растяжению выражаются напряжениями, равными R_{fb} и R_{fbt} , соответственно, равномерно распределенными в сжатой и растянутой зонах изгибаемого элемента (рис. 2);

- Фибровую арматуру следует принимать равномерно распределенной по сечению элемента;

- При расчете необходимо учитывать вид технологии изготовления конструкции путем корректировки коэффициентов ориентации фибр в расчетном сечении.

Несущая способность сечения по изгибающему моменту, с учетом рис. 3, определяется по формуле:

$$M_{ult} = \frac{R_{fb} \cdot R_{fbt} \cdot b \cdot h^2}{2(R_{fb} + R_{fbt})}, \quad (2)$$

где R_{fb} и R_{fbt} - расчетные сопротивления сталефибробетона соответственно сжатию и растяжению.

Расчетное сопротивление растяжению для СФШБ рекомендуется определять по формуле :

$$R_{fbt} = k_{or}^2 \cdot \mu_{fv} \cdot R_f \left(1 - \frac{R_f d_f}{R_b l_f} \cdot \eta_f \right) + R_b (0,03 - 6 \cdot \mu_{fv}), \quad (3)$$

где l_f и d_f - длина и диаметр используемой фибры, мм ($l_f = 60$ мм; $d_f = 0,8$ мм); k_{or} - коэффициент ориентации, учитывающий ориен-

тацию фибр в объеме элемента в зависимости от соотношения размеров сечения элемента и длины фибры, принимаемый по таблице 4.1 [1] и зависящий от технологии изготовления конструкции; μ_{fv} - коэффициент фибрового армирования по объему; η_f - коэффициент, учитывающий анкеровку фибры и принимаемый равным 0,9.

Определение расчетного сопротивления растяжению (R_{fbt1}) и сравнение расчетных (M_{ult1}) и опытных (M_{ult2}) значений предельных изгибающих моментов при испытании призм-балочек размером 4×4×16 см приведено в табл. 3.

Таблица 3
Определение расчетного сопротивления растяжению R_{fbt1} и анализ расчетных предельных изгибающих моментов для призм-балочек

Марка образца	R_{fbt1} по ф-ле (3)	Предельные изгибающие моменты, Нм		Коэффициент запаса M_{ult2} / M_{ult1}
		M_{ult1} по ф-ле (2)	Опыт (M_{ult2})	
КФ(Ш)-0	1,31/1,31*	40,73	39,5	0,97
КФ(Ш)-0,5	2,03/1,39	62,25	63,4	1,02
КФ(Ш)-1,0	2,76/1,47	83,18	88,7	1,07
КФ(Ш)-1,5	3,48/1,55	103,55	106,8	1,03

Примечание. * При определении коэффициентов ориентации фибр приняты следующие размеры сечения: в числителе - для призм-балочек 40×40 мм ($k_n = 0,168$) и 40×160 мм ($k_{or} = 0,728$); в знаменателе - для кольца (с учетом послыоного виброформования) - 445×90 мм ($k_n = 0,515$; $k_{or} = 0,602$).

Испытание кольцевых элементов проводилось на стенде для испытания труб (рис. 4), в котором, с целью повышения точности определения приклады-

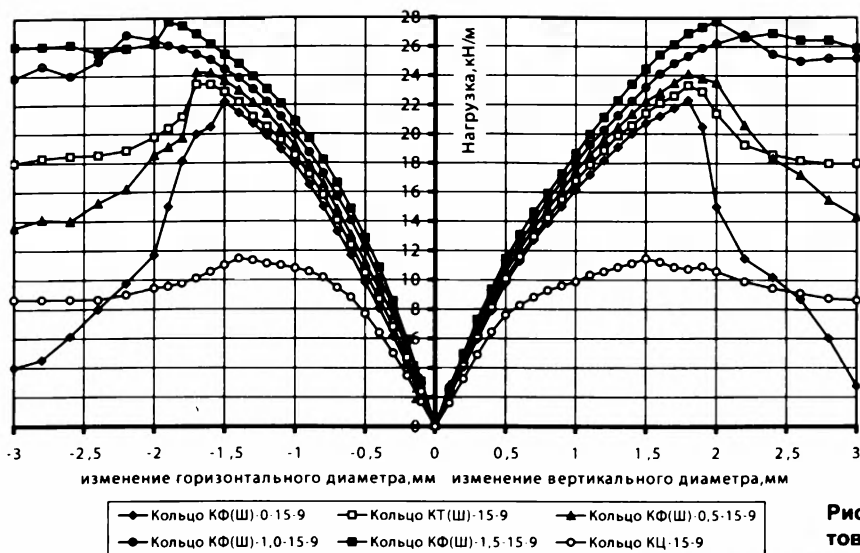


Рис. 4. Деформативность кольцевых элементов диаметром 1,5 м

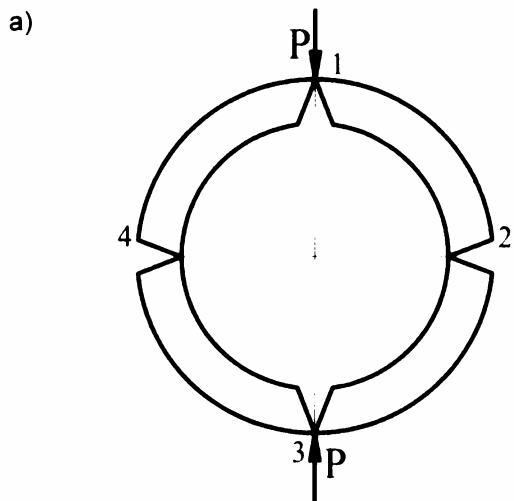


Рис. 5. Характер деформирования сталефиброшлакобетонного кольцевого элемента с разрушением ключевого сечения по схеме чистого изгиба

а - схема образования четырех пластических шарниров; б - деформации натурального кольцевого элемента из СФШБ накануне разрушения

ваемой фактической нагрузки, загрузка элементов осуществлялась ручным домкратом с использованием образцового динамометра с ценой деления 0,08 кН (см. рис. 3).

Нагрузки на кольцо увеличивали этапами, равными 0,1 от разрушающей нагрузки. На каждом этапе нагрузку равномерно поднимали в течение 2...3 мин, а затем поддерживали постоянной в течение 10 мин. Прочность оценивали величиной нагрузки, вызывающей разрушение.

Зависимости горизонтальных и вертикальных перемещений от действующей нагрузки, найденные при натуральных испытаниях, приведены на рис. 4.

Предельное состояние кольцевых элементов из СФШБ наступало в результате образования четырех пластических шарниров в четырех наиболее нагруженных сечениях, расположенных на диаметрах кольца (рис. 5).

Характер трещин перед физическим разрушением кольцевого элемента показан на рис. 6.

В разрушенном сечении образца (рис. 7) видна работа армирующих волокон (стальных фибр): после образования трещин в растянутой зоне ключевого сечения усилие, воспринимаемое бетоном-матрицей, передается на стальные волокна; при дальнейшем увеличении нагрузки происходит разрушение сталефибробетонного сечения из-за обрыва некоторого количества фибр и выдергивания остальных.

Предполагая равномерное распределение моментов в расчетных сечениях, опытную несущую способность сечения по изгибающему моменту определяем по формуле [3]:

$$M_{ult} = 0,25 \cdot P_{ult} \cdot r, \quad (4)$$

где P_{ult} - разрушающая нагрузка, кН; r - радиус срединной поверхности кольцевого элемента, м.

Сравнение расчетных (M_{ult1}) по формуле (2) и опытных (M_{ult2}) по формуле (4) значений предельных изгибающих моментов в сечениях кольца из

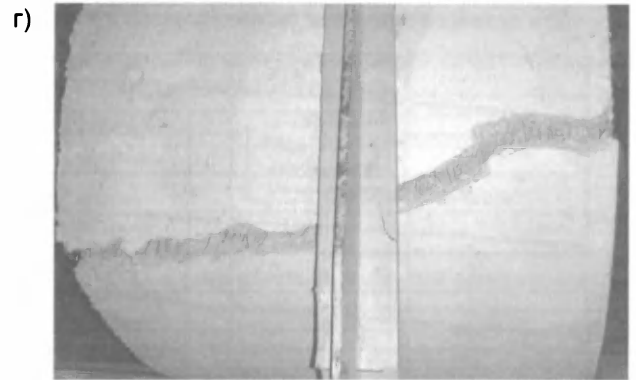
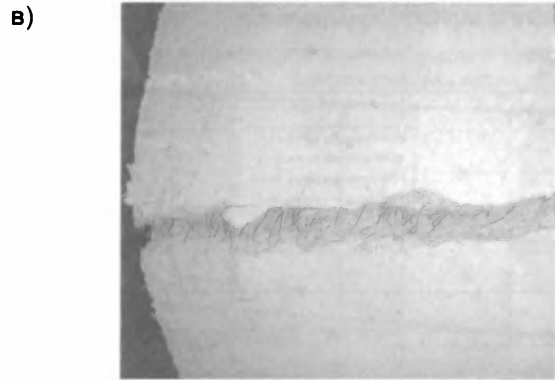
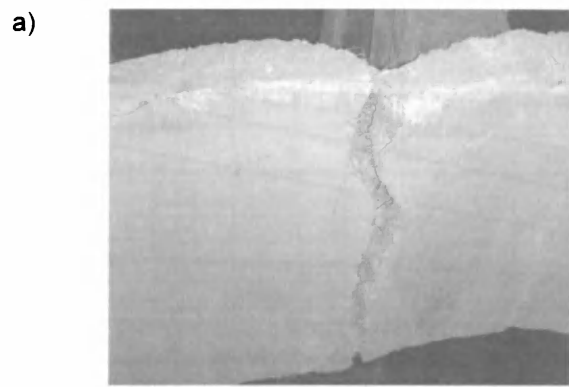


Рис. 6. Характер трещин кольцевого элемента накануне разрушения

а - верхний пластический шарнир (сечение 1); б - нижний пластический шарнир (сечение 3); в - правый боковой пластический шарнир (сечение 2); г - левый боковой пластический шарнир (сечение 4)

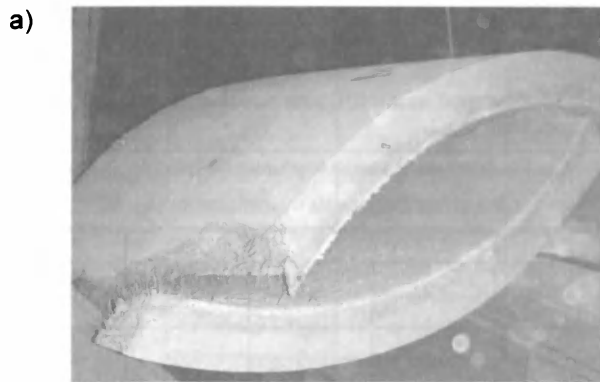


Рис. 7. Фрагменты кольцевого элемента после разрушения

а - нижний (3-4) и верхний (4-1) сегменты после разрушения; б - образец разрушенного сечения, армированного стальными волокнами

Таблица 4

Анализ расчета кольцевых элементов из СФШБ по прочности

Марка образца	Коэффициент фибрового армирования	Высота сжатой зоны, мм	Предельный изгибающий момент, Н·м		Коэффициент запаса M_{ult2} / M_{ult1}
			по ф-ле (2) M_{ult1}	Опыт (M_{ult2})	
КФ(Ш)-0	0	2,62	4587,9	4687,7	1,02
КФ(Ш)-0,5	0,005	2,43	4878,9	5005,9	1,03
КФ(Ш)-1,0	0,01	2,34	5165,3	5433,2	1,05
КФ(Ш)-1,5	0,015	2,30	5449,1	5532,2	1,01

Примечание. Значения R_{fb} и R_{fbr} , входящие в формулу (2), подсчитаны ранее и приведены в табл. 2 и 3.

мелкозернистого СФШБ, испытывающих чистый изгиб, приведено в табл. 4.

Анализ результатов испытаний показал, что возможна замена типового армирования колец КЦ 15-9 на фибровое ($\mu_{fv} = 0,75\%$) при уменьшении высоты сечения ($h = 6$ см) и повышении класса бетона мат-

рицы (В30). При этом расход бетона на кольцо уменьшится на 32,5%.

На основе анализа результатов испытания экспериментальных колец в соответствии с (2) были построены номограммы несущей способности по изгибающему моменту сечений единичной ширины 100 см и

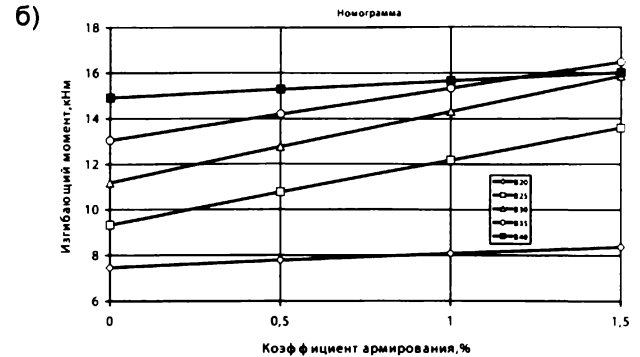
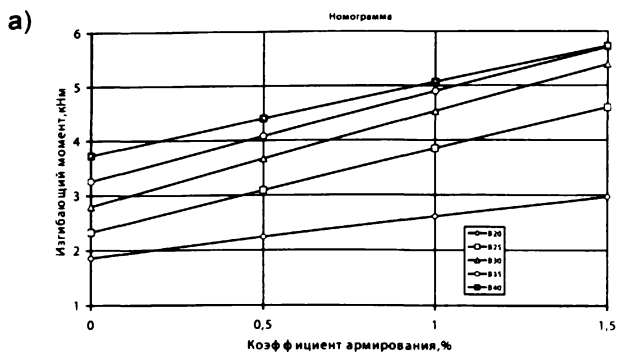


Рис. 8. Номограмма расчетного изгибающего момента для сталефиброшлакобетонного сечения 100×8 см (а) и 100×16 см (б) в зависимости от класса прочности бетона матрицы и коэффициента объемного фибрового армирования

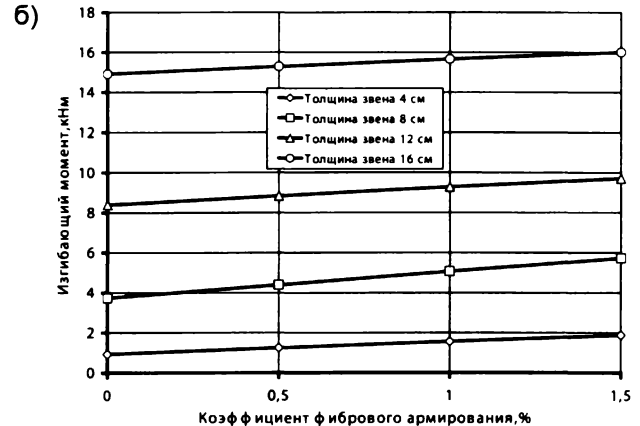
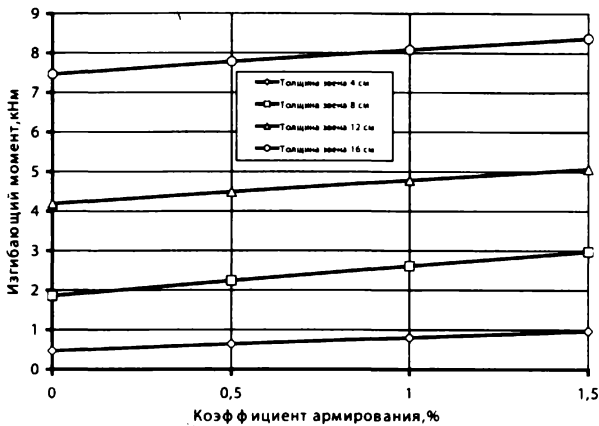


Рис. 9. Номограмма расчетного изгибающего момента для класса прочности бетона матрицы В20 (а) и В40 (б) сталефиброшлакобетонного сечения 100×8 см (а) и 100×16 см (б) в зависимости от толщины звена и коэффициента объемного фибрового армирования

Таблица 5
Результаты расчетов несущей способности звеньев водопропускных круглых труб из СФШБ для автомобильных дорог в зависимости от высоты насыпи

Отверстие трубы, d_0 , м	Высота насыпи H , м	Толщина звена δ , см	Типовой расход арматуры, кг /м ³	Расчетный (предельный) изгибающий момент, кН·м	Несущая способность звена трубы из СФШБ (M_{ult} , кНм) при объемном фибровом армировании μ_{fv} , %				
					0,5	0,75	1,0	1,25	1,5
0,5	0,9	8	49,33	1,7(3,5)	3,7	4,1	4,5	5,0	5,4
0,75	1,5	8	128,6	2,3(4,5)	5,4	5,9	6,5	7,0	7,5
1,0	1,3	10	100,7	6,1(7,7)	7,4	7,9	8,4	9,0	9,5
	4,0	10	100,7	7,3(7,7)	9,8	10,7	11,0	11,6	12,2
1,25	6,0	12	107,73	12,4(12,9)	12,8	13,5	14,3	15,1	15,9
	1,57	12	91,6	9,5(11,4)					
1,5	4,0	12	91,6	9,9(11,4)					
	7,0	14	116,89	21,1(21,4)					
1,5	1,84	14	89,72	13,7(15,9)					
	4,5	14	89,72	14,5(15,9)					
	7,5	16	128,31	29,8(32,3)					

высоты $h = 8$ и 16 см в интервале классов шлакобетонных по прочности при сжатии В20-В40 и в интервале изменения толщины стенки кольцевого элемента для классов бетона В20 и В40 (при объемном содержании фибры $\mu_{fv} = 0,5...1,5\%$), представленные на рис. 8 и 9.

