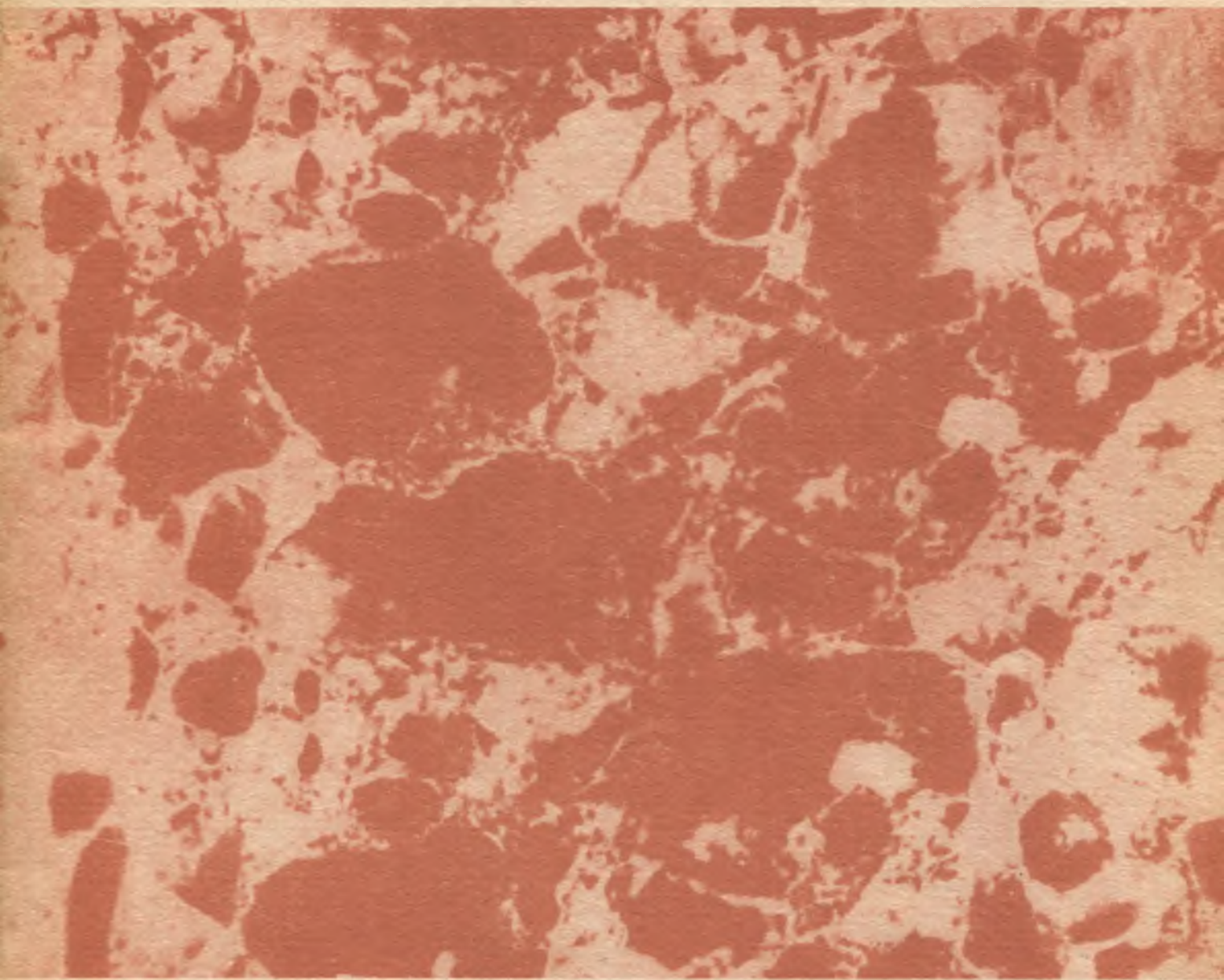


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

7

1992

4



МЕХАНИЗИРОВАННАЯ СВАРКА СТЫКОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ И ТЕРМОМЕХАНИЧЕСКИ УПРОЧНЕННОЙ АРМАТУРЫ

ПРЕДЛАГАЕМАЯ ТЕХНОЛОГИЯ СВАРКИ ПОЗВОЛЯЕТ:

- выполнять стыковые соединения из арматуры классов А-I и А-III, Ат-IIIС и Ат-IVС;
- повысить в 1,5—6,0 раз производительность труда (по сравнению с ванно-шовной сваркой) в зависимости от диаметра стыкуемых стержней;
- сократить до 40 % расход меди или графита, применяемых при изготовлении съемных формующих элементов, при повышении в 3—5 раз их оборачиваемости (по сравнению с ванной механизированной сваркой в инвентарных формах);
- повысить эксплуатационные качества сварных соединений, работающих при статических и динамических нагрузках;
- обеспечить высокую технологичность сборочно-сварочных операций.

Средний экономический эффект (на 10 000 соединений) при замене ручной дуговой сварки на стальных скобах-накладках составляет 3,6 тыс. руб.

При внедрении разработки на хоздоговорных условиях НИИЖБ оказывает как техническую помощь, так и содействие в приобретении сварочных полуавтоматов типа ПДФ-502 УХЛ2.

Разработчик НИИЖБ:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6. тел. 171-93-73.