Методика оценки работоспособности сечения кольцевого элемента из СФШБ, испытывающего чистый изгиб, сводится к проверке условия:

$$M < M_{ult}, \quad (5)$$

где M - изгибающий момент в сечении от расчетной нагрузки.

Расчеты по прочности выполнены для номенклатуры круглых железобетонных водопропускных труб серии 3.501.1-144 для железных и автомобильных дорог. Результаты расчетов несущей способности по изгибающему моменту в зависимости от высоты насыпи приведены в табл. 5.

Из нее следует, что при неизменной толщине звена возможна замена типового армирования на фибровое: для труб диаметром 0,5 м и 0,75 м до высоты насыпи 1,5 м (расход фибры 40 кг/м³); для труб диаметром 1,0 м до высоты насыпи 4,0 м (рас-

Сравнение расчетных и опытных значений модуля упругости и момента трещинообразования кольцевых элементов из СФШБ

Марка образца	μ_{fv} , %	Модуль упругости E_{fb} 10^4 , МПа			Момент трещинообразования, кНм		
		Опытный $E_{fb}^{опыт}$ ф-ла (5)	Расчетный $E_{fb}^{расчет}$ ф-ла (6)	$E_{fb}^{опыт} / E_{fb}^{расчет}$	Опытный $M_{crc}^{опыт}$ ф-ла (8)	Расчетный $M_{crc}^{расчет}$ ф-ла (9)	$M_{crc}^{опыт} / M_{crc}^{расчет}$
КФ(Ш)-0	0	2,42	2,47	0,98	2,86	2,76	1,04
КФ(Ш)-0,5	0,005	2,58	2,55	1,01	3,06	2,97	1,03
КФ(Ш)- 1,0	0,01	2,64	2,64	1,00	3,34	3,18	1,05
КФ(Ш)-1,5	0,015	2,70	2,72	0,99	3,42	3,40	1,01

Таблица 7

Результаты расчетов несущей способности и трещиностойкости звеньев водопропускных круглых труб из СФШБ с плоским опиранием для автомобильных дорог в зависимости от высоты насыпи

Отверстие трубы, d_0 , м	Высота насыпи H , м	Толщина звена δ , см	Типовой расход арматуры, кг /м ³	Изгибающий момент, кН·м	Несущая способность (M_{ult}), кН·м		
				Расчетный (Предельный)	Трещиностойкость* ($M_{f,crc}$), кН·м ($a_{crc} = 0,01$ мм)		
				Трещинообразования при $a_{crc} = 0,1$ мм	при объемном фибровом армировании μ_{fv} , %		
					1,0	1,25	1,5
1,0	1,3	10	54,63	5,4(9,5) 5,3	6,5 4,0 (6,1)*	7,0 4,4 (6,5)	7,5 4,7 (7,0)
	4,0	10	54,63	6,4(9,5) 5,2			
	7,0	12	86,67	12,8(16,8) 10,1	8,4 5,2 (7,8)	9,0 5,6 (8,5)	9,5 6,0 (9,1)
1,25	1,57	12	79,67	8,4(16,8) 8,2			
	4,0	12	79,67	8,7(16,8) 7,2	11,0 6,8 (10,4)	11,6 7,2 (10,8)	12,2 7,6 (11,9)
	8,0	14	82,83	21,9(24,2) 17,1			
1,5	1,84	14	69,71	12,1(20,6) 11,8	14,3 8,8 (13,2)	15,1 9,4 (14,5)	15,9 9,9 (15,2)
	4,5	14	69,71	12,8(20,6) 10,6			
	9,0	16	87,63	34,0(34,8) 26,6			

Примечание. * - момент трещинообразования $M_{f,crc}$ при $a_{crc} = 0,1$ мм

ход фибры 80...120 кг/м³); для труб диаметром 1,25 м до высоты насыпи 1,57 м (расход фибры 120 кг/м³).

Для проверки методики расчета кольцевых элементов из СФШБ по деформациям и по раскрытию трещин опытные значения модуля упругости и момента образования трещин сравнивались с расчетными (табл. 6).

Модуль упругости определялся двумя способами:

- опытным путем по величине изменения вертикального и горизонтального диаметра (применяя закон Гука):

$$E_{fb}^{опыт} = (0,149 \cdot Pr^3) / (\Delta D_v \cdot I_{f,red}) \quad (6)$$

- расчетным – по формуле (5.4) [1]:

$$E_{fb}^{расчет} = E_b(1 - \mu_{fv}) + E_f \mu_{fv} \quad (7)$$

где D_v - замеренная величина изменения вертикального диаметра; $I_{f,red}$ - момент инерции сталефибробетонного сечения, приведенного к бетонному, относительно его центра тяжести, определяемый по формуле:

$$I_{f,red} = I_b \cdot \left(1 + \frac{E_f}{E_b} \cdot \mu_{fv} \cdot k_{or}^2\right) \cdot$$

Момент трещинообразования в вертикальном сечении определялся двумя способами:

- опытным путем (предел пропорциональности):

$$M_{crc}^{опыт} = 0,318 \cdot P_{crc} r \quad (8)$$

Результаты расчетов несущей способности звеньев водопропускных круглых труб из СФШБ с плоским опиранием для железных дорог в зависимости от высоты насыпи

Отверстие трубы, d_0 , м	Высота насыпи H , м	Толщина звена δ , см	Типовой расход арматуры, кг /м ³	Изгибающий момент, кН·м	Несущая способность (M_{ult}), кН·м		
				Расчетный (Предельный)	Трещиностойкость* ($M_{f,crc}$), кН·м ($a_{crc} = 0,01\text{мм}$)		
				Трещинообразования при $a_{crc} = 0,1\text{ мм}$	при объемном фибровом армировании μ_{fv} , %		
					1,0	1,25	1,5
1,0	1,35	10	101,75	5,6(12,4) 4,3	6,5 4,0 (6,1)*	7,0 4,4 (6,5)	7,5 4,7 (7,0)
	3,0	10	101,75	6,9(12,4) 5,3			
	6,0	12	86,67	12,9(16,0) 9,9	8,4 5,2 (7,8)	9,0 5,6 (8,5)	9,5 6,0 (9,1)
1,25	1,62	12	79,67	8,6(16,0) 6,6			
	3,0	12	79,67	9,9(16,0) 7,7			
	7,0	14	79,34	21,5(22,9) 16,6	11,0 6,8 (10,4)	11,6 7,2 (10,8)	12,2 7,6 (11,9)
1,5	1,89	14	69,71	12,3(19,6) 9,4			
	3,0	14	69,71	13,5(19,6) 10,4			
	8,0	16	87,11	32,9(33,0) 25,3	14,3 8,8 (13,2)	15,1 9,4 (14,5)	15,9 9,9 (15,2)
2,0	2,41	16	80,95	21,2(27,2) 16,3			
	3,0	16	80,95	21,7(27,2) 16,7			
	8,0	20	96,18	48,4(55,3) 37,2	21,2 13,0 (20,4)	22,1 13,7 (21,6)	23,0 14,3 (22,2)

Примечание. * - момент трещинообразования $M_{f,crc}$ при $a_{crc} = 0,1\text{ мм}$

- расчетным с учетом реальной прочности бетона в изделии – по формуле:

$$M_{crc}^{расчет} = R_{fbt} \cdot W_{f,pl} = 1,75 \cdot R_{fbt} \cdot W_{f,red} \quad (9)$$

На основании проведенных опытов и предложенной методики выполнены расчеты по прочности и трещиностойкости для номенклатуры звеньев водопропускных круглых труб из СФШБ (класс бетона-матрицы В30) с плоским опиранием для автомобильных и железных дорог (серия 3.501.1-144) в зависимости от высоты насыпи (табл. 7, 8).

При применении водопропускных труб под высоту насыпи до 7-8 м возможно использование сталефиброшлакобетона на основе бетона-матрицы класса В30 и фибры типа "Драмикс" [2] при ее объемном содержании до 1,5%. Такой рас-

ход фибры совмещается с возможностью приготовления качественной фибробетонной смеси, обеспечивающей равномерное распределение ее в объеме.

Использование водопропускных труб из СФШБ снижает трудозатраты на их изготовление на 10-15%, повышает сохранность изделий при транспортировке и монтаже, а также долговечность при эксплуатации.

Библиографический список

- СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции.
- Черноусов Р.Н. Истираемость жестких дорожных одежд с использованием мелкозернистого сталефиброшлакобетона (СФШБ) /Р.Н. Черноусов, Н.Н. Черноусов, Б.А. Бондарев, А.А. Кораблин // Бетон и железобетон. - 2010. - №3. - С.13-16.
- Тевелев Ю.В. Железобетонные трубы. Проектирование и изготовление: Учебное пособие. - М.: АСВ, 2004. - 328 с.

ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА НЕАВТОКЛАВНОГО ПЕНОБЕТОНА ПУТЕМ СТАБИЛИЗАЦИИ ПЕНЫ

Актуальность данного исследования связана с необходимостью повышения технико-эксплуатационных характеристик неавтоклавного пенобетона в связи с тем, что наряду с бесспорными достоинствами и безальтернативностью этого материала существует ряд глобальных задач, которые требуют решения: увеличение прочностных характеристик, снижение усадочных деформаций в пенобетонах [1,2].

Цель работы заключалась в повышении физико-механических характеристик неавтоклавного пенобетона путем стабилизации пены, позволяющей использовать добавки – ускорители твердения без разрушения его поровой структуры.

Использование способов активации твердения цемента при помощи ускорителей-электролитов широко известно [3]. Но применение их для повышения качества пенобетонов затруднено, поскольку смешивание сырьевых компонентов смеси приводит к деструкции пены в результате взаимодействия их с пенообразователем и образованием нерастворимых или малорастворимых соединений. Использование же стабилизаторов пены в виде, например, коллоидных растворов, имеющих мицеллярное строение, может блокировать доступ к молекулам пенообразователя вводимых частиц электролитов, в результате чего сильно замедляется обезвоживание пленок между пузырьками газа и увеличивается устойчивость пены [4]. Применение ускорителей-электролитов в таких условиях активирует твердение цемента и повышает эксплуатационные характеристики пенобетона, не разрушая при этом его ячеистую структуру.

Сложность решения проблем усадки пеноблоков при твердении изначально диктуется преобладанием вяжущего по отношению к заполнителю в пенобетонной смеси и высоким В/Т отношением для обеспечения ее необходимой подвижности. Поскольку возникновение усадочных деформаций может быть связано с испарением лишней воды из системы и, как следствие, проявлением капиллярных сил, приводящих к появлению трещин в материале [5], то одним из путей решения этой проблемы может быть ускорение твердения цементной составляющей настолько, чтобы к моменту появления трещин каменный скелет имел прочность, превышающую капиллярные силы сжатия, результатом чего было бы снижение усадки.

Исследования проводились на действующем мини-заводе по производству неавтоклавного пенобетона по резательной технологии в г. Старый Оскол, ООО "Пенобетонные технологии СОТИМ". Технологический цикл включает приготовление цементно-песчаного раствора, его поризацию, заливку полученной пенобетонной смеси в формы размером

1027×1206×600 мм, набор необходимой для резки пластической прочности (ее определяли пластометром, и она составляет ≈0,2 МПа), резку моноблоков на изделия, складирование их на поддоны и транспортировку на склад готовой продукции для набора марочной прочности.

Опытные замесы производились при выпуске пенобетона средней плотности D500, при этом были использованы следующие сырьевые материалы: старооскольский цемент ПЦ500 Д0, песок кварцевый (Семилукский р-н Воронежской обл., средний диаметр зерна 0,16 мм, содержание SiO₂– 98%); пенообразователь на протеиновой основе; стабилизатор пены коллоидной природы; ускорители твердения NaF и NaCl; комплексная добавка, включающая известняк и NaCl. Соотношение сырьевых компонентов в исходном (контрольном) составе показано в табл. 1.

Таблица 1

Состав неавтоклавного пенобетона

Марка пенобетона по средней плотности	Расход материалов на 1 м ³ пенобетонной массы			
	Цемент, кг	Песок, кг	Пенообразующая добавка, л	В/Т
D 500	320	130	1,7	0,63

Ускорители-электролиты NaF и NaCl использовались в количестве 0,5 и 5% от массы цемента соответственно (вводились взамен эквивалентной части цемента); количество стабилизатора для пены составило 0,11% массы цемента; известняк вводился взамен песка.

При оценке физико-механических характеристик полученных пенобетонных изделий было обнаружено следующее (см. табл. 2): использование различных ускорителей-электролитов не разрушает стабилизированную пену; набор пластической прочности, необходимой для резки пенобетона, в присутствии добавок-активаторов уменьшился на 3-7 ч; прочность на сжатие образцов с добавками в возрасте 28 сут увеличивается до 50% по сравнению с контрольным образцом, а прочность на растяжение при изгибе – до 43%; коэффициент теплопроводности образцов с добавками снижается до 20% по отношению к контрольному образцу; снижается усадка при высыхании пенобетонных изделий, определяемая в соответствии с ГОСТ 21520-89. Для проведения испытаний образцы выпиливались из средней части изделий в соответствии с ГОСТ 10180-78, 7076-99, 21520-89.

Далее в работе при исследовании механизма активирования гидратации цемента добавками-электролитами в присутствии стабилизированной пены было предположено, что, исходя из существующих

Физико-механические характеристики образцов пенобетона средней плотности D 500 с различными добавками

№ образца*	Наименование добавки	В/Т	Время набора пластической прочности, ч	Прочность на сжатие в возрасте, МПа/%		Прочность на растяжение при изгибе, 28 сут, МПа/%	Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии λ , (Вт/(м·°C))/%	Усадка при высыхании, мм/м
				7 сут	28 сут			
1	Контрольный образец	0,63	17	0,85/100	1,31/100	0,92/100	0,117/100	> 3
2	NaF	0,58	14	1,04/122	1,60/122	1,28/136	0,113/96,9	< 3
3	NaCl	0,58	12	1,15/135	1,96/150	1,31/143	0,106/90,6	
4	Комплексная добавка	0,58	10	1,20/141	1,44/105	1,15/114	0,094/80,3	

* В опытах № 2-4 пена была получена из стабилизированного раствора пенообразователя.

Таблица 3

Дериватографический анализ образцов пенобетона средней плотности D500

№ образца	Наименование добавки	Эндоэффекты, °C					Суммарная потеря массы на эффектах, m , мг	Общая потеря массы образцом, Σm , мг
		Потеря массы, мг						
		(130-170)	(350-400)	(520-580)	(750-880)	(930-960)		
1	Контрольный образец	88	–	24	14	–	126	179
2	NaF	94	7	24	6	–	126	182
3	NaCl	106	10	26	4	–	146	186
4	Комплексная добавка	90	18	19	40	30	197	227

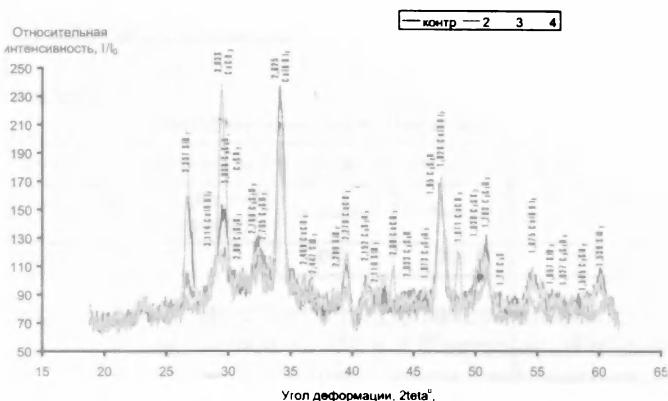


Рис. 1. Рентгеновские спектры опытных образцов

знаний, их положительное влияние может быть связано с повышением растворимости силикатных составляющих цемента за счет изменения ионной силы раствора и благодаря этому ускорению процессов твердения [3]. Для уточнения этого предположения были проведены физико-химические исследования проб пенобетона в возрасте 28 сут нормального твердения – рентгенофазовый и дериватографический анализы. Кроме того, с помощью метода ртутной порометрии исследовали пористость образцов.

На рис.1 представлены рентгенограммы контрольного образца и образцов с добавками, которые показали наличие во всех четырех пробах рефлексов, соответствующих β - SiO_2 с $d/n=(3,337; 2,447; 2,280; 2,119; 1,657; 1,539)\text{Å}$; портландиту с $d/n=(3,114; 2,625; 1,926; 1,675)\text{Å}$; ксонотлиту, $\text{C}_6\text{S}_6\text{H}$ с $d/n=(3,030; 2,033; 1,95)\text{Å}$; гидросиликату C_2SH_2 с $d/n=(3,030; 2,765; 1,830; 1,565)\text{Å}$ [6].

Анализ дериватограмм подтвердил данные рентгенофазового анализа и показал следующее (табл. 3). Эндоэффект в области (520...580)°C соответствует

дегидратации портландита; потеря воды ксонотлитом относится к эндоэффекту в диапазоне (750...880)°C, гидросиликат C_2SH_2 дегидратирует в области температур (120...150)°C. В рентгеновских спектрах образцов №2, №3 и №4 появляются новые рефлексы с $d/n=(2,88; 2,766; 2,152; 1,973; 1,793; 1,627)\text{Å}$, принадлежащие афвиллиту $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$. На соответствующих дериватограммах появляется новый эндоэффект в области (370...400)°C, соответствующий его дегидратации. На рентгенограмме образца №4 проявляются линии с $d/n=(3,033; 1,871; 2,08; 2,278; 2,489)\text{Å}$, относящиеся к минеральной составляющей комплексной добавки. Дериватограмма этого образца показала два больших эндоэффекта в области (750...880)°C и области (930...960)°C, соответствующие его диссоциации. Аналитическая линия алита ($d/n=1,76\text{Å}$) присутствует только в контрольном образце; в остальных пробах она не проявляется, что говорит об их более глубокой гидратации.

В целом на основании анализа рентгенограмм и дериватограмм можно сделать вывод о том, что в активированных образцах появляется новая фаза гидросиликата афвиллита и увеличивается количество химически связанной воды, что может объяснять увеличение прочности образцов пенобетонных блоков (см. табл. 3) и что подтверждает предположения о механизме твердения цемента в присутствии стабилизированной пены. Кроме того, поскольку при использовании добавок-электролитов снижается В/Т отношение за счет их пластифицирующего эффекта, то в соответствии с [3] это также может вносить свой вклад в увеличение прочностных характеристик получаемых изделий.

Далее проводились исследования пористой структуры контрольного образца и образца пенобе-

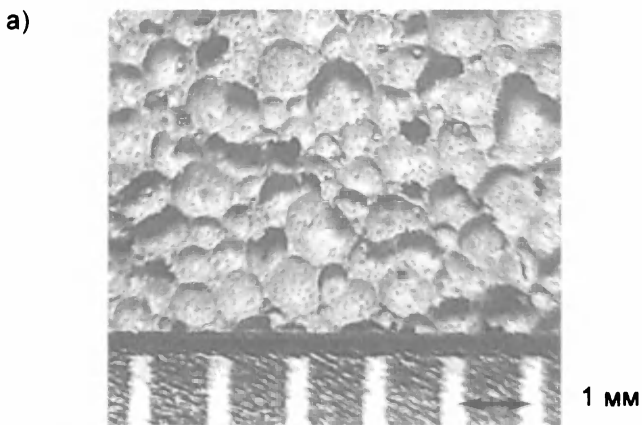


Рис. 2. Поровая структура образцов

а - контрольного; б - с комплексной добавкой



Рис. 3. Объем пор различного радиуса

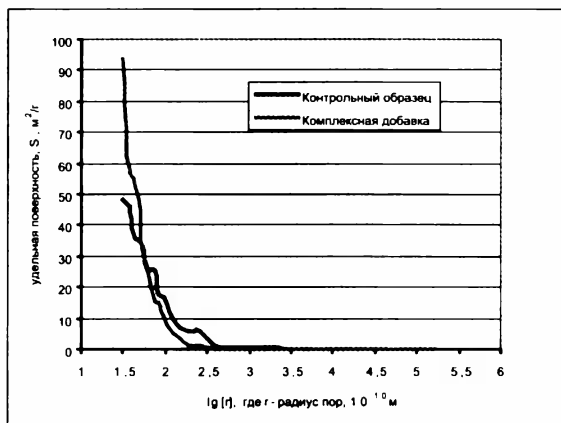


Рис. 4. Суммарная удельная поверхность пор различного радиуса

тона с комплексной добавкой, приготовленного на стабилизированной пене (рис. 2). Микропористость образцов исследовали при помощи метода ртутной порометрии (рис. 3, 4).

На рис. 2 видно, что дисперсность пор значительно уменьшается в присутствии стабилизатора пены. Это может быть связано с тем, что стабилизированная пена является более устойчивой, и при приготовлении пенобетонной смеси и ее последующем твердении сохраняется мелкопористая структура материала. Из рис. 4, 5 также следует, что роль стабилизатора сводится к перераспределению размера пор: увеличивается объем пор радиусом менее $1 \cdot 10^3 \text{ \AA}$ и уменьшается объем более крупных пор. При этом суммарная удельная поверхность пор

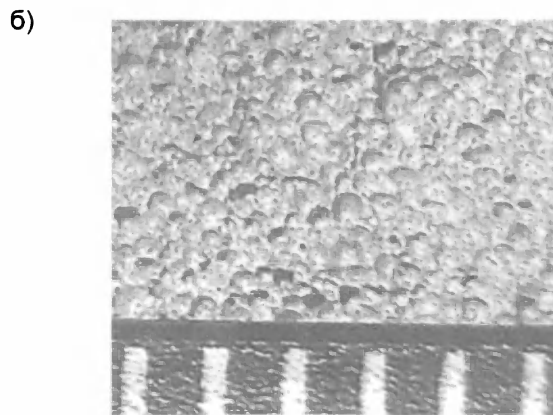


Рис. 5. Модифицированный пенобетон средней плотности 180 кг/м^3 , возраст – 12 ч, залит в один прием, высота опалубки 1200 мм

возрастает в два раза в случае образца со стабилизированной пеной. Здесь, вероятно, сказывается влияние коллоидного стабилизатора пены, переходящего в системе из золя в гель и способствующего увеличению объема мелких и ультрамелких пор, при этом число и суммарный объем крупных и капиллярных пор снижается [5].

Табл. 2 показывает, что введение стабилизатора приводит к снижению коэффициента теплопроводности пенобетона, и его значение для образцов № 3 и № 4 соответствует пенобетону классом ниже по средней плотности. Это, вероятно, связано не только с различием в пористой структуре образцов, но и с природой стабилизатора, имеющего аморфную структуру и тормозящую распространение фононов в твердой фазе, а также с низким значением теплопроводности минерального наполнителя [7].

Использование полученных в данной работе результатов при выпуске пенобетона обеспечивает следующие преимущества:

- высокую устойчивость пенобетонной смеси, что позволяет улучшать свойства пенобетона различными добавками без опасения разрушения пористой структуры, а также использовать смеси низких плотностей с целью, например, увеличения высоты заливаемого теплоизоляционного слоя (рис. 5);

- возможность получения высокой подвижности пенобетонной смеси путем использования добавок-электролитов, обладающих пластифицирующими свойствами;

- повышение прочности на сжатие и на растяжение при изгибе пеноматериала, а также снижение его усадки и теплопроводности (см. табл. 1);

- снижение себестоимости пенобетона за счет уменьшения расхода цемента.

Выводы

1. Для повышения качества неавтоклавных пенобетонных изделий предложено использовать стабилизатор для пены в виде коллоидного раствора.

2. Показана возможность активирования твердения неавтоклавных пенобетонов ускорителями-электролитами в присутствии стабилизатора пены без ее разрушения.

3. Проведенные физико-химические исследования показали более глубокую степень гидратации образцов полученных пенобетонных изделий с добавками по сравнению с контрольным образцом.

4. Исследования поровой структуры показали уменьшение дисперсности пор, увеличение их суммарной удельной поверхности в образцах пенобетонных изделий, полученных при использовании стабилизированной пены.

Библиографический список

1. Шахова Л.Д., Черноситова Е.С. Ускорение твердения пенобетонов//Строительные материалы. - № 5. - 2005.
2. Субханкулова Э.Р., Кондратьев В.В., Морозова Н.Н., Хозин В.Г. Трещинообразование пенобетона плотностью 200 кг/м³//Строительные материалы. - № 1. - 2006.
3. Ратинов В.Б., Иванов Ф.М. Химия в строительстве. - М.: Изд-во литературы по строительству, 1969.
4. Гельфман М.И., Ковалевич О.В., Юстратов В.П. Коллоидная химия. - С-Пб, 2008.
5. Бутт Ю.М., Сычев М.М., Тимашев В.В. Химическая технология вяжущих материалов. - М.: Высшая школа, 1980.
6. Горшков В.С., Тимашев В.В., Савельев В.Г. Методы физико-химического анализа вяжущих веществ. - М.: Высшая школа, 1981.
7. Сватовская Л.Б., Соловьева В.Я., Масленникова Л.Л. и др. Термодинамический и электронный аспект свойств композиционных материалов для строительства и экозащиты. - ОАО "Издательство Стройиздат СПб", 2004.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

*А.С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, проф., А.А. ПАЩАНИН, инж. (НИИЖБ);
С.И. ДУБИНСКИЙ, инж. (МГСУ)*

РАСЧЕТ БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПОМОЩЬЮ ОБЪЕМНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Согласно отечественным нормативным документам, расчет прочности линейных железобетонных конструкций производится по нормальным сечениям – на действие изгибающих моментов и продольных сил, по наклонным сечениям – на действие поперечных сил, продольных сил и моментов, по пространственным сечениям – на действие крутящих моментов, изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

Методы расчета прочности железобетонных элементов не имеют универсального характера и содержат различные эмпирические зависимости. Особенно это касается расчета на действие поперечных сил и крутящих моментов. Многочисленные попытки разработать более совершенные и универсальные методы расчета прочности железобетонных элементов пока еще не привели к желаемым результатам. И если применяемая в настоящее время деформационная модель для расчета прочности железобетонных конструкций по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов и продольных сил разработана и принята для практического использования, то расчет по наклонным сечениям так и остается вы-

полняемым по стержневым аналогиям. Трудности построения удовлетворительной деформационной модели для наклонных и пространственных сечений связаны с весьма сложным характером напряженно-деформированного состояния, в связи с чем в нормативных документах разных стран (СП, Евроноормы, Американские нормы) приведены различные подходы и модели. Удовлетворительного решения этой проблемы до сих пор не найдено.

В настоящее время в практических расчетах балки моделируются стержневыми конечными элементами, а балки-стенки – плоскими (оболочечными) элементами. В результате мы имеем разные методы расчета прочности с различными конечными результатами при достаточно условной границе между балками и балками-стенками.

Технологию расчетов, широко применяемую в специализированных программных комплексах, также нельзя признать удачной. Усилия в многократно статически неопределимых системах определяются по результатам упругого расчета, а затем по полученным усилиям осуществляется подбор армирования элементов по алгоритмам, разработанным на основе

формул СП [1]. Между тем, хорошо известно, что усилия в статически неопределимой системе напрямую зависят от соотношения жесткостей элементов, ее составляющих. Железобетон является нелинейным материалом (что и отражено в формулах СП), и в железобетонных конструктивных системах наблюдается перераспределение усилий – нелинейный процесс, зависящий от фактических жесткостей элементов. Все это приводит к повышенному расходу бетона и арматуры и не всегда идет в запас прочности.

Также следует отметить пики усилий в местах точечных сопряжений стержневых и оболочечных конечных элементов, обусловленные сингулярностью МКЭ, которые часто ставят в тупик при подборе арматуры в элементах.

Для создания общего и универсального расчетного аппарата целесообразно принять в общем случае моделирование железобетонных конструкций объемными элементами, что позволит отказаться от использования весьма условных и несовершенных методов расчета прочности железобетонных конструкций по нормальным, наклонным и пространственным сечениям и каркасно-стержневым моделям. Вместо этого прочность железобетонных конструкций будет оцениваться исходя из прочности отдельных объемных, конечных элементов, находящихся под воздействием полного комплекса силовых факторов.

В качестве примера рассмотрим простую шарнирно опертую балку, нагруженную двумя сосредоточенными силами (рис.1) без поперечного армирования и с поперечной арматурой. Данная схема нагружения является наиболее характерной для экспериментальных исследований.