СОДЕРЖАНИЕ

Бетоны

- Волженский А. В., Чистов Ю. Д., Карпова Т. А., Свиридов В. Н., Исхакова А. А.* Бетоны на малоклинкерном и бесклинкерном цементах 2
- Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Кривобородов Ю. Р.* Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона 4

Заводское производство

- Зайцева Г. М., Байкенов Б. К.* Индустриальный способ облицовки стеновых панелей 7
- Кузин В. Н., Шклярова А. И., Эпштейн Л. И., Остроумов В. З., Горбач Н. Г.* Автоматизированная технологическая линия по производству бортового камня 9

Строительное производство

- Галустов К. З., Павлов А. Б.* Наплавной способ строительства железобетонных конструкций для объектов атомной энергетики 12

В помощь проектировщику

- Маилян Д. Р.* Условия наибольшей экономической эффективности колонн с предварительно сжатой арматурой 15
- Карabanов Б. В.* Нелинейный расчет монолитных железобетонных ребристых перекрытий на локальные нагрузки 17
- Болдышев А. М., Плевков В. С.* Оценка прочности нормальных сечений преднапряженных железобетонных элементов 19

Вопросы экономики

- Большаков Н. М.* Прогнозирование экономических показателей на предприятии в условиях перехода к рынку 21

Теория

- Остапенко А. Ф.* Универсальная зависимость для диаграмм деформирования бетона, арматуры и железобетонных элементов 23

Долговечность

- Довжик В. Г., Тарасова В. Н.* Стойкость бетонов на основе тонкомолотых многокомпонентных вяжущих 24
- Шлаен А. Г., Паркевич А. Г., Алексеев С. Н.* Особенности коррозионного воздействия глинистых грунтов на стальную арматуру железобетонных труб 27

Использование промышленных отходов

- Семенюк С. Д., Семенюк Р. П.* Отработанные пески формовочных смесей — мелкий заполнитель бетонов 29

Библиография

- Белецкий Б. Ф., Панченко А. И.* Новая книга 30



УДК 691.327:666.94/.95

А. В. ВОЛЖЕНСКИЙ, д-р техн. наук, Ю. Д. ЧИСТОВ, Т. А. КАРПОВА,
В. Н. СВИРИДОВ, А. А. ИСХАКОВА, кандидаты техн. наук (МИСИ)

Бетоны на малоклинкерном и бесклинкерном цементах

В строительстве имеется много работ, при которых технически возможно и экономически целесообразно использовать цементы с низким содержанием клинкерной составляющей или без нее. Производство сборных изделий или деталей для многих видов строительства можно целиком базировать на бетоне классов В7,5...В22,5 на основе извести, золы, мелких песков и т. д. с полным или частичным отказом от портландцемента, кондиционных песков и фракционированного щебня.

Более экономичны по затратам сырья, топлива и электроэнергии разработанные в МИСИ бесклинкерные и малоклинкерные вяжущие вещества, получаемые с использованием отходов промышленности [1]. Так как их удельный объем выше, чем у традиционных портланд- и шлакопортландцементов, наиболее целесообразно использовать эти вяжущие в песчаных бетонах, характеризующихся повышенной пористостью. Прочность бетона на указанных цементах меняется в зависимости от вида активной минеральной добавки.

Использованные кислые активные минеральные добавки условно, по виду вещества, определяющего их химическую активность и механизм связывания СаО, по классификации [2] относятся к первой группе, т. е. состоят, в основном, из аморфного кремнезема. Вид активных минеральных добавок в составе вяжущего влияет на прочностные и другие свойства бетона. При этом кинетика твердения системы зависит от соотношения между оксидом кальция и активной минеральной добавкой.

Учитывая особенности вещественного состава разработанных цементов, в качестве активизатора твердения в состав бетонной смеси вместе с водой затворения вводили

1,5 % сульфата натрия, а в качестве пластификатора 0,5 % ЛСТМ от массы цемента. Жесткость бетонной смеси, определяемая с помощью технического вискозиметра (ГОСТ 101181), составляла 15...20 с. В исследованиях использовали песок Тучковского месторождения с $M_x = 2,04$.

Как видно из табл. 1, наибольшую прочность имеют образцы, изготовленные на малоклинкерном цементе, содержащем микрокремнезем. После нормального твердения в течение 28 сут образцы имели прочность на сжатие 63, а образцы с использованием трепела — 55,8 МПа. Подобная разница в прочности наблюдается и у образцов составов 4 и 5, изготовленных

на бесклинкерных вяжущих. Интенсивный набор прочности происходит в первые 7 сут твердения и стабилизируется к концу года.

Известно, что на характер роста прочности бетона влияют условия твердения. Повышение температуры бетона активизирует взаимодействие воды и цемента и ускоряет его твердение.

Пропаривание бетона является наиболее распространенным, но не всегда эффективным видом тепловлажностной обработки (ТВО). Наряду с пропариванием бетонные образцы на разработанных цементах подвергали двухстадийной ТВО, базирующейся на физическом законе повышения точки кипения воды при нормальном давлении вы-

Таблица 1

Состав бетона	Состав вяжущего, в частях по массе					В/В	Прочность на сжатие, МПа, при твердении в нормальных условиях, через сут				
	шлакопортландцемент	известь	доменный гранулированный шлак	микрокремнезем	трепел		1	3	7	28	360
1	1,0	—	—	—	—	0,45	3,0	17,9	21,7	39,7	42,4
2	0,5	0,25	—	0,25	—	0,48	2,7	24,1	32,3	63,0	65,1
3	0,5	0,25	—	—	0,25	0,47	2,1	18,7	27,0	55,8	56,6
4	—	0,40	0,3	0,3	—	0,48	2,0	18,0	25,4	54,3	57,1
5	—	0,40	0,3	—	0,3	0,47	1,8	12,4	20,3	40,0	41,7

Таблица 2

Состав бетона	Прочность на сжатие образцов из песчаного бетона состава 1:3, МПа											
	твердение в воде при 20±2 °С через сут				после пропаривания через сут				после двухстадийной ТВО через сут			
	1	7	28	360	1	7	28	360	1	7	28	360
1	2,7	21,7	39,7	42,4	31,6	39,3	42,4	43,7	34,6	39,3	41,6	43,0
2	2,7	40,3	63,0	65,1	44,0	53,0	63,7	65,3	50,6	57,8	64,6	66,0
3	2,1	35,4	55,8	58,6	39,1	46,3	56,0	59,6	45,0	51,0	56,8	60,0
4	2,0	34,4	54,3	57,1	35,0	45,7	55,0	58,3	44,7	50,9	56,4	58,8
5	1,8	26,1	40,0	41,7	29,9	38,0	41,3	43,0	34,4	40,2	41,8	43,5

Примечание. Двухстадийная ТВО проводится по режиму: 3 (подъем температуры до 90 °С) + 4 (выдержка при 90 °С) + 1,5 (подъем температуры до 115 °С) + 2 (выдержка при 115 °С) + 3 ч (остывание до 20 °С).

ше 100 °С, в зависимости от концентрации растворенного в ней вещества. Сохранение воды в изделиях в жидком состоянии при температуре свыше 100 °С обеспечивает нормальное течение реакций между компонентами вяжущих веществ.

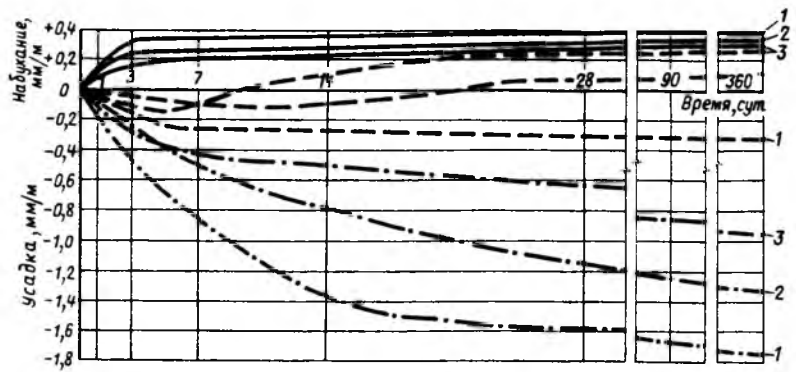
Это достигается тем, что введенный в бетонную смесь сульфат натрия вступает в реакцию с гидроксидом кальция, образуя NaOH, повышенная концентрация которого доводит точку кипения воды до 150 °С. При этом влагосодержание бетона достаточно для продолжающейся гидратации в жидкой среде с получением дополнительного количества новообразований, приводящих к росту прочности изделий. Этому же способствует высокая реакционная способность концентрированного раствора при взаимодействии с алюмокремнеземистыми материалами, присутствующими в шлаковом вяжущем.

Из табл. 2 видно, что прочность пропаренных бетонов составляет 70...80 % прочности образцов, твердевших 28 сут в воде. После ТВО обеспечивается достаточно интенсивный рост прочности и в возрасте 28 сут она достигает заданной. Высокая прочность пропаренных образцов по сравнению с бетонами, твердевшими в воде в возрасте 28 сут, объясняется более глубокой гидратацией цемента при прогреве.

После ТВО по двухстадийному режиму образцы имеют 80...90 % прочности образцов, твердевших в воде. Образцы, прошедшие двухстадийную обработку, в начальные сроки более интенсивно набирают прочность. Так, образцы из бетона состава 4 после пропаривания имеют прочность на сжатие 35, а после ТВО по двухстадийному режиму — 44,7 МПа. В последующем к 28 сут прочность образцов одного состава, твердевших в различных условиях, выравнивается и к 360 сут стабилизируется.

Параллельно с прочностью на сжатие определяли прочность на изгиб. Отмечено, что кинетика прочности на изгиб бетонов исследованных составов такая же, как и прочности на сжатие.

Изучение деформаций усадки и набухания песчаных бетонов на бесклинкерном и малоклинкерном цементах показали, что при хранении бетонных призм в воде характер кривых деформаций у бетонов на различных видах вяжущего



Изменение линейных деформаций образцов из песчаного бетона

1 — на бесклинкерном цементе; 2 — на малоклинкерном цементе; 3 — на шлакопортландцементе; — хранение образцов в воде; - - - - то же над водой; ····· то же на воздухе

идентичен (см. рисунок). Наиболее интенсивно повышаются деформации набухания образцов всех составов в первые 14 сут хранения. Более сильное набухание обнаружено у бетонов на бесклинкерном цементе (0,258 мм/м), у бетонов на малоклинкерном цементе оно составляет 0,241 мм/м. К 90 сут деформации стабилизируются до 0,359...0,409 мм/м и в течение года практически не изменяются.

При хранении в условиях относительной влажности среды 95...98 % для образцов, изготовленных на бесклинкерном цементе, характерна деформация усадки. К 28 сут она практически выравнивается и составляет 0,241 мм/м, в течение года увеличивается незначительно и в возрасте 360 сут достигает 0,248 мм/м. У бетона на малоклинкерном цементе в начальный период твердения наблюдается слабая деформация усадки (0,068 мм/м), которая в дальнейшем уменьшается. Происходит расширение, к 3 мес составляющее 0,1 мм/м. Характер деформации бетона на малоклинкерном цементе идентичен деформациям образцов, изготовленных на шлакопортландцементе.

При хранении в воздушных условиях происходят наиболее ярко выраженные усадочные деформации. Усадка образцов из песчаного бетона на рассматриваемых цементах происходит, в основном, в начальные сроки. К 3 мес она составляет для образцов на бесклинкерном цементе 1,768, на малоклинкерном — 1,247 мм/м. В дальнейшем деформации носят затухающий характер.

В бетонных образцах, изготовленных на основе разработанных цементов, хранившихся при разной

влажности окружающей среды, не обнаружили образования трещин в течение года.

Песчаные бетоны на бесклинкерном и малоклинкерном цементах характеризуются достаточной стойкостью при попеременном увлажнении и высушивании, а также замораживании и оттаивании. Бетоны, подвергшиеся попеременному увлажнению и высушиванию, до 50 циклов имеют тенденцию к увеличению прочности, после 100 циклов, коэффициент стойкости равен 0,93...0,97. Песчаные бетоны на бесклинкерном вяжущем в соответствии с требованиями ГОСТ 100060 имеют марку по морозостойкости F50, на малоклинкерном цементе — F75.

Высокая стойкость песчаных бетонов, изготовленных на основе бесклинкерного и малоклинкерного цементов, в агрессивных средах подтверждается коэффициентом стойкости 0,84...0,9 на сжатие и 0,8...0,85 на изгиб.

Значение pH водной вытяжки в бетонных образцах с использованием этих цементов через год колеблется от 8,5 до 9,2, что ниже минимального значения pH для коррозионной стойкости стальной арматуры в бетоне. В связи с этим необходимо предусматривать мероприятия по ее защите, или использовать предлагаемые цементы в изделиях без стальной арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Технология и свойства изделий из автоклавного газобетона с нормативными влажностью и теплопроводностью / А. В. Волженский, Ю. Д. Чистов, Т. А. Карпова, А. А. Исхакова // Строительные материалы. — 1990. — № 11. — С. 7—8.
2. Волженский А. В. Минеральные вяжущие вещества: Учеб. для вузов. — М.: Стройиздат, 1986. — 464 с.