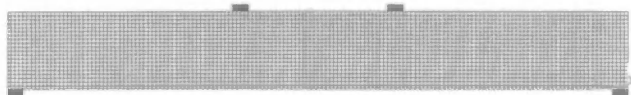


Рис. 1. Общий вид рассматриваемой балки

Сечение балки принято равным 0,2×0,5 м, материалы: бетон класса В25 и арматура класса А500 ($A_s = 10 \text{ см}^2$), величина защитного слоя бетона 50 мм, пролет среза $3h_0$.

Попытки использования специализированных комплексов "легкого" класса встретились с целым рядом трудностей. В результате для использования был принят комплекс "ANSYS", в котором реализовано моделирование хрупких элементов с использованием элемента железобетона (solid65). Данный конечный элемент по умолчанию моделирует упругое поведение материалов вплоть до предельного уровня напряжений, далее следует скачок напряжения (уменьшение) и понижение жесткости элемента до нулевого значения. Элемент позволяет использовать размазанное армирование (в процентах от площади поперечного сечения элемента в соответствующем направлении), а также комбинировать трещинообразование с нелинейными диаграммами поведения материалов. В данной статье будет рассматриваться только "услов-

но упругое" поведение бетона вплоть до разрушения. Для стали принята двухлинейная диаграмма. Расчет ведется итерационным методом с использованием полной несимметричной матрицы жесткости.

Данный метод позволяет наглядно увидеть характер расположения трещин в железобетонном элементе, распределение напряжений в бетоне и арматуре, а также зоны бетона, в результате разрушения которых происходит разрушение балки в целом (рис. 2).

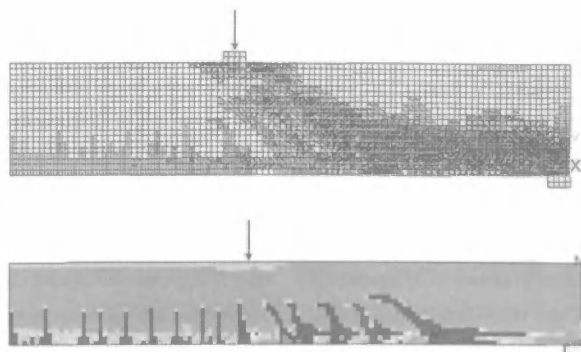


Рис. 2. Картина трещинообразования (на рисунке показана половина балки)

Метод обеспечил хорошее согласование результатов расчета МКЭ с расчетами по нормальным и наклонным сечениям. Распределение напряжений в нормальном сечении и эпюра продольных сил в арматуре для балки без поперечного армирования приведены на рис. 3 (напомним, что речь идет о линейном расчете в пределах упругой теории железобетона).

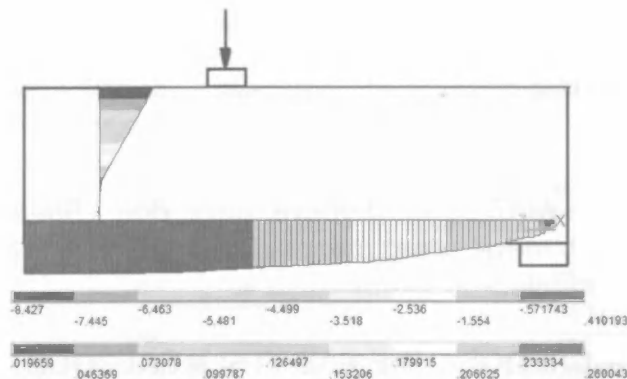


Рис. 3. Распределение напряжений в нормальном сечении балки (верхняя шкала), МПа. Эпюра продольных сил в арматуре (нижняя шкала), кН

Также получено хорошее количественное согласование расчета МКЭ с методикой СП: разница с расчетами по нормальным сечениям не превышает 10-15%, отличие с расчетом по наклонным сечениям без поперечной арматуры 5% (несущая способность по СП 45,6 кН, несущая способность по программе 48 кН), по наклонным сечениям с поперечной арматурой 2% (несущая способность по СП 66 кН, по программе – 65 кН).

Кроме того, получено качественное согласование результатов расчета с данными экспериментов. Рассматривая последовательность развития трещин,

можно отметить, что на стадии, предшествующей разрушению, наблюдается активное трещинообразование в сжатой зоне бетона в месте приложения нагрузки, что известно как образование "лещадок".

При анализе нормальных напряжений в поперечной арматуре (рис. 4) можно видеть, что напряжения в арматуре не распределяются по высоте сечения и проекции наклонного сечения равномерно, а достигают максимальных значений в середине балки (в зоне активного трещинообразования), что также хорошо согласуется с данными экспериментов.

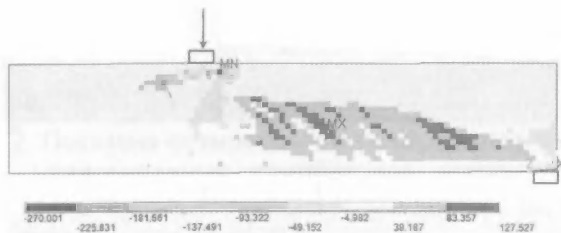


Рис. 4. Изополя нормальных напряжений в поперечной арматуре, МПа

Из приведенных примеров видно, что многие наблюдаемые в процессе проведения экспериментов явления, которые, находясь в рамках стержневой теории железобетона, можно учесть только введением дополнительных эмпирических коэффициентов, находят свое отражение в автоматическом режиме при использовании итерационных методов расчета.

Для практической реализации представленной методики расчета будет проведен дальнейший широкомасштабный сравнительный анализ с экспериментальными данными и с существующими методами расчета по нормальным и наклонным сечениям и каркасно-стержневыми моделями в упругой и неуп-

ругой постановках (по диаграммам), имея в виду, что существующие методы основаны также на обобщении экспериментальных данных.

Полученные при таком расчете некоторые запасы и более осторожные результаты не должны служить отказом от предлагаемой методики, так как они с лихвой компенсируются простотой, ясностью и единообразием подхода к расчету всех классов задач теории железобетона, позволяющего избежать возможных ошибок при применении для расчета прочности различных недостаточно надежных расчетных моделей.

Выводы

1. Моделирование железобетонных конструкций объемными элементами позволяет отказаться от весьма условных эмпирических расчетных моделей.

2. По результатам расчета балочных конструкций методом конечных элементов с использованием конечного элемента solid65 (ANSYS) получено хорошее согласование с расчетом по нормальным и наклонным сечениям в соответствии с СП [1].

3. Указанный подход к расчету железобетонных конструкций на примере двухопорной однопролетной балки является универсальным, отличается простотой и ясностью получаемых результатов и может рекомендоваться для практического использования.

Библиографический список

1. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004.
2. Release 10.0 Documentation for ANSYS.

П.Ю. МАТАР, канд. техн. наук, доц. (Ливанский ун-т, г. Бейрут, Ливан); Т.Р. БАРКАЯ, канд. техн. наук, доц., А.В. БРОВКИН, инж., ст. преп. (Тверской государственный технический ун-т)

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ СО СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛИРОВАННЫМ НАСТИЛОМ

Перспективным направлением проектирования межэтажных перекрытий жилых и гражданских зданий, в частности при реконструкции, является применение железобетонных плит с профилированным настилом. Эти конструкции могут служить реальной альтернативой классическим сборным и монолитным плитам, поскольку, имея небольшой собственный вес, весьма технологичны в изготовлении. Профлист, как правило, является несъемной опалубкой, что уже стало обычной практикой строительства. Однако при определенных условиях он может выступать в качестве рабочей арматуры. Существующие нормативные документы [2] позволяют рас-

сматривать профлист как арматуру только при наличии анкерных устройств, обеспечивающих совместность его работы с бетоном. Это может быть осуществлено путем применения специального профлиста, имеющего выштамповки, рифы и т.п.

В России освоен выпуск настила с выштампованными анкерирующими рифами марок Н80А-674-1,0 и Н80А-674-0,9, специально предназначенного для использования в качестве рабочей арматуры плит перекрытий. Производят его на Челябинском заводе профилированного стального настила. Однако, как показали опыты [6], для эффективного использования настила как арматуры, кроме рифов, необходи-

мы анкера, закрепляющие настил на опорах. В качестве опорных анкеров чаще всего применяют вертикальные стержни, привариваемые через настил к металлической балке или закладной детали железобетонного элемента. Опорный анкер выполняет две функции: с одной стороны, он обеспечивает совместную работу настила и бетона, с другой, – фиксирует положение плиты на балке [2].

При использовании обычной стали с гладкой поверхностью вопрос "совместности работы" становится слабым местом рассматриваемых конструкций. Вопросы, связанные с учетом сцепления бетона и листовой стали на разных стадиях работы монолитных ребристых плит с несъемной опалубкой, в нормативной литературе практически не освещены. Поэтому на практике, при проектировании подобных конструкций, жесткость и прочность гладкого профлиста, как правило, не учитываются.

Целью проводимого исследования являлась оценка степени совместности работы гладкого профнастила с железобетонной плитой и сравнение экспериментальной несущей способности плит с обычным и комбинированным армированием.

Для исследования деформативности и прочности плит с комбинированным армированием по нормальному сечению в пролете при расположении стального профилированного настила со стороны растянутой зоны по однопролетной балочной схеме (рис. 1) было испытано две серии плит: четыре образца с гибкой арматурой и стальным профилированным настилом и еще четыре – только с гибкой арматурой.

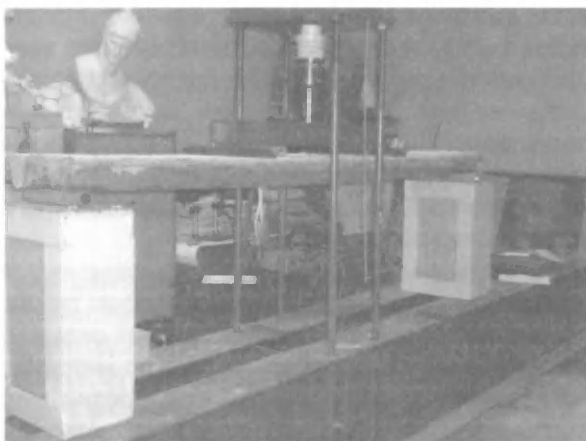


Рис. 1. Общий вид испытаний

Опытные образцы имели длину 2400 мм и поперечное сечение, соответствующее форме листа, с высотой монолитного слоя бетона (выше верхней грани настила) $h_f = 30$ мм. Применялся настил Н75-750-0,7. Продольное армирование выполнено из арматуры диаметром 10 мм класса А-III ($\mu = 0,75\%$) по одному стержню в каждой гофре. На торцевых участках плит были установлены закладные детали, изготовленные из пластин 150×50 мм, толщиной $\delta = 12$ мм с приваренными к ним в тавр под слоем флюса арматурными стержнями диаметром 12 мм.

Перед изготовлением плит на продольные стержни арматуры в средних по длине участках наклеивали тензодатчики с базой 20 мм. Тензодатчики наклеивали также на профилированный лист в середине пролета на дно гофров и на вертикальные стенки в уровне расположения гибкой арматуры. Для определения деформаций бетона и совместности его работы с профлистом в уровне арматурных стержней были натянуты перфорированные стальные ленты с наклеенными на них тензодатчиками.

В опытных конструкциях применялся мелкозернистый бетон плотностью 2100 кг/м³. По результатам серии испытаний кубиков и призм бетон опытных образцов соответствовал классу по прочности на сжатие В20. Все прочностные и деформативные характеристики, используемые в дальнейших расчетах, были приняты для указанного класса бетона. Расчетные характеристики арматуры и профлиста приняты по справочным данным. Программой экспериментальных исследований было предусмотрено кратковременное испытание образцов в возрасте 28 сут до разрушения.

Продольные деформации измеряли с помощью тензодатчиков, прогибы – прогибомерами, установленными над опорами и в середине пролета. Суммарную сосредоточенную нагрузку прикладывали на расстоянии трети пролета от шарнирно опертых концов плит ступенями по 200 и 300 кгс для плит с гибкой и комбинированной арматурой соответственно.

Полученные по результатам испытаний образцов величины прогибов плит с гибкой арматурой представлены в табл. 1 и на рис. 2, плит с комбинированным армированием – в табл. 2 и на рис. 3. Относительные деформации бетона, арматуры и профлиста показаны в табл. 3 для плит с гибкой арматурой и в табл. 4 для плит с комбинированным армированием.

Таблица 1

Нагрузка, кгс	Прогиб плит с гибкой арматурой, см				
	Плита № 1	Плита № 2	Плита № 3	Плита № 4	Расчет
200	0,25	0,32	0,38	0,15	0,11
400	0,51	0,61	0,65	0,4	0,51
600	0,83	0,89	0,98	0,71	0,91
800	1,16	1,24	1,3	1,02	1,32
1000	1,48	1,58	1,7	1,31	1,71
1200	1,79	1,88	1,99	1,67	2,12
1400	2,11	2,15	2,25	2,32	2,52
1600	2,56	2,64	2,7	2,93	2,93

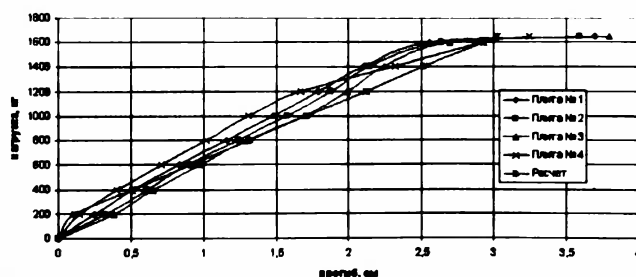


Рис. 2. Зависимость прогиба железобетонных плит от нагрузки

Таблица 2

Нагрузка, кгс	Прогиб плит комбинированным армированием, см				
	Плита № 5	Плита № 6	Плита № 7	Плита № 8	Расчет
300	0,27	0,22	0,2	0,29	0,24
600	0,54	0,48	0,44	0,58	0,63
900	0,79	0,78	0,69	0,88	1,01
1200	1,02	1,08	0,95	1,16	1,39
1500	1,29	1,42	1,22	1,52	1,77
1800	1,55	1,75	1,41	1,87	2,16
2100	1,82	2,21	1,7	2,13	2,54
2400	2,17	2,77	2,01	2,48	2,92
2650	2,59	3,56	2,43	2,94	3,32

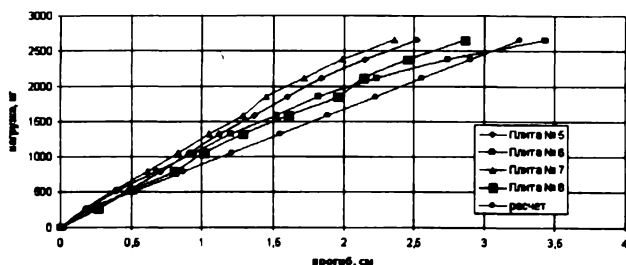


Рис. 3. Зависимость прогиба сталебетонных плит от нагрузки

Таблица 3

Нагрузка, кгс	Относительные деформации, %	
	арматуры	бетона
200	0,24	0,25
400	0,56	0,45
600	0,845	0,75
800	1,12	0,95
1000	1,4	1,2
1200	1,65	1,65
1400	1,875	2,55
1600	2,065	

Таблица 4

Нагрузка, кгс	Относительные деформации, %		
	арматуры	бетона	профлиста
300	0,125	0,2	0,04
600	0,295	0,3	0,09
900	0,505	0,3	0,19
1200	0,8	0,4	0,315
1500	1,105	0,6	0,445
1800	1,165	0,5	0,425
2100	1,145	0,7	0,42
2400	1,34	0,8	0,52
2650	1,515	1,1	0,585

Экспериментальная несущая способность плит, армированных профлистом, по отношению к плитам с гибкой арматурой при выбранном типе сечения оказалась выше на 40% (2650 и 1600 кгс). Следует отметить, что данный результат не отражает однозначно действительную ситуацию для всего многообразия таких конструкций в силу специфики проведенного эксперимента и выбранного конкретного сечения, но бесспорно свидетельствует о включении в работу профлиста.