С. С. КАПРИЕЛОВ, А. В. ШЕЙНФЕЛЬД, кандидаты техн. наук (НИИЖБ);
Ю. Р. КРИВОБОРОДОВ, канд. техн. наук (НИИцемент)

Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона

Известно, что микрокремнезем (МК) в сочетании с водоредуцирующей добавкой повышает прочность, водонепроницаемость, сульфатостойкость и другие свойства бетонов [1]. Особенности структуры цементного камня с МК заключаются в характере распределения пор [2]. Они свойственны цементному камню и бетонам с добавкой МК, содержащей диоксид кремния не менее 85 %. Так как МК является отходом производства, его физико-химические свойства, в частности дисперсность и содержание диоксида кремния, во многом зависят от качества сплавов [3].

В НИИЖБе исследовали особенности структуры цементного камня, прочность и проницаемость бетонов в зависимости от вида и количества МК, а также водоредуцирующей добавки. При этом рассмотрели три вида МК, отличающихся содержанием диоксида кремния и дисперсностью. Образцы МК являлись отходами производства кристаллического кремния Братского алюминиевого завода, низкомарочного ферросилиция Ермаковского и ферросиликохрома Актюбинского ферросплавных заводов (марки $B_{кр}$, $E_{фс}$, $A_{фсх}$). Основные физико-химические свойства МК приведены в табл. 1.

Для экспериментов применяли портландцемент марки 400 Подольского завода без минеральных добавок, соответствующий ГОСТ 10178, кварцевый песок фракции 0...5 мм с $M_k=2,1$, а также гранитный щебень фракции 5...20 мм. В качестве водоредуцирующей добавки служил суперпластификатор С-3.

Исследования цементного камня проводили на образцах, составы которых приведены в табл. 2. Особенность составов заключалась в одинаковом содержании воды ($V/(Ц+МК)=0,28$) и равной дозировке трех разных видов МК. Дозировку С-3 подбирали для обес-

Таблица 1

Маркировка	Содержание компонентов, %										$S, \text{ м}^2/\text{г}$	$\rho, \text{ т}/\text{м}^3$	$W, \%$
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	$\text{K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$	SO_3	SiC	Cr_2O_3	ппп			
$B_{кр}$	91,7	0,5	0,4	1,2	—	—	—	4,2	—	2,0	25	0,16	42
$E_{фс}$	70,1	2,0	3,4	11,4	0,1	0,9	0,4	—	—	11,7	45	0,15	137
$A_{фсх}$	65,6	1,5	2,4	0,6	14,6	—	—	—	2,2	2,0	18	0,26	40

печения одинаковой пластичности суспензий, соответствующей нормальной густоте цементного теста. В одном случае дозировку С-3 увеличили для определения влияния ее количества на свойства цементного камня.

Пористость и прочность цементного камня определяли на образцах размерами $1 \times 1 \times 3$ и $3 \times 3 \times$

Таблица 2

Маркировка	Состав цементного камня, кг	С-3, % (Ц+МК)
К	2,000/—	—
$E_{фс}=10$	1,818/0,182	0,6
$E_{фс}=20$	1,666/0,334	1,3
$E_{фс}=30$	1,538/0,462	2,7
$E_{фс}=20$	1,666/0,334	2,0
$B_{кр}=20$	1,666/0,334	0,4
$A_{фсх}=20$	1,666/0,334	0,3

Примечания: 1. $V=0,575$. 2. Перед чертой — Ц, после черты МК.

Таблица 3

Маркировка	Пористость, %			
	технологическая (макропороскопический уровень)	капиллярная	гелевая (надмолекулярный уровень)	общая
К	2,5	4,7/8,2	18,1	33,5
$E_{фс}=10$	2,9	1,6/7,4	21,6	33,5
$E_{фс}=20$	4,3	1,0/5,0	23,4	33,7
$E_{фс}=30$	2,9	1,8/4,2	24,5	33,4
$E_{фс}=20$	3,6	1,1/3,8	26,7	35,2
$B_{кр}=20$	4,3	1,6/6,4	23,1	35,4
$A_{фсх}=20$	3,7	1,9/7,0	22,6	34,2

Примечание. Перед чертой — микроскопический уровень, после черты — суммарный микроскопический.

$\times 3$ см. Структуру цементного камня исследовали в возрасте 28 сут, прочность — после 3, 7, 14 и 28 сут.

Пористость определяли взаимно дополняющими методами протонного магнитного резонанса с диапазоном измерений пор диаметром $1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-1}$ мкм [4]; малоугловой рентгеновской дифракцией с диапазоном измерений $2 \cdot 10^{-3} \dots 3 \cdot 10^{-1}$ мкм; ртутной порометрией с диапазоном измерений $1 \cdot 10^{-1} \dots 4 \cdot 10$ мкм; оптической микроскопией шлифов с диапазоном измерений $4 \cdot 10 \dots 1 \cdot 10^3$ мкм.

Метод определения пористости цементного камня с помощью протонного магнитного резонанса, разработанный в Санкт-Петербургском физико-техническом институте, основан на размерном эффекте температуры плавления льда, содержащегося в порах материала — температура плавления понижается при уменьшении их размера.

С помощью рентгенофазового анализа определяли степень гидратации цемента и содержание низкоосновных гидросиликатов кальция — CSH (1). Идентификацию фаз проводили по международной таблице JCPDS. Степень гидратации определяли по интенсивности основного рефлекса C_3S . Количество CSH (1) устанавливали в результате сравнения интенсивности основного рефлекса β -CS, полученного на обожженных при 1000°C образцах цементного камня, с эталоном (кварцем).

Результаты определения пористости исследуемых образцов цементного камня приведены в табл. 3. Из нее следует, что при

несущественной (менее 2%) разнице в общей пористости образцы отличаются характером распределения пор разного диаметра.

Используя одну из известных классификаций структуры цементного камня по уровню дисперсности [5] условно разделили поровое пространство исследованных образцов на поры надмолекулярного ($1 \cdot 10^{-3} < d \leq 5 \cdot 10^{-3}$ мкм), субмикроскопического ($5 \cdot 10^{-3} < d \leq 1 \times 10^{-1}$ мкм), микроскопического ($1 \cdot 10^{-1} < d \leq 4 \cdot 10$ мкм) и макрокопического ($4 \cdot 10 < d \leq 2 \cdot 10^3$ мкм) уровней.

В надмолекулярный уровень вписываются поры геля, образованные наиболее дисперсными новообразованиями, которые, в основном, и определяют прочность цементного камня [6]. Во второй уровень попадает основная часть гидратных новообразований и микрокапилляры, которые преимущественно определяют водо- и газонепроницаемость цементного камня. Микроскопический уровень включает некоторые новообразования, например $\text{Ca}(\text{OH})_2$, дефекты структуры в виде микротрещин и макрокапилляры, также влияющие на прочность и проницаемость цементного камня. Макроскопический уровень характеризуется дефектами и порами технологического свойства — вовлеченным воздухом, раковинами и т. д.

При введении в состав смесей МК объем пор геля изменяется в зависимости от вида и дозировок МК и С-3. При увеличении дозировок МК с 10 до 30% массы цемента, гелевая пористость по сравнению с контрольным образцом возрастает на 3,5...6,4%. Повышенное количество С-3 способствует увеличению гелевой пористости на 3,3%. В меньшей степени на гелевую пористость влияет вид МК. Разница между крайними значениями пористости при одинаковых дозировках микрокремнезема и пластичности смесей всего 1,9%. Однако в образцах с $B_{кр}$, содержащего повышенное количество диоксида кремния, и $E_{фс}$, имеющего наибольшую дисперсность, гелевая пористость все-таки выше.

С увеличением дозировки МК возрастают степень гидратации цемента, содержание низкоосновных гидросиликатов кальция, прочность цементного камня (рис. 1). Повышение дозировки суперпластификатора также способствует росту сте-

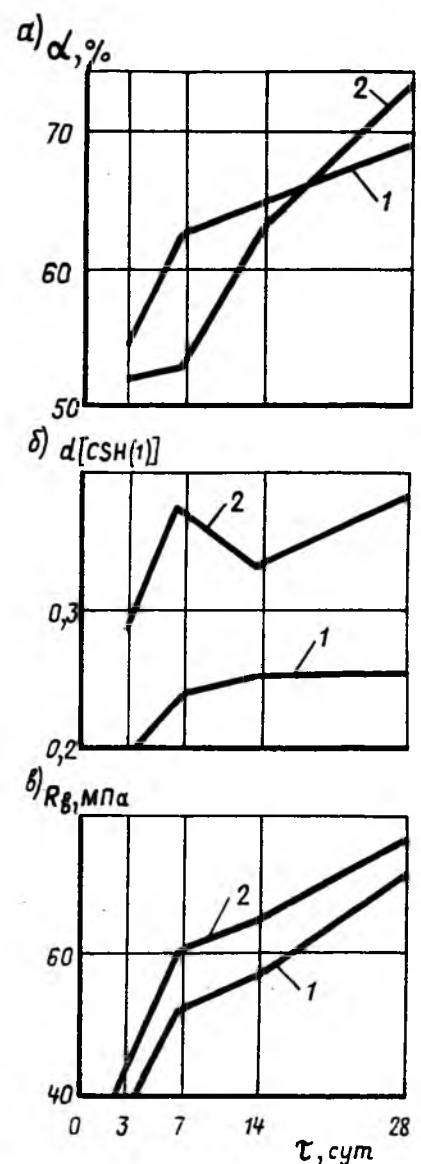
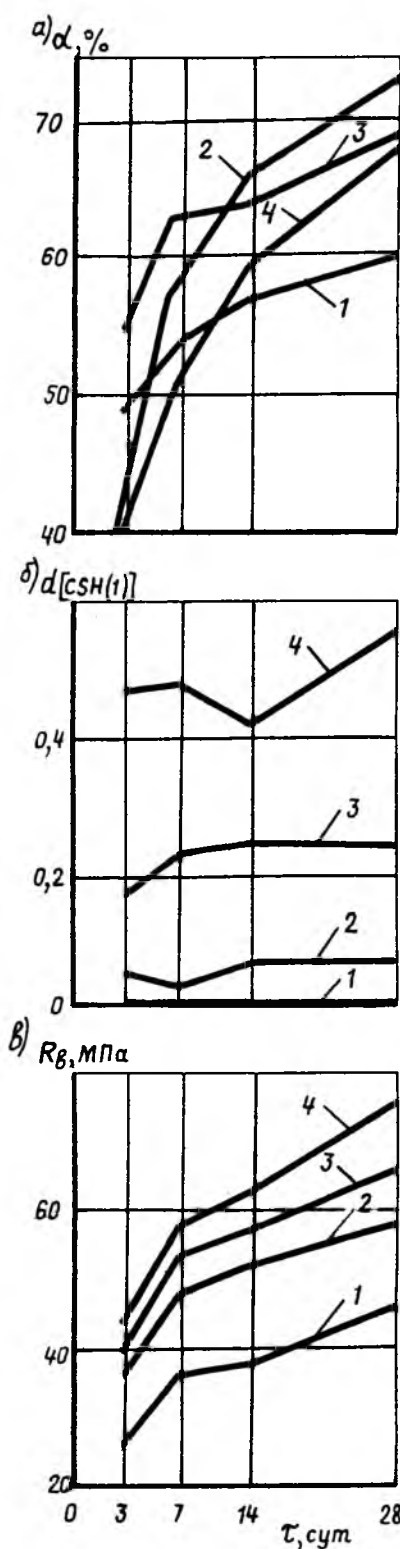


Рис. 2. Влияние дозировки С-3 на степень гидратации цемента (а), относительное количество СШН (1) (б) и прочность цементного камня (в)
1 — $E_{фс}=20$; 2 — $E'_{фс}=20$

Рис. 1. Влияние количества МК ($E_{фс}$) на степень гидратации цемента (а), относительное количество СШН (1) (б) и прочность цементного камня (в)
1 — К; 2 — $E_{фс}=10$; 3 — $E_{фс}=20$; 4 — $E_{фс}=30$

пени гидратации, содержанию СШН (1) и прочности (рис. 2). Некоторое замедление степени гидратации с повышенной дозировкой С-3 в возрасте до 14 сут связано с экранирующим эффектом избыточного количества органической добавки в ранние сроки (см. рис. 2).