Трещинообразование в плитах с гибкой арматурой начало проявляться при нагрузке 400 кгс. За дан-

ным процессом велось визуальное наблюдение с фиксированием появления первых нитевидных трещин. О трещинообразовании в плитах с комбинированной арматурой можно было судить только по косвенным признакам. В процессе нагружения образцов наблюдался участок в сторону уменьшения деформаций, а следовательно, и напряжений как в арматуре, так и в ленте, что, очевидно, свидетельствует о существенном перераспределении на этом этапе внутренних усилий между участками с трещинами и без них (см. табл. 4). Естественно, что эта ступень не может рассматриваться как порог трещинообразования, а лишь в качестве момента, когда трещинообразование привело к серьезной потере совместности работы бетона сечения и профилированного листа, что является существенным для основного вопроса настоящего исследования. Следует отметить также, что такие особенности работы конструкции наблюдались в экспериментах, проводимых в России и за рубежом [4, 5].

Сталебетонные плиты обладают достаточно высокой деформативностью. При их расчете определяющими факторами, как правило, служат критерии предельных состояний II группы, обусловленные эксплуатационными нагрузками. В качестве критерия, определяющего эту нагрузку, был принят допустимый прогиб. Для испытанных конструкций численное значение данной величины составило 12 мм. Экспериментальному значению прогиба 10 мм соответствовала нагрузка 1200 кгс. На этой ступени нагружения показания тензодатчиков позволяют утверждать о высокой степени совместности работы бетонного сечения и стального профнастила.

Для сравнения экспериментальных значений прогибов были вычислены соответствующие значения на основе нескольких существующих методик: по пособию для проектирования железобетонных конструкций с жесткой арматурой [1]; по методическим рекомендациям Госстроя СССР [2]; расчет прогиба стандартным методом, с учетом профнастила в качестве гибкой арматуры [3].

Результаты расчета в первых двух случаях показали достаточно малую сходимость: расчет по пособию с жесткой арматурой демонстрирует сильно заниженные значения, тогда как расчет по методическим указаниям Госстроя — наоборот. Третий метод показал достаточно близкие результаты (запас по прогибам на этапе нагружения 1325 кгс, соответствующем предельному прогибу 12 мм, составил 30%).

В качестве альтернативы предлагается метод расчета, в основе которого лежит предположение о равенстве прогибов бетонной части сечения и профилированного листа, справедливость которого очевидна при условии совместности деформирования настила и бетона.

Расчетная модель представляет собой систему уравнений, в качестве граничных условий которой принято равенство прогибов этих элементов. Из совместного решения уравнений могут быть получены моменты M_B и M_S , распределяющиеся пропорцио-

нально жесткости между этими компонентами конструкции.

$$\begin{cases} f = f_B = f_S \\ M = M_B + M_S \end{cases},$$

где M , M_B и M_S - момент от полной нагрузки P ; моменты, воспринимаемые бетонной частью сечения и профнастилом соответственно.

Для выражения прогибов f_B и f_S через соответствующие моменты могут применяться стандартные формулы расчета по деформациям железобетонных и стальных балочных систем. Предлагаемый метод при этом показал хорошую сходимость с результатами эксперимента (см. табл. 2, рис. 3).

Выводы

Основные практические результаты, полученные в ходе исследования (все вышеперечисленное, а также близкие значения показаний тензодатчиков, характеризующих деформации бетона и настила), позволяют рассматривать возможность расчета сталебетонных плит как железобетонных конструкций с комбинированным армированием (листовая и гибкая арматура) в диапазоне нагрузок, отвечающих эксплуатационному уровню.

Проведенные исследования показывают, что при использовании гладкого профлиста совмест-

ность его работы с бетоном в достаточной степени сохраняется при действии нагрузок, вызывающих деформации (прогибы), отвечающие предельной величине, регламентируемой нормами. Это обстоятельство свидетельствует о возможности учета работы гладких профлистов в качестве арматуры при расчете конструкции на стадии эксплуатации, что, в свою очередь, позволит снизить расчетное количество обычной стержневой арматуры.

Библиографический список

1. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. - 1978. - 55 с.
2. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. - [Электронный ресурс]. - М.: Стройиздат, 1987 - 37 с. Режим доступа: <http://www.zodchii.ws/books/info-900.html>
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Госстрой СССР - 157 с.
4. Петров И.А., Рабинович Р.И., Наргизян Э.А. Монолитные перекрытия с внешней арматурой из стального профилированного листа // Промышленное строительство. - 1981. - №7. - с. 14-17.
5. Голосов В.Н., Богданова Е.Н., Шубин А.Л. Монолитные железобетонные перекрытия с применением стального профилированного настила. - М.: Обзор, 1983 - 98 с.
6. Воронков Р.В., Багатурия Ф.И. Исследования железобетонных перекрытий с внешней профилированной арматурой // Бетон и железобетон. - 1977. - №6. - с. 5-8.

ТЕОРИЯ

А.В. ЕРМАКОВА канд. техн. наук, доц. (Южно-Уральский государственный ун-т)

РЕШЕНИЕ СИСТЕМЫ ЛИНЕЙНЫХ АЛГЕБРАИЧЕСКИХ УРАВНЕНИЙ МЕТОДА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Компьютерная реализация нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям методом дополнительных конечных элементов (МДКЭ) [1, 2] невозможна без изучения вопросов, связанных с его основной системой линейных алгебраических уравнений. В данной статье рассмотрены особенности изменения этой системы и итерационного процесса, который используется для ее решения.

Поскольку МДКЭ является вариантом широко используемого метода конечных элементов (МКЭ) и предназначен для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, то его основной математической операцией является решение итерационным способом системы линейных алгебраических уравнений, состоящей из уравнений равновесия узлов расчетной схемы.

Расчет железобетонных конструкций, согласно требованиям норм проектирования, должен отражать этапы, которые проходят эти конструкции при

достижении ими стадии предельного равновесия (предельного состояния).

В общем случае можно, как это предлагает МДКЭ, определить такую последовательность расчета железобетонных конструкций:

- 1) Линейный расчет в начальной стадии работы.
- 2) Пластический расчет при пластической стадии работы.
- 3) Расчет при частичной разгрузке после образования трещин.
- 4) Расчет при работе с трещинами.
- 5) Расчет в состоянии предельного равновесия (предельном состоянии).

На первом линейном этапе расчет ведется по классической схеме МКЭ, а на последующих этапах по схеме, предлагаемой МДКЭ. При этом происходит изменение самой основной системы уравнений и соответствующая этому перестройка итерационного процесса.

Линейный расчет в начальной стадии работы. На начальном этапе при проведении первой итерации первого шага нагружения МДКЭ опирается на линейную задачу МКЭ и решает систему уравнений следующего вида:

$$KV = P, \quad (1)$$

где K - матрица жесткости всей рассчитываемой конструкции, которая формируется из коэффициентов матриц жесткости отдельных конечных элементов (КЭ) и при решении линейной задачи постоянна ($K = const$); P - матрица-столбец внешней нагрузки; V - матрица-столбец неизвестных перемещений узлов.

Для решения системы уравнений (1) чаще всего используется метод последовательного исключения неизвестных Гаусса. Это предполагает проведение сначала вычислительных операций постепенного исключения неизвестных из уравнений системы, начиная со второго уравнения до последнего ("прямой ход"), а затем операций по последовательному вычислению значений неизвестных ("обратный ход"):

$$V = K^{-1}P, \quad (2)$$

где K^{-1} - обратная матрица жесткости рассчитываемой конструкции.

Математические операции по решению системы уравнений (1) можно разделить на три группы:

- 1) операции прямого хода метода Гаусса по вычислению обратной матрицы жесткости конструкции K^{-1} ;
- 2) операции прямого хода метода Гаусса по преобразованию столбца свободных членов P ;
- 3) операции обратного хода метода Гаусса по вычислению неизвестных перемещений узлов V .

Из всех операций самыми трудоемкими являются те, что связаны с получением обратной матрицы жесткости конструкции K^{-1} . Они занимают приблизительно три четверти времени, требуемого для решения системы (1).

При линейном расчете система уравнений (1) решается только один раз.

Пластический расчет при пластической стадии работы. При проявлении бетоном его пластических свойств основная система уравнений принимает вид:

$$K_{pl}V = P, \quad (3)$$

где K_{pl} - матрица жесткости конструкции с учетом пластических свойств.

В этом случае решение выполняется по формуле, аналогичной (2):

$$V = K_{pl}^{-1}P, \quad (4)$$

где K_{pl}^{-1} - обратная матрица жесткости конструкции с пластическими свойствами.

Поскольку речь идет о нелинейной задаче, то на каждой итерации должна решаться следующая система уравнений:

$$K_{pl}^{(k-1)}V^{(k)} = P, \quad (5)$$

где k - номер текущей итерации; $K_{pl}^{(k-1)}$ - матрица жесткости конструкции с пластическими свойствами, полученная на предше-

ствующей ($k-1$)-й итерации; $V^{(k)}$ - неизвестные на этой k -й итерации перемещения узлов.

Решение получается в виде:

$$V^{(k)} = K_{pl}^{-1(k-1)}P, \quad (6)$$

где $K_{pl}^{-1(k-1)}$ - обратная матрица жесткости конструкции с пластическими свойствами, полученная на предшествующей ($k-1$)-й итерации.

На этом этапе расчета МДКЭ предлагает подключить элементы метода упругих решений [3], который иногда еще называют методом дополнительных нагрузок. Согласно этому методу, матрица жесткости конструкции с нелинейными свойствами должна быть представлена в виде двух ее составляющих: линейной и нелинейной частей [4]. Таким образом, матрица жесткости конструкции с пластическими свойствами K_{pl} представляет собой:

$$K_{pl} = K + \Delta K_{pl}, \quad (7)$$

где ΔK_{pl} - матрица жесткости дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета пластических свойств.

Тогда вместо системы (3) можно решать другую:

$$KV = P - \Delta K_{pl}V, \quad (8)$$

где $(\Delta K_{pl}V)$ - дополнительная нагрузка, формируемая на основе дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета пластических свойств.

Итерационный процесс строится на использовании следующей формулы:

$$KV^{(k)} = P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} \quad (9)$$

и получает решение в виде:

$$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)}). \quad (10)$$

В этом случае на второй и последующих итерациях можно исключить операцию получения обратной матрицы жесткости конструкции, оставляя операции, связанные с преобразованием столбца свободных членов и вычислением неизвестных перемещений узлов.

Расчет при частичной разгрузке после образования трещин. При образовании трещины к пластическим свойствам добавляется остаточная деформация после частичной разгрузки и перераспределения усилий.

Матрицу жесткости конструкции с учетом этой частичной разгрузки K_{dis} можно представить в виде:

$$K_{dis} = K + \Delta K_{pl} + \Delta K_{dis}, \quad (11)$$

где ΔK_{dis} - матрица жесткости дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета остаточной деформации.

Тогда система (8) принимает форму:

$$KV = P - \Delta K_{pl}V - \Delta K_{dis}V, \quad (12)$$

где $(-\Delta K_{dis}V)$ - дополнительная нагрузка, формируемая на основе дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета остаточной деформации.

Формулы итерационного процесса

№	Вид расчета	Формулы	Комментарий
1	Линейный расчет в начальной стадии работы	$V = K^{-1}P$	Линейная задача МКЭ
2	Пластический расчет при пластической стадии работы	$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)})$	Нелинейная задача МДКЭ
3	Расчет при частичной разгрузке после образования трещин	$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)})$	То же
4	Расчет при работе с трещинами	$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{crc}^{(k-1)}V^{(k-1)})$	То же
5	Расчет в состоянии предельного равновесия (предельном состоянии)	$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{crc}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{lim}^{(k-1)}V^{(k-1)})$	То же

Таблица 2

Вычислительные операции отдельной итерации

№	Выполняемые вычислительные операции	Первая итерация	Вторая и последующие
1	Операции прямого хода метода Гаусса по вычислению обратной матрицы жесткости конструкции K^{-1}	Да	Нет
2	Операции прямого хода метода Гаусса по преобразованию столбца свободных членов P	Да	Да
3	Операции обратного хода метода Гаусса по вычислению неизвестных перемещений узлов V	Да	Да

Вместо формулы (9) итерационный процесс строится на соотношении:

$$KV^{(k)} = P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} \quad (13)$$

и получает решение в виде:

$$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)}) \quad (14)$$

Как и в предыдущем случае, начиная со второй итерации итерационный процесс можно строить более рационально.

Расчет при работе с трещинами. Существование трещин влияет на характер усилий и деформаций, поэтому матрица жесткости конструкции с трещинами K_{crc} принимает вид:

$$K_{crc} = K + \Delta K_{pl} + \Delta K_{dis} + \Delta K_{crc} \quad (15)$$

где ΔK_{crc} - матрица жесткости дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета работы с трещиной.

Вместо формулы (12) используется следующая система уравнений:

$$KV = P - \Delta K_{pl}V - \Delta K_{dis}V - \Delta K_{crc}V \quad (16)$$

где $(-\Delta K_{crc}V)$ - дополнительная нагрузка, формируемая на основе дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета работы с трещиной.

Формула итерационного процесса:

$$KV^{(k)} = P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{crc}^{(k-1)}V^{(k-1)} \quad (17)$$

а получаемое решение:

$$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{crc}^{(k-1)}V^{(k-1)}) \quad (18)$$

Построение итерационного процесса аналогично тому, что применяется в двух предыдущих случаях.

Расчет в состоянии предельного равновесия (предельном состоянии). На этом этапе расчета МДКЭ подключает элементы расчета железобетон-

ных конструкций по методу предельного равновесия (предельных состояний) [5].

Исходная расчетная схема конструкции превращается в расчетную схему в стадии предельного равновесия. Эта схема названа идеальной моделью разрушения конструкции. Матрица жесткости конструкции в предельном состоянии K_{lim} записывается так:

$$K_{lim} = K + \Delta K_{pl} + \Delta K_{dis} + \Delta K_{crc} + \Delta K_{lim} \quad (19)$$

где ΔK_{lim} - матрица жесткости дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета в стадии предельного равновесия.

Система уравнений (16) принимает следующий вид:

$$KV = P - \Delta K_{pl}V - \Delta K_{dis}V - \Delta K_{crc}V - \Delta K_{lim}V \quad (20)$$

где $(-\Delta K_{lim}V)$ - дополнительная нагрузка, формируемая на основе дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов для учета работы в состоянии предельного равновесия.

Итерационный процесс строится по формуле:

$$KV^{(k)} = P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{crc}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{lim}^{(k-1)}V^{(k-1)} \quad (21)$$

а получаемое решение:

$$V^{(k)} = K^{-1}(P - \Delta K_{pl}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{dis}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{crc}^{(k-1)}V^{(k-1)} - \Delta K_{lim}^{(k-1)}V^{(k-1)}) \quad (22)$$

Построение итерационного процесса такое же, как и на предшествующих этапах расчета.