Сравнение фазового состава цементного камня с разными образ-

цами МК показало, что наиболее благоприятным с точки зрения повышения степени гидратации, образования СШН (1) и прочности цементного камня является образец $B_{кр}$ (рис. 3).

Объем капиллярных пор цементного камня с МК меньше, чем в контрольном образце. Пористость, особенно субмикроскопического уровня, уменьшается с увеличе-

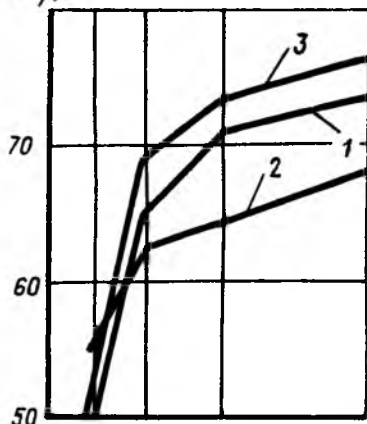
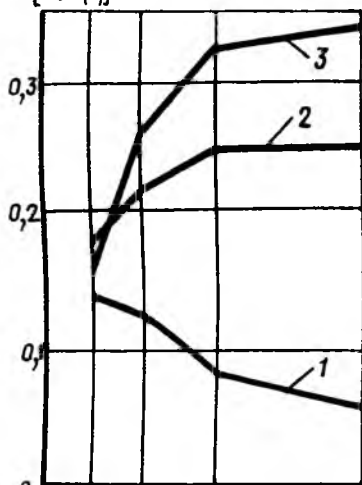
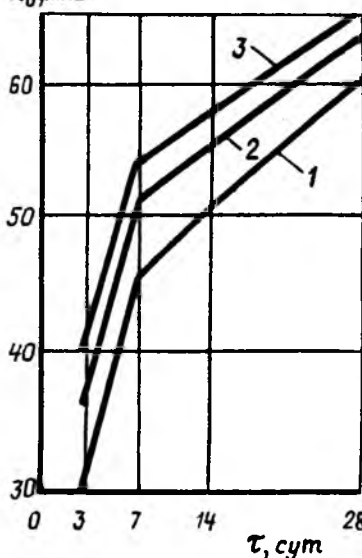
а) $d, \%$ б) $d[\text{CSH}(t)]$ в) $R_b, \text{МПа}$ 

Рис. 3. Влияние вида МК (20 % массы цемента) на степень гидратации цемента (а), относительное количество CSH (б) и прочность цементного камня (в)

1 — $A_{\text{фсх}}=20$; 2 — $E_{\text{фс}}=20$; 3 — $B_{\text{кр}}=20$

нием дозировки МК и С-3. Наименьшая капиллярная пористость зафиксирована в образцах с $E_{\text{фс}}$, что по-видимому, объясняется бо-

Маркировка	Содержание компонентов, кг/м ³	С-3, % (Ц+МК)	R_b , МПа	Водопроницаемость	Газопроницаемость	F
К	350/—	0,5	40	34,70/8 ³	322,6/3,65 ⁴	300
$E_{\text{фс}}$	315/35	1,0	50	1,56/20	67,1/2,50	300
$E_{\text{фс}}$	290/60	1,8	55	2,78/18	75,2/2,90	50
$E_{\text{фс}}$	270/80	2,8	60	2,56/18	92,0/3,50	—
$B_{\text{кр}}$	315/35	0,5	50	8,50/16	105,2/3,40	300
$B_{\text{кр}}$	290/60	0,6	54	7,56/16	127,5/3,50	50
$B_{\text{кр}}$	270/80	0,7	62	2,01/18	70,7/3,46	—
$A_{\text{фсх}}$	315/35	0,5	44	14,10/12	178,3/3,30	300
$A_{\text{фсх}}$	290/60	0,6	46	11,10/14	135,6/3,27	100
$A_{\text{фсх}}$	270/80	0,7	50	2,17/18	91,0/3,20	50

Примечания: 1. $V=154$. 2. Перед чертой — Ц, после черты МК. 3. Перед чертой коэффициент фильтрации $K_{\text{ф}} \cdot 10^{-10}$ см/с; после черты — марка по водонепроницаемости W. 4. Перед чертой — параметр водопроницаемости $a_e \cdot 10^{-4}$, см³/с; после черты — эффективный коэффициент диффузии $D \cdot 10^{-4}$, см²/с.

лее высокой дисперсностью этого образца МК.

Технологическая пористость — с введением МК увеличивается. При этом образцы цементного камня с одинаковым количеством трех разновидностей МК имеют практически одинаковую пористость на макроскопическом уровне (3,7...4,3), которая, очевидно, зависит от факторов, не связанных с химическими свойствами микронаполнителей.

Естественно ожидать влияния рассмотренных особенностей структуры цементного камня на свойства бетонов, которые исследовали на образцах, составы которых приведены в табл. 4. Смеси имели одинаковое водосодержание ($V/(Ц+МК)=0,44$) и пластичность ($O.K.=6...8$ см). Дозировки С-3 подбирали для обеспечения необходимой пластичности.

Водо- и воздухопроницаемость определяли на образцах-цилиндрах диаметром 150 мм, $h=50$ мм, твердевших 28 сут в нормальных условиях в соответствии с ГОСТ 12730.5. Газопроницаемость устанавливали по эффективному коэффициенту диффузии CO_2 в карбонизированном слое бетона на образцах-кубах с ребром 100 мм [7]. Морозостойкость определяли также на образцах-кубах при насыщении в 5 %-ном растворе NaCl и замораживании на воздухе в соответствии с ГОСТ 10060.

В табл. 4 приведены данные о прочности, водо- и газонепроницаемости, а также морозостойкости бетонов с МК. Как видно из результатов испытаний, добавки МК при всех дозировках повышают прочность и снижают водо- и газопроницаемость бетонов. Морозостойкость бетонов с МК остается на уровне контрольного только при дозировке МК 10 % массы це-

мента. Бетоны с повышенным содержанием МК менее стойки в условиях замораживания и оттаивания.

Таким образом выявляется четкая связь между свойствами бетона и особенностями структуры цементного камня — увеличение количества низкоосновных гидросиликатов кальция, повышенная гелевая и меньшая капиллярная пористость особенно на субмикроскопическом уровне, предопределяют рост прочности и снижение проницаемости бетона.

Выводы

Введение в состав цементного теста и бетонных смесей добавок МК и С-3 изменяет структуру цементного камня: увеличивается количество пор геля диаметром (1...5) 10^{-3} мкм уменьшается количество капиллярных пор диаметром $5 \cdot 10^{-3}...4 \cdot 10$ мкм. Общая пористость остается на уровне обычного цементного камня.

Изменение гелевой и капиллярной пористости связано с изменением состава твердой фазы цементного камня: увеличением степени гидратации цемента и количества дисперсных низкоосновных гидросиликатов кальция CSH (1).

Особенности структуры цементного камня предопределяют свойства бетонов — повышение прочности, снижение водо- и газопроницаемости бетона.

Морозостойкость бетонов с добавкой МК до 10 % массы цемента остается на уровне контрольного бетона. Повышенные дозировки МК снижают стойкость к замораживанию и оттаиванию.

Содержание диоксида кремния несущественно отражается на гелевой и капиллярной пористости, однако способствует увеличению количества низкоосновных гидросиликатов кальция и соответствен-

но прочности цементного камня и бетона. Повышение дисперсности МК уменьшает капиллярную пористость цементного камня и проницаемость бетона. Возрастающие дозировки МК повышают количество низкоосновных гидросиликатов кальция и объема пор геля, снижает капиллярную пористость цементного камня и соответственно увеличивает прочность и уменьшает проницаемость бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Werner O. R. Silica Fume in Concrete // *ACI Materials Journal*.— 1987.— March—April.— P. 158—166.
2. Chey-yi H., Feldman R. F. Influence of silica fume on the microstructural development in cement mortars // *Cement and Concrete Research*.— 1985.— V. 15.— P. 285—294.
3. Оценка ультрадисперсных отходов металлургических производств как добавок в бетон // В. Г. Батраков, С. С. Каприелов, Ф. М. Иванов, А. В. Шейнфельд // *Бетон и железобетон*.— 1990.— № 12.— С. 15—18.
4. Бетехтин В. И., Бахтибаев А. Н., Егоров Е. А. Концентрация микропор в цементном камне и их распределение по размерам // *Цемент*.— 1989.— № 10.— С. 8—10.
5. Ратинов В. Б., Розенберг Т. И. Добавки в бетон.— М.: Стройиздат, 1989.— 36 с.
6. Powers T. C. The mechanism of Frost Action on Concrete // *Cement, Lime and Gravel*.— 1966.— V. 41.— N 5.— P. 143—148, 181—185.
7. Руководство по определению диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа.— М.: НИИЖБ, 1974.— 19 с.

Внимание специалистов!

В сентябре 1992 г. в Москве состоится VII Международный конгресс по применению полимеров в бетоне (ИКПИК-92).

Организатором конгресса является Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ).

Заявки на участие в работе конгресса просим направлять в комиссию по отбору докладов Оргкомитета ИКПИК-92 проф. В. В. Патурову по адресу:

109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ.

Заводское производство

УДК 69.022.326

Г. М. ЗАЙЦЕВА, канд. техн. наук (ЛенЗНИИЭП); Б. К. БАЙКЕНОВ, инж. (Высшее военно-строительное училище, г. Тольятти)

Индустриальный способ облицовки стеновых панелей

В настоящее время одним из самых распространенных видов отделки наружных стеновых панелей является облицовка их плиточными материалами. Более половины заводов КПД облицовывают изделия мелкоразмерной керамической или стеклянной плиткой, наклеенной на бумажные ковры. Это обусловлено простотой технологии облицовки в процессе изготовления панелей, а также разнообразием цветовой гаммы облицовочной плитки, долговечностью ее окраски.

Однако натурные обследования фасадов зданий, отделанных мелкоразмерной плиткой, показали, что через несколько лет эксплуатации она начинает осыпаться. Исследованиями состояния облицовки фасадов зданий в Санкт-Петербурге установлено, что керамическая плитка размером 48×48 мм отслаивается через 5...7 лет, а через 16...18 лет эксплуатации зданий площадь разрушений облицовки достигает 16...32 % общей площади фасадов, на некоторых панелях — 46...64 %.

Основные причины такого явления заключаются в низкой прочности сцепления облицовочных плиток с основанием и в малой паропроницаемости облицовочного слоя, что ведет к постоянному накоплению влаги в контактной зоне между облицовкой и конструктивным слоем, а также к ускоренному разрушению под знакопеременным температурным воздействием атмосферных факторов. Разница коэффициентов линейного расширения таких разнородных материалов, как бетон и облицовочные плитки из керамики или стекла, еще более усугубляет действие разрушающих сил.

В настоящее время некоторые ДСК перешли на облицовку стеновых панелей крупноформатными керамическими плитками, которая позволяет по сравнению с облицовкой ковровой плиткой сократить трудозатраты на 15 % и себестои-

мость облицовки на 5 %*. Применение крупноформатных цветных глазурованных плиток улучшило внешний вид зданий, однако сохранилась плоскостная структура облицованных поверхностей, придающая фасадам монотонность и однообразие.

С целью повышения архитектурно-художественной выразительности фасадов зданий и долговечности их отделки авторами разработан новый способ индустриальной облицовки крупнопанельными керамическими плитками. Схема фрагмента изделия, облицованного предлагаемым способом представлена на рис. 1. При облицовке данным способом происходит защемление (самоанкеровка) верхних торцов плиток в конструктивном слое изделия, что повышает прочность крепления плиток к основанию. Кроме того, достигается защита горизонтальных швов между плитками от прямого попадания атмосферных осадков, что значительно снижает увлажнение лицевой поверхности изделий. Основное преимущество разработанного спо-

* Кокин А. Д., Стесин М. С., Гуревич Д. Е. Технический прогресс в отделочных работах.— М.: Стройиздат, 1983.— 200 с.