Итерационный процесс. Как показано ранее, исходная система уравнений (1) постепенно меняет свой вид на (8), (12), (16) или (20) в зависимости от достигнутого этапа работы конструкции. Это обеспечивается последовательным подключением дополнительных расчетных схем из дополнительных конечных элементов для учета соответствующих физически нелинейных свойств [6].

В краткой форме табл. 1 дает описание итерационного процесса, с помощью которого можно получить неизвестные перемещения узлов (формулы (10), (14), (18) и (22)), а табл. 2 показывает характер вычислительных операций на отдельной итерации.

Таким образом, применяемый в МДКЭ итерационный процесс позволяет рационально использовать все достоинства метода упругих решений.

Вывод. Описанный выше итерационный способ решения основной системы линейных алгебраических уравнений позволяет объединить в МДКЭ такой известный расчетный аппарат, как МКЭ, метод упругих решений (дополнительных нагрузок) и метод расчета конструкций по состояниям предельного равновесия (предельным состояниям).

Эффективность МДКЭ была подтверждена расчетом ряда железобетонных конструкций, работающих в условиях плоского напряженного состояния, а также расчетом пространственной оболочки покрытия [1,7].

1. **Ермакова А.В.** Теоретические основы метода дополнительных конечных элементов для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. Сб. статей. Вып. 10/ МОО "Пространственные конструкции", под ред. Шугаева В.В. и др. М.: 2006. - С. 30-41.
2. **Ермакова А.В.** Метод дополнительных конечных элементов для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. - М.: АСВ, 2007. - 128 с.
3. **Ильюшин А.А.** Пластичность. М.: Гостехиздат, 1948. - 376 с.
4. **Постнов В.А.** Численные методы расчета судовых конструкций. Л, Судостроение, 1977. - 280 с.
5. **Гвоздев А.А.** Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Вып. 1. Сущность метода и его обоснование. М.: Гостехиздат, 1949. - 280 с.
6. **Ермакова А.В.** Дополнительные расчетные схемы при расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям//Строительная механика и расчет сооружений. - 2009. - № 3. - С.48-53.
7. **Ермакова А.В.** Нелинейный расчет железобетонных конструкций методом дополнительных конечных элементов//Бетон и железобетон. - 2009. - № 6. - С. 28-30.

Б.А. ЯГУПОВ, канд. техн. наук, проф., Р.Е. МИГАЛЬ, канд. техн. наук, доц. (Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства)

ЖЕСТКОСТЬ И ПРОГИБЫ БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ КОРРОЗИЕЙ

Железобетонные и бетонные конструкции, испытывающие воздействия агрессивных сред, во времени повреждаются; их силовое сопротивление падает. Это проявляется в длительной прочности, жесткости и сопутствующих между элементами сооружений перераспределении усилий, изменении расчетной схемы сооружений, уменьшении критических сил устойчивости и частот собственных колебаний.

Для большинства агрессивных воздействий, кроме физико-волновых, характерно одностороннее по отношению к объекту агрессии приложение. При этом кинематика развития повреждений во времени $\delta(t, t_0)$ хорошо описывается уравнением [1]

$$\frac{d\Delta\delta(t, t_0)}{dt} = \alpha[\Delta\delta(t, t_0)]^m,$$

где $\Delta\delta(t, t_0) = 1 - \frac{\delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)}$ (1)

Здесь $\delta_{кр}(t_0)$ - некоторая критическая величина глубины повреждения; $\Delta\delta(t, t_0)$ - текущий относительный дефицит повреждению, отнесенный к $\delta_{кр}$; t_0 - время начала наблюдений и время текущего наблюдения; α, m - параметры кинетики повреждений, зависящие, как и $\delta_{кр}$, от уровня напряженного состояния и определяемые эмпирически (рис.1).

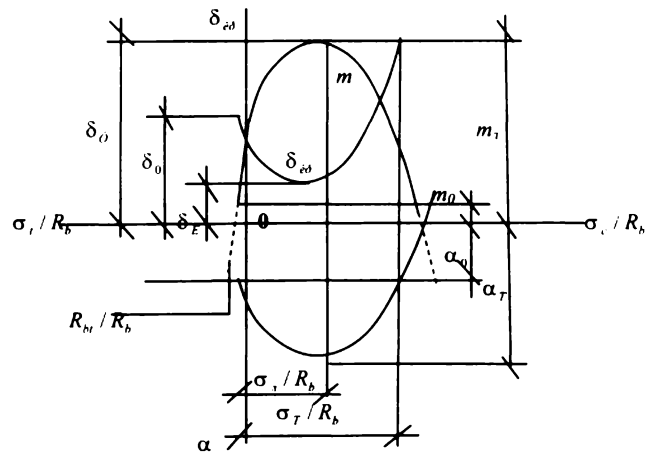


Рис. 1. Схема изменения параметров $\delta_{кр}, m, \alpha$ от уровня и знака напряженного состояния

Для описания траекторий $\delta_{кр}, m, \alpha$ удобны полиномы 4 степени

$$\delta_{кр} = \sum_{i=0}^{i=3} q_{\delta_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i; \quad \frac{\partial \delta_{кр}}{\partial \left(\frac{\sigma}{R}\right)} = \sum_{i=1}^{i=3} i q_{\delta_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^{i-1}$$

$$m = \sum_{i=0}^{i=3} q_m \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i; \quad \frac{\partial m}{\partial \left(\frac{\sigma}{R}\right)} = \sum_{i=1}^{i=3} i q_{mi} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^{i-1} \quad (2)$$

$$-\alpha = \sum_{i=0}^{i=3} q_{\alpha_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^i; \quad \frac{\partial(-\alpha)}{\partial\left(\frac{\sigma}{R}\right)} = \sum_{i=1}^{i=3} i q_{\alpha_i} \left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^{i-1},$$

параметры которых определяются с помощью фиксированных экспериментальных значений [1]:

при $\frac{\sigma}{R_b} = 0$ будет $\delta_{кр} = \delta_0$; $m\left(\frac{\sigma}{R}\right) = m_0$;

$$(-\alpha)\left(\frac{\sigma}{R}\right) = (-\alpha_0)$$

при $\frac{\sigma}{R_b} = \frac{\sigma_{л}}{R_b}$ будет $\delta_{кр}\left(\frac{\sigma_{л}}{R_b}\right) = \delta_{л}$;

$$m\left(\frac{\sigma_{л}}{R_b}\right) = m_{л}(-\alpha)\left(\frac{\sigma_{л}}{R_b}\right) = (-\alpha_{л}) \quad (3)$$

$$\frac{\partial\delta_{кр}}{\partial\left(\frac{\sigma}{R}\right)} \Big|_{\sigma=\sigma_i} = 0; \quad \frac{\partial m}{\partial\left(\frac{\sigma}{R}\right)} \Big|_{\sigma=\sigma_i} = 0;$$

$$\frac{\partial(-\alpha)}{\partial\left(\frac{\sigma}{R}\right)} \Big|_{\sigma=\sigma} = 0$$

при $\frac{\sigma}{R_b} = \frac{\sigma_T}{R_b}$ будет $\delta_{кр}\left(\frac{\sigma_T}{R_b}\right) = \delta_T$; $m\left(\frac{\sigma_T}{R_b}\right) = m_T$;

$$(-\alpha)\left(\frac{\sigma_T}{R_b}\right) = -\alpha_T.$$

После разделения переменных в (1) получаем уравнение

$$\frac{\partial\Delta\delta(t, t_0)}{[\Delta\delta(t, t_0)]^m} = \alpha dt, \quad (4)$$

решение которого дается в виде

$$\delta(t, t_0) = f_m(\alpha, m, t) \delta_{кр}(t_0), \quad (5)$$

что при $m = 1$ дает $f_1(t) = 1 - \Delta(t, t_0)e^{-\alpha(t-t_0)}$; (6)

при $m \neq 1$

$$f_m = 1 - \left\{ \Delta\delta(t_0, t_0)^{[(-m)+1]} + \alpha[(-m)+1](t-t_0) \right\}^{\frac{1}{[(-m)+1]}}; \quad (7)$$

в частности, при $m = 0$ $f_0 = \frac{\delta(t_0, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} - \alpha(t-t_0)$.

Подчеркнем, что при $m > 0$ (6) соответствует так называемому 2-му виду повреждения (коррозии) бетона, который ниже оценивается как кольматационный т.е. затухающий;

при $m = 0$ - фильтрационные повреждения; при $m < 0$ - лавинообразные разрушения (рис. 2).

Также подчеркнем, что возможны ситуации, когда один вид повреждений переходит в другой.

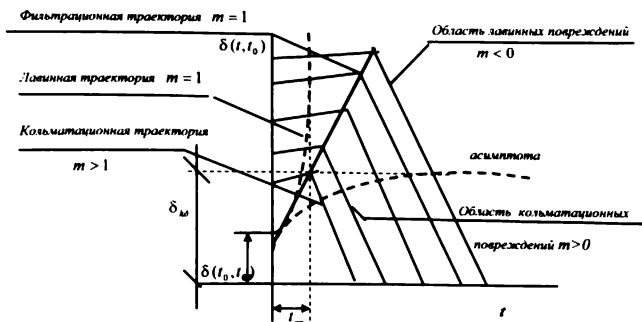


Рис. 2. Схема кинетики повреждений материала во времени

Установлено, что в большинстве случаев имеет место одностороннее воздействие агрессивной среды и, как следствие, переменное по глубине энтропийное распределение интенсивности повреждений. Наиболее поврежденными, вплоть до полного разрушения, оказываются слои конструкции, расположенные непосредственно у поверхности контакта с агрессивной средой; затем следует переходная область, в которой по мере удаления от этой поверхности интенсивность коррозионных повреждений уменьшается до полного исчезновения; затем следует зона неповрежденного бетона.

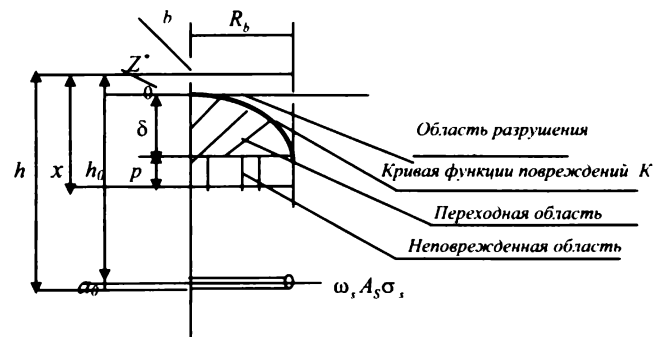


Рис. 3. Схема силового сопротивления поперечного сечения изгибаемой железобетонной балки с одиночной арматурой

На рис. 3 h, h_0, b, a_0 - полная высота сечения, его рабочая высота и ширина; защитный слой рабочей арматуры; z', δ, p, x' - вертикальный размер-толщина области полного разрушения; то же, переходной области - глубина повреждений (нейтрализация); то же, неповрежденной области; высота сжатой зоны; R_b, σ_s, A_s - предел прочности бетона на сжатие, напряжения в растянутой арматуре (при $\frac{x}{h_0} \leq \delta_R$, где δ_R - предельная относительная высота сжатой зоны балки), площадь рабочей арматуры; ω_s, k - коэффициент коррозионного повреждения арматуры, функция повреждения, которая имитирует и количественно оценивает потери силового сопротивления в переходной области.

Функция повреждений представляется в виде полинома 2-ой степени, отсчитываемая от горизонтальной оси

$$k = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i,$$

$$\frac{dk}{dz} = \sum_{i=1}^{i=2} i a_i z^{i-1}, \quad (8)$$

причем значения коэффициентов полиномов a_1 находятся из чисто геометрических условий.

При $z = 0$ будет $k = 0$ (в более общем случае $k = k_1$),

$$\text{при } z = \delta \text{ будет } k = 1 \text{ и } \frac{dk}{dz} = 0, \quad (9)$$

откуда $a_0 = 0$ (в общем случае $k = k_1$)

$$a_1 = \frac{2(1-k_1)}{\delta}, \text{ где } k_1 = 0;$$

$$a_2 = -\frac{1-k_1}{\delta^2} \quad (10)$$

Заметим, что использование только геометрических условий (при $k_1 = 0$) предопределяет универсальность k для всех характеристик силового сопротивления $R_b, E_{\sigma p}^0, 1/C$, где $E_{\sigma p}^0$ – временный модуль деформации неповрежденного бетона при некотором уровне нагружения σ/R_b .

Отметим, что в случае $\delta_{kp} < x^*$ кольматационные повреждения стабилизируются; в случае $\delta_{kp} \geq x^*$ кольматационный характер повреждений при $\delta_{kp} > x^*$ видоизменяется в фильтрационный тип, и тогда речь идет уже не о силовом сопротивлении, а об экспозиции живучести.

Площадь эпюры A_i , объем эпюр B_i силового сопротивления компонентов поперечного сечения, сохранивших частично или полностью отпорность деформированию $E_{i,\sigma p}^0$, и при $k_1 = 0$ будут равными:

$$A_2 = \int_{\sigma}^{\delta} k E_{\sigma p}^0 dz = \frac{2}{3} \delta E_{\sigma p}^0 \text{ и } B_2 = \frac{2}{3} b \delta E_{\sigma p}^0 \quad (11)$$

$$A_H = p E_{\sigma, \sigma p}^0 \quad B_H = p b \delta E_{\sigma, \sigma p}^0,$$

$$\text{где } p = x^* - (z^* + \delta). \quad (12)$$

Причем высота сжатой зоны бетона определяется из условий равновесия всех горизонтальных сил на ось v , что при $z = 0$ дает

$$x^* = x_1 + z^* \delta, \text{ где } x_1 = \frac{\omega_s A_s \sigma_s}{b R_b}, \quad (13)$$

а временный модуль деформации определяется с использованием квазилинейного уравнения си-

лового сопротивления бетона [2] по формуле [5]

$$E_{\sigma, \sigma p} = \left\{ S^0 \left(\frac{\sigma(t)}{R_b(t)} \right) \left[\frac{1}{E_{\sigma, \sigma p}^0(t)} + c(t, t) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau) d}{\sigma(\tau) dt} c^0(t, \tau) d\tau \right] \right\}^{-1}, \quad (14)$$

где $S^0 = 1 + \bar{V} \left(\frac{\sigma}{R} \right)^{\bar{m}}$ – функция нелинейности, для которой параметры нелинейности \bar{V} и \bar{m} назначаются по [6]; $E_{\sigma, \sigma p}^0(t)$ – начальный модуль мгновенной деформации; $c^0(t, \tau)$ – начальная мера ползучести [3].

Далее, как доказано в [5], жесткость сечения должна определяться относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, положение которого находится следующим образом:

- сначала определяем расстояния центров тяжести компонентов сечения относительно расчетной оси v

$$\text{для } B_2 \rightarrow r_{v,2} = \frac{\int k z dz}{\int k dt} = \frac{5}{8} \delta;$$

$$\text{для } B_H \rightarrow \delta + \frac{1}{2} p; \quad (15)$$

для рабочей арматуры $r_{v,s} = h_0 - z^*$

- затем вычисляется искомое расстояние центра тяжести приведенного сечения от той же оси

$$r_{v,y,T} = \frac{\sum A_i r_{vi}}{\sum A_i} = \frac{A_2 r_{v,2} + A_H r_{v,2} + \frac{\omega_s}{\Psi_s} n A_s r_{v,s}}{A_2 + A_H + \frac{\omega_s}{\Psi_s} n A_s}, \quad (16)$$

где n – отношение модуля деформации арматуры к временному модулю деформации бетона; Ψ_s – коэффициент коррозионного повреждения арматуры ($\Psi_s < 1$); ω_s – коэффициент учета влияния растянутой зоны бетона [7].