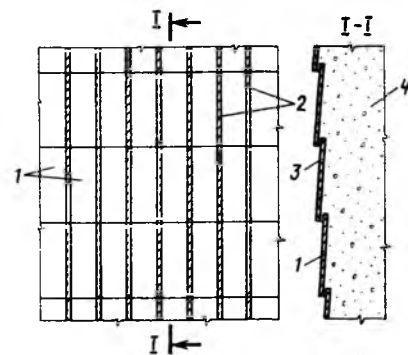


Рис. 1. Схема фрагмента изделий с объемно-профильной облицовкой крупноформатными плитками

1 — облицовочная плитка; 2 — вертикальный шов; 3 — горизонтальный шов; 4 — конструктивный слой

соба заключается в том, что поверхности придается рельефная, объемно-профильная структура, чем достигается значительное улучшение пластики и разнообразие панелей и фасадов зданий.

Для облицовки изделий предлагаемым способом применяют рельефную матрицу, выполненную с параллельно повторяющимися упорными и наклонными гранями. Облицовочные плитки укладывают на наклонные грани матрицы с напуском относительно упорных граней (рис. 2). Остальные операции выполняют так же, как и при традиционном способе облицовки изделий крупноразмерными плитками.

В ЛенЗНИИЭПе исследовали физико-механические свойства объемно-профильной облицовки. В качестве облицовочных материалов использовали крупноразмерные керамические плитки размером $213 \times 111 \times 9$ мм Санкт-Петербургского завода керамических изделий, конструктивным слоем служил керамзитобетон.

Изучение влияния защемления верхнего торца плитки в конструктивном слое и прочности бетона конструктивного слоя на прочность сцепления плиток с основанием показало, что при защемлении плитки $10...20$ мм прочность сцепления плитки с основанием увеличивается в $2...3$ раза по сравнению с прочностью крепления плиток традиционным способом (рис. 3). Это свидетельствует о возможности устройства облицовки по предлагаемому способу без промежуточного слоя из цементно-песчаного раствора марок $150...200$ с обеспечением требуемой по ГОСТу прочности крепления плиток.

Исследование водонепроницаемости облицовки, выполненной по предлагаемому способу, показало, что увлажнение облицованной поверхности при дождях снижается на $35...40\%$ по сравнению с традиционной облицовкой при равных площадях межплиточных швов (рис. 4). Долговечность объемно-профильной облицовки крупноразмерными керамическими плитками определяли на одностороннее попеременное замораживание и оттаивание (при температуре -55 и 40°C), в камере Feutron на комплексное воздействие климатических факторов (ультрафиолетового и инфракрасного излучений, замораживания при -20°C оттаивания при 20°C , 100% -ной влажности сре-

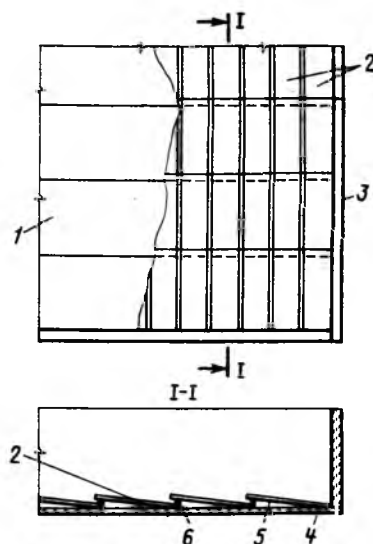


Рис. 2. Фрагмент формы с матрицей
1 — матрица; 2 — облицовочные плитки;
3 — борт формы; 4 — поддон формы; 5 — наклонная грань; 6 — упорная грань

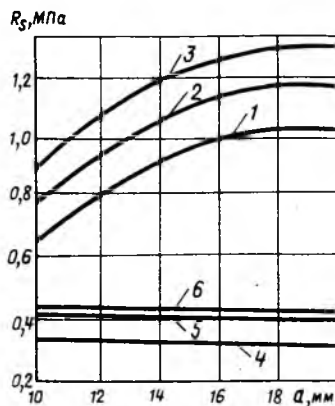


Рис. 3. Влияние защемления плитки на прочность сцепления ее с конструктивным слоем

1 — прочность сцепления плитки с конструктивным слоем из керамзитобетона класса В5; 2 — то же класса В7,5; 3 — то же класса В10; 4 — прочность сцепления плитки с конструктивным слоем из керамзитобетона класса В5 без защемления плитки; 5 — то же класса В7,5; 6 — то же класса В10

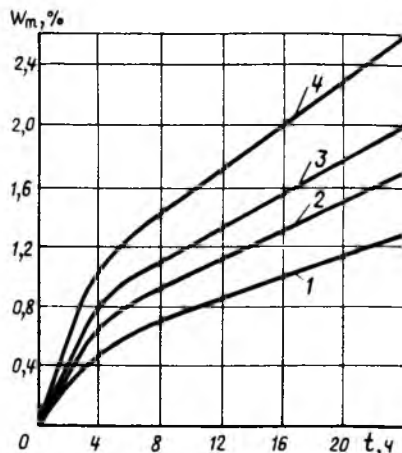


Рис. 4. Зависимость увлажнения образцов от продолжительности воздействия

1, 2 — облицованные с защемлением торцов плиток, при ширине горизонтального межплиточного шва $b=10$ мм при дожде без ветра и с ветром; 3, 4 — то же для обычной облицовки без защемления

ды), в естественных условиях.

Испытания образцов на многократное (100 циклов) одностороннее замораживание и оттаивание, а также в камере Feutron в течение 1000 ч показали, что изменений прочности сцепления с основанием по сравнению с контрольными образцами не отмечено. Визуальный осмотр и простукивание образцов, находящихся в естественных условиях в течение двух лет, также показали, что они внешних изменений не претерпевают и местных отслоений облицовочной плитки