Отсюда изгибная жесткость поперечного сечения балки, поврежденной коррозией, относительно центра тяжести приведенного сечения будет

$$D = A_2 E_{\sigma, \sigma p} (r_{v,y,T} - r_{v,2})^2 + A_H E_{\sigma, \sigma p} (r_{v,y,T} - r_{v,n})^2 + \frac{\omega_s}{\Psi_s} A_s E_s \left[(h_0 - z^*) - r_{v,y,T} \right]^2 \quad (17)$$

и, следовательно, уравнения кривизны и прогибов балки записываются в виде

$$\frac{\partial^2 U}{\partial V^2} = \frac{M}{D} \text{ и } U = \int dv_0 \int \frac{M}{D} dv_0 + c_1 v_0 + c_2. \quad (18)$$

Заметим, что при необходимости уравнения (18) и (19) могут быть уточнены учетом влияния поперечных сил.

Далее, поскольку физическая нелинейность деформирования определяется функцией S_0 , требуется осуществить интегрирование (18) и найти производные постоянные. Учитывая, что нелинейность D зависит, таким образом, от изгибающего момента, допустимо вместо указанного интегрирования (18) принять [5]

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_0} + \left(\frac{1}{D_{\min}} - \frac{1}{D_0} \right) \frac{M}{M_{кр}^*}, \quad (19)$$

где D_0 - жесткость сечений, в которых изгибающий момент равен нулю; D_{\min} - жесткость сечения, которому соответствует экстремальное значение изгибающего момента; $M_{кр}^*$ - остаточный ресурс силового сопротивления балки, поврежденной коррозией.

Для предпроектных оценочных расчетов возможна замена (13) некой средней величиной жесткости

$$\frac{1}{D_{cp}} = \frac{1}{D_0} + \left(\frac{1}{D_{\min}} - \frac{1}{D_0} \right) \frac{M_{cp}}{M_{кр}^*};$$

$$D_c = \left[\frac{1}{D_0} + \left(\frac{1}{D_{\min}} - \frac{1}{D_0} \right) \frac{M_{cp}}{M_{кр}^*} \right]^{-1}, \quad (20)$$

где M_{cp} вычисляется делением площади эпюры моментов (без учета знаков на величину прогибов).

Библиографический список

1. **Бондаренко В.М.** Феноменология кинетики повреждений железобетонных конструкций // Академия. Архитектура и строительство. - № 4. - 2007.
2. **Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.** Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. - М.: Стройиздат, 1990.
3. **Бондаренко В.М., Ягулов Б.А.** Некоторые вопросы несилловых повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений // Бетон и железобетон. - 2007. - № 1.
4. **Бондаренко В.М., Мигаль Р.Е.** Силовое сопротивление наклонных сечений поврежденных коррозией изгибаемых железобетонных элементов // РААСН, Вестник отделения строительных наук, вып. 10. - Владивосток, 2006.
5. **Бондаренко В.М.** Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Изд. ХГУ, Харьков, 1963.
6. **Рекомендации** по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1985.
7. **Ягулов Б.А., Мигаль Р.Е.** К вопросу оценки несущей способности эксплуатируемых железобетонных конструкций, поврежденных коррозией // Бетон и железобетон. - № 3. - 2007.

Евраз на Западно-Сибирском металлургическом комбинате увеличивает выпуск высокопрочной арматуры

Западно-Сибирский металлургический комбинат (ОАО "ЗСМК", входит в "Евраз") увеличивает выпуск высокопрочной арматуры класса А500СП. В настоящее время выпускается около 15 тыс. т в месяц, в перспективе планируется увеличить объемы производства данного изделия более чем в два раза.

Применение высокопрочной арматуры А500СП позволяет на 10-25% снизить металлическую составляющую в железобетоне и, соответственно, значительно удешевить стоимость строительства. При этом новое изделие, разработанное в московском НИИ бетона и железобетона имени А. А. Гвоздева (НИИЖБ), обладает высокопрочными и износостойкими характеристиками, высокой стойкостью к коррозии. Значительно повышается надежность и долговечность зданий.

Арматура А500СП уже рекомендована отраслевыми стандартами для использования при строительстве в сейсмических районах, а также в районах с высокой влажностью и экстремально низкими температурами. Сталь этого класса обладает высокой ударной вязкостью и пластичностью при низких температурах. Может применяться при строительстве любых зданий.

В настоящее время арматура А500СП широко используется при строительстве олимпийских объектов в Сочи, жилых домов, торговых и офисных центров в Москве, а также в регионах, где работают филиалы крупнейшей в России строительной компании СУ-155. Была применена в сооружениях Воронежской АЭС.

Интерес потребителей к этому виду изделий определяется еще и тем, что цена высокопрочной арматуры А500СП идентична цене на арматуру класса А500С или класса А400 (АIII). При этом арматура А500СП имеет оригинальный рисунок профиля, не только улучшающий сцепление стержней с бетоном, но и исключаящий их пересортицу. По внешнему виду данный вид изделия можно безошибочно идентифицировать на стройплощадках.

За дополнительной информацией, пожалуйста, обращайтесь:

Региональный центр корпоративных отношений "Сибирь"
Департамент по связям со СМИ
Лариса Ярошук
Тел.: +7 (3843) 59-59-74
larisa.yaroshuk@evraz.com

Региональный центр корпоративных отношений "Сибирь"
Елена Казанцева
Тел.: +7 (3843) 70-60-14
elena.kazantseva@evraz.com

Г.Н. ПШЕНИЧНЫЙ, канд. техн. наук (Кубанский государственный технологический ун-т)

О ДЕСТРУКЦИИ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ

Существует мнение о том, что затвердевший цементный бетон может неограниченно долго сохранять и приумножать свои свойства при отсутствии агрессивных внешних воздействий. Однако это далеко не так. Даже при достаточно благоприятных температурно-влажностных условиях эксплуатации бетона и железобетона (с точки зрения возможности их последующего упрочнения) нельзя исключать вероятности протекания в цементном камне деструктивных явлений и разрушительных процессов. Экспериментально показано, например, что воздействие влажной среды и повышенной температуры на нагруженный изгибающей нагрузкой бетон приводит, в ряде случаев, к весьма печальным для последнего результатам [1]. Выявление природы и механизма деструкции имеет важное практическое значение, поскольку позволит не только осмысленно и целенаправленно использовать соответствующие технологические меры для повышения надежности цементных бетонов, но и прогнозировать их "поведение" в конкретных условиях эксплуатации.

В упомянутой работе было сделано предположение, что наблюдаемая деструкция связана с поздними гидратационными актами, вызванными воздействием на микробетон активированной влаги в виде пара. И если это так, то указанный процесс, по всей вероятности, может быть обусловлен проникновением воды с различной температурой в структуру затвердевшего бетона (капиллярный подсос, увлажнение конструкции атмосферными осадками или технологическими растворами), а также спровоцирован воздействием сухой воздушной среды с повышенной температурой.

По методике [1] провели изучение влияния данных факторов на надежность бетона. Образцы-пластины (160×40×10 мм) изготавливали обычным способом из цементного теста (с В/Ц=0,22; 0,24; 0,26; 0,28; 0,30 и 0,32) и растворной смеси состава по массе 1:2 (0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,8) на новороссийском ПЦ500-Д0. Месячное твердение образцов – стандартное и водное; отдельные растворные образцы после суточного предварительного выдерживания подвергали тепловлажностной обработке в лабораторной пропарочной камере в течение 10 ч. Стенд с образцами, нагруженными 50%-ной разрушающей нагрузкой, погружали в воду с обычной (комнатной) и повышенной температурой (в последнем случае емкость с водой нагревали электрической плитой, рис.1, а). Воздействие на материал сухой среды моделировали путем установки стенда в лабораторную камеру SNOL 67/350 с температурой рабочего прост-

ранства 55, 70, 85 и 100°С, которая поддерживалась системой автоматики с точностью ±2°С (рис.1, б). Время разрушения образцов фиксировали с момента установки стенда в камеру. Часть образцов перед нагружением и испытанием высушивали до постоянной массы при температуре 150±2°С, а также предварительно выдерживали в течение 1...2 ч в горячей (75...80°С) и кипящей воде.

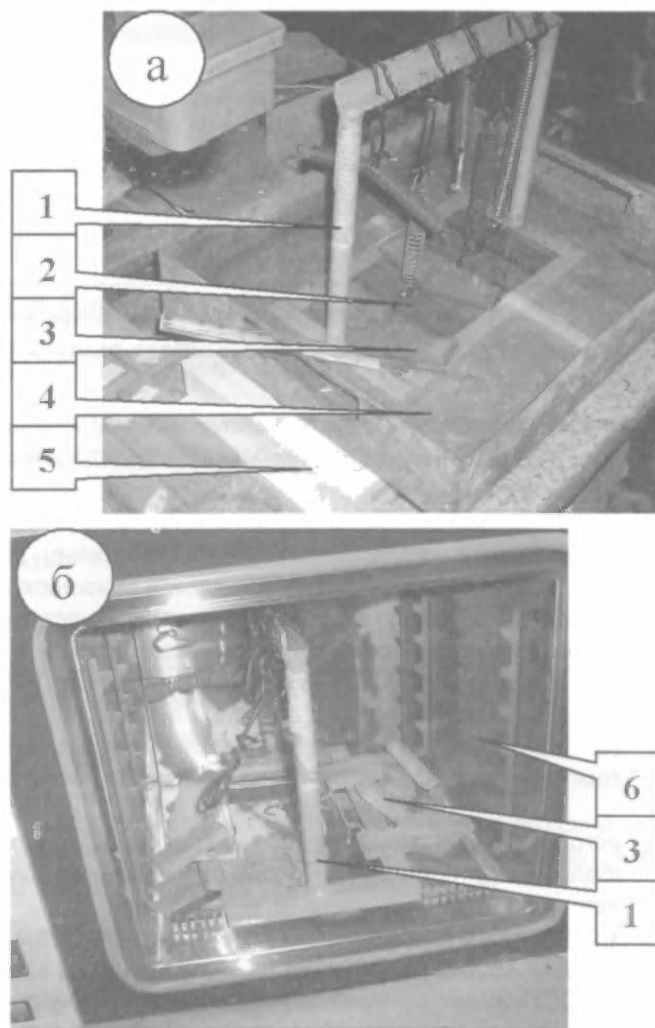


Рис.1. Испытание на надежность образцов в водной (а) и сухой (б) средах при различных температурах

1 - стенд с нагруженными образцами; 2 - образцы, выдержавшие испытания; 3 - разрушенные образцы; 4 - емкость с водой; 5 - электрическая плита; 6 - низкотемпературная камера

Водная среда с обычной температурой не оказала заметных деструктивных последствий. При последующем нагреве воды до температуры 75...80°С разрушились лишь образцы, изготовленные из раст-

ворной смеси с предельным значением В/Ц (0,8). Воздействие же сухой горячей среды в подавляющем большинстве случаев имело катастрофические для бетона результаты. Практически все помещенные в камеру образцы (за исключением единичных составов) разрушались (представленная на рис.1, б картина - типичная ситуация). При этом отметим следующие обнаруженные особенности:

1) разрушение "нормально" твердевших цементного камня и раствора протекало с различной интенсивностью, в зависимости от исходного водосодержания смеси – начиналось, как правило, с образцов, изготовленных из составов с повышенным значением В/Ц; при дальнейшем выдерживании происходило последовательное разрушение образцов со все более уменьшающимся начальным водозатворением. Для некоторых (особенно растворных) составов наблюдалась четкая зависимость "продолжительность стойкости – исходное значение В/Ц смеси" (рис. 2);

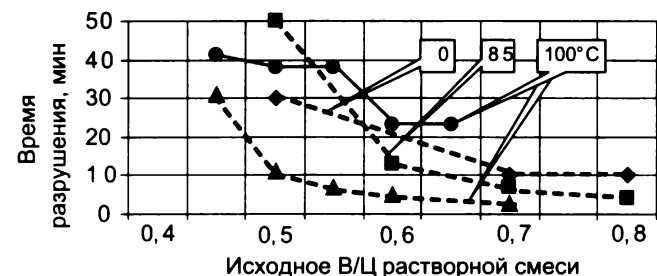


Рис. 2. Зависимость времени разрушения образцов от исходного В/Ц растворов и температуры сухой среды

2) при температурах рабочего объема камеры 55, 70, 85 и 100 °C разрушение образцов имело место через 20±5, 8±3, 6±2 и 4±2 мин с момента начала воздействия горячей сухой среды, соответственно;

3) предварительно высушенные до постоянной массы образцы показали исключительную стойкость (не зафиксировано ни одного случая разрушения сухого камня и бетона);

4) водное твердение не сказалось существенным образом на конечной прочности образцов при изгибе, по сравнению с их стандартным твердением (20...40%-ное повышение прочности имело место для образцов, изготовленных из жестких составов); в то же время заметно повысилась надежность бетона. При температурах среды камеры 70 и 85 °C, например, разрушилось всего по одному образцу – с В/Ц=0,6 (через 24 мин) и 0,45 (49 мин); лишь при 100 °C произошло разрушение всех составов с отмеченной в п.1 последовательностью (см. рис. 2 – сплошные линии кривой);

5) пропаривание на 10...70% снизило прочность бетона при изгибе (особенно заметное для жестких составов), по сравнению с водным и стандартным твердением, однако явно повысило его стойкость к воздействию повышенных температур. Практически все образцы выдержали испытание за исключением состава с В/Ц=0,7 (при температурах 55, 70 и 85 °C

разрушение произошло через 18, 17 и 9 мин, соответственно);

6) предварительное выдерживание образцов в горячей и кипящей воде перед нагружением и испытанием в камере также способствует повышению их стойкости. При двухчасовом выдерживании в воде с температурой 75...80 °C растворных образцов с В/Ц=0,4; 0,5 и 0,7, последующем их нагружении и установке стэнда в камеру получены следующие результаты: при температуре среды 55 и 70 °C разрушения не наблюдалось; при 85 °C разрушился лишь образец с В/Ц=0,7 (через 50 мин), при 100 °C – все образцы разрушились через 44...54 мин. При предварительном часовом кипячении образцов из цементного теста получены подобные результаты (при 55 и 70 °C разрушение отсутствовало, при 85 и 100 °C образцы разрушались).

Полученные экспериментальные данные позволили сделать следующие предположения и обобщения:

1. Природу рассматриваемой деструкции следует искать в *морфологии гидратированного цементного зерна*. Затвердевший цементный камень (не пресловутые "кристаллический сросток" или "материал с оптимальным соотношением кристаллических и гелевидных фаз**"), а именно микробетон (в истинном значении термина В.Н.Юнга), состоящий из склеенных аморфными прослойками гидросиликата [2] частично гидратированных клинкерных зерен, выполняет важнейшую структурообразующую роль [3]. Подобное строение цементного камня отчетливо просматривается лишь при расколе клинкерного зерна (см. рис. 1 [1], рис. 10 [4], рис. 11 [5]). В то же время химически неиспользованные участки цементных зерен являются потенциальными объектами гидратационных процессов на поздних этапах твердения, в условиях сформировавшейся структуры. Вновь появившийся гидрат механически раздвигает ранее образовавшуюся оболочку (клеевую прослойку), ослабляет тем самым структурные связи системы, что и приводит к деструктивным явлениям (о химической природе деструкции косвенно свидетельствует абсолютная стойкость сухих образцов). Вопрос о наличии в затвердевшем бетоне жидкой фазы излишен – "остаточное В/Ц" достигает весьма впечатляющих величин (рис. 3).

2. Разрушение бетона наблюдается через считанные минуты с момента воздействия сухой среды с повышенной температурой. И если причиной деструкции являются гидратационные процессы, то возникают определенные сложности с принципом их "диффузионного контроля" сформировавшейся к моменту проведения испытаний на поверхности клин-

* Довольно популярное, основанное на внешних признаках, описание структуры цементного камня, не учитывающее того обстоятельства, что при получении сколов разрушение материала происходит по его наиболее слабым, дефектным участкам. Данное "примиренческое" представление нивелирует базовый, основополагающий вопрос: что же в итоге определяет "синтез прочности" цементной системы: сквозьрастворные или твердофазовые гидратационные преобразования?

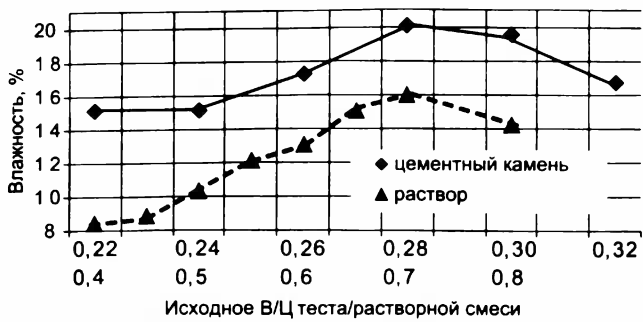


Рис. 3. Влияние исходного В/Ц составов на месячную влажность образцов

кернах частиц плотной экранной гидратной пленки. Действительно, для проникновения молекул воды сквозь экранную оболочку к негидратированным областям вяжущего, осуществления соответствующих преобразований, отводу продуктов реакции в поровое пространство (или без такового) необходимо, по всей логике, несравненно больший временной интервал.

Предлагается взглянуть на эту проблему с несколько иных позиций. Взаимодействие гетерогенной цементной композиции осуществляется на границе раздела фаз путем стадийного формирования в межфазной зоне промежуточного пористого ("доменого") неравновесного энергетического комплекса (рис. 4) с его развитием (локализацией у обменных катионов "освободившихся" диполей, накоплением системой внутренней энергии – индукционная стадия) и распадом (химизмом процесса) [6].

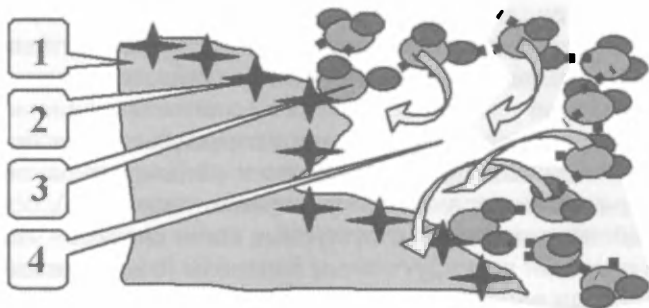


Рис. 4. Строение и динамика развития межфазного полимолекулярного комплекса твердеющей цементной композиции

1 - цементное зерно; 2 - активный центр; 3 - диполь; 4 - "свод" адсорбционного слоя

Акты гидратообразования, протекающие в начальный период (до максимума тепловыделения) через каждые 90 ± 10 мин, приводят к постепенному заполнению высокоразвитой поверхности клинкерных зерен гидратом. По мере гидратации "дефектных" центров (снижения, вследствие этого, поверхностной энергии частиц вяжущего), уменьшения в системе количества активных диполей индукционные интервалы увеличиваются (к суткам твердения они колеблются от 3 до 5 ч). Со временем в цементной композиции устанавливается динамически равновесное состояние системы "остаточные, ло-

кально распределенные на поверхности клинкерного зерна, активные центры – адсорбированный слой молекул воды" (рис. 5), которое при стабильных внешних условиях сохраняется достаточно продолжительное время (месяцы и многие годы). Данное состояние можно назвать, образно говоря, "миной замедленного действия". При резком изменении внешних условий (например, повышении температуры**) неизбежно "срабатывание мины" – нарушение равновесия системы за счет эстафетного разрушения водородных связей адсорбционного слоя, что приводит к вышеуказанной последовательности элементов гидратационного процесса и неразрывно с ним связанным деструктивным проявлениям.

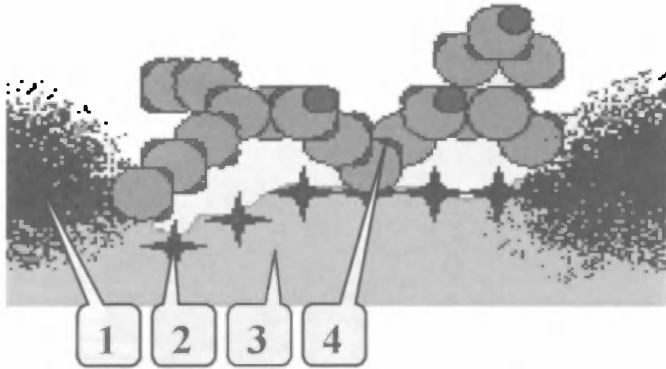


Рис. 5. Схема гидратированного цементного зерна

1 - гидратный продукт; 2 - остаточные активные центры; 3 - клинкерное зерно; 4 - адсорбционный слой диполей

3. Надежность бетона и железобетона в значительной мере зависит от полноты и завершенности протекающих на поверхности клинкерного зерна гидратационных преобразований. При этом важную роль играет соответствие условий твердения бетона условиям его эксплуатации. Водное выдерживание бетона, например, гарантирует его длительную сохранность при работе в водной среде. В то же время оно совершенно не исключает деструкции и разрушения при внезапном повышении температуры. Твердение при повышенных температурах (пропаривание) хотя и является "неизбежным злом", ухудшающим основные свойства бетона, тем не менее способствует повышению его стойкости при повышенных температурах. Иначе говоря, температурно-влажностные условия твердения бетона должны быть предельно приближены к условиям его эксплуатации.

В этом отношении определенную озабоченность вызывает монолитное строительство. Высокоподвижные смеси, естественное твердение, раннее распалубливание (обезвоживание) конструкций и другие факторы определяют формирование структуры микробетона, чрезвычайно чувствительной к возможным изменениям внешних (тем более температурных) воздействий. Положение усугубляется

** Разумеется, что кроме температуры деструкцию могут вызвать любые иные разрушающие водородные связи воздействия (электрофизические, химические, динамические и др.).

при использовании органических пластифицирующих добавок (введение в смеси добавки "Д-11", например, в 3...6 раз интенсифицирует разрушение бетонов при воздействии сухой среды с температурой 70...100°C; крайне отрицательное действие суперпластификатора С-3 отмечалось ранее [1]). Для повышения надежности, стойкости и долговечности конструкций данная область строительной индустрии требует серьезной корректировки отдельных элементов технологического регламента. В частности, для формирования ответственных несущих конструкций (колонн, перекрытий, диафрагм и др.) следует применять непластифицированные органическими продуктами, умеренно подвижные бетонные смеси, с их уплотнением (в том числе, непременной циклической виброактивацией [6]) временно закрепляемыми на щитовой опалубке навесными вибраторами, тщательно предохранять от влагопотерь распалубленный бетон, обеспечивать исключительно влажностные условия его последующего твердения.

4. Гидратация силикатов кальция сопровождается стадийным выходом в жидкую фазу ионов Ca^{2+} и их "гашением" (чем и определяется экзотермия процесса). Основная же масса гидролизных "остатков" (анионов $(\text{SiO}_4)^{-}$), прочно удерживаемая электростатическими связями элементов твердой среды, остается на поверхности клинкерного зерна [7, 8], связывается с продуктами распада молекул воды, образуя практически водонепроницаемый барьер. Отсюда напрашивается несколько неожиданный вывод: *гидратация клинкерных зерен путем значительного проникновения фронта взаимодействия в глубь плотного тела вряд ли реальна*. В связи с этим такие понятия, как "степень гидратации цемента", "предельное исчерпание резерва клинкерного фонда" и другие должны предусматривать не глубинный, а поверхностный смысл. Данный аспект подтверждается соизмеримостью толщины гидратированных каемок цементных зерен (составляющих доли и единицы микрон в пятимесячном возрасте [9, 10]) с глубиной микротрещин и прочих структурных дефектов, образующихся на поверхности частиц вяжущего при помете клинкера.

5. Влажность затвердевшего бетона, соответственно, количество адсорбционно связанной воды зависят от величины исходного водозатворения смесей, что и фиксируется опытами (см. рис. 3). При этом отчетливо просматривается экстремальный характер полученных зависимостей – наибольшую влажность имеют цементные образцы, изготовленные из теста, близкого к стандартной консистенции ($\text{В/Ц}=0,28$), растворные – из составов с $\text{В/Ц}=0,7$. Дальнейшее увеличение водоцементного фактора

приводит к снижению рассматриваемых показателей, что вполне закономерно – повышение доли капиллярных пор в камне и бетоне определяет их более значительные влагопотери.

Как следствие, водосодержание исходных смесей в значительной мере сказывается на *толщине остаточных полимолекулярных адсорбционных слоев диполей* (см. рис. 5) – при повышенных расходах воды затворения посредством электромагнитных полей "дефектных" участков твердой среды и водородных связей молекул воды образуются более "толстые" равновесные пленки, и наоборот. Повышение "температуры ведет к снижению толщины пленок, что объясняется разрушением сетки Н-связей, ответственной за структурное дальное действие" [11]. И поскольку по мере удаления от подложки (клинкерного зерна) энергия межмолекулярных связей диффузной зоны снижается, то и активация диполей, химизм процесса, разрушительные последствия в цементных составах с повышенным значением В/Ц протекают с меньшими энергозатратами и более интенсивно, по сравнению с таковыми в высококонцентрированных системах.

Библиографический список

1. Пшеничный Г.Н. К вопросу о "саморазрушении" бетона // Бетон и железобетон. - 2006. - № 4. - С. 15-18.
2. Тамаш Ф., Кузнецова Т.В., Чекунова Э.В., Никонова Н.С. Поликонденсация кремнекислородных анионов при твердении паст из алита и β -белита // Цемент. - 1988. - № 3. - С. 18-19.
3. Пшеничный Г.Н. О "микробетоне" по В.Н.Юнгу // Материалы и изделия для ремонта и строительства: Международный сборник научных трудов. - Новосибирск, 2006. - С. 48-51.
4. Коупленд Л.Э., Вербек Дж. Дж. Структура и свойства затвердевшего цементного теста // Шестой международный конгресс по химии цемента. - М.: Стройиздат, 1976. - Том II. - С. 258-274.
5. Шейкин А.Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня. - М.: Стройиздат, 1974. - 191 с.
6. Пшеничный Г.Н. Производство сборного и монолитного железобетона с виброактивацией // Бетон и железобетон. - 2006. - № 5. - С. 4-7.
7. Сиверцов Г.Н. Некоторые экспериментальные предпосылки для построения единой теории твердения вяжущих на коллоидно-химической основе // Труды совещания по химии цемента. - М.: Госстройиздат, 1956. - С. 201-220.
8. К вопросу о гидратации и твердении цемента // Доклады международной конференции по проблемам ускорения твердения бетона при изготовлении сборных железобетонных конструкций / Ю.С. Малинин, Л.Я. Лопатникова, В.И. Гусева, Н.Д. Клишанис. - М.: Стройиздат, 1968. - С. 89-90.
9. Гжимек Е. Значение внешнего строения кристаллов алита в портландцементе для скоростного и зимнего строительства // Труды совещания по химии цемента. - М.: Госстройиздат, 1956. - С. 27-41.
10. Ли Ф.М. Химия цемента и бетона. - М.: Госстройиздат, 1961. - 645 с.
11. Дерягин Б.В., Чураев Н.В., Муллер В.М. Поверхностные силы. - М.: Наука, 1985. - 399 с.

Шилин А.А. Кирпичные и каменные конструкции. Повреждения и ремонт: Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге изложены важнейшие принципы и методы диагностики и оценки состояния каменных и кирпичных строительных конструкций. Дан серьезный анализ особенностей эксплуатации каменных и кирпичных зданий и сооружений.

Рассмотрены современные технологии и материалы для ремонта, реставрации, а также защиты от воздействий окружающей среды и несоблюдения правильного эксплуатационного режима.

Описаны и систематизированы различные типы и виды повреждений и дефектов конструкций. Проанализированы причины, их вызывающие.

В книге обобщены результаты многолетнего изучения отечественного и зарубежного опыта ремонта и реставрации кирпичных и каменных конструкций, включая более чем двадцатилетний опыт автора, полученный им при выполнении подобных работ на объектах различного назначения.

В книге собран богатейший иллюстративный материал – технологические схемы, рисунки, чертежи, а также большое количество фотографий из разных городов и стран.

Методы контроля качества материалов и строительных конструкций. Лабораторный практикум / Шилин А.А., Кириленко А.М., Загоршменный А.И. и др. / Под ред. проф., д.т.н. Шилина А.А. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)

В лабораторном практикуме описаны методы, основанные на многолетнем опыте практических и научно-исследовательских работ по контролю качества строительных конструкций и материалов с учетом самых современных разработок, используемых в мировой и отечественной практике.

Рассмотрены схемы применения методов неразрушающего и разрушающего контроля для оценки состояния строительных конструкций. Приведены примеры наиболее типичных видов дефектов и повреждений конструкций и сооружений.

Описаны виды и типы самых современных приборов, используемых для определения и оценки самых различных параметров и характеристик конструкций и материалов.

Даны практические, а также научно-теоретические рекомендации для специалистов, занимающихся вопросами диагностики и оценки состояния строительных конструкций.

Книга рекомендована также как учебное пособие для студентов и аспирантов соответствующих ВУЗов и специальностей.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

Шилин А.А. Ремонт строительных конструкций с помощью инъектирования: Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 170с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге рассматриваются практически все аспекты использования современных инъекционных технологий при строительстве, ремонте, реставрации и усилении конструкций и сооружений различного назначения, а также при укреплении грунтовых и породных массивов.

Описаны технологии герметизации трещин и пористых участков в кирпичных, каменных и железобетонных конструкциях; упрочнения кирпичных, каменных и трещиноватых бетонных конструкций больших размеров; заполнения пустот в конструкциях и за ними.

Приведены варианты технических приемов и проектных решений, а также принципы расчета параметров инъектирования.

Описано большое число практических примеров применения новейших материалов для инъектирования, приведены технические характеристики.

Рассмотрены способы нагнетания, виды используемого оборудования.

Значительное внимание уделено такому важному фактору, как контроль производства инъекционных работ.

Книга написана на основе изучения зарубежного и отечественного опыта, а также многолетних научных и практических работ автора в этой области.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

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: info@triadaholding.ru

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, А.И. Звездов, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, В.В. Ремнев (главный редактор), А.С. Семченков, А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 28.09.10. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0. Тираж 960 экз. Заказ №

Адрес для писем:

111672, Москва, ул. Новокозинская, д. 14, корп. 2, кв. 172

E-mail: magbeton@rambler.ru

<http://www.cstroy.ru/kindwork/izdat/beton>

Тел. (495) 703-9762

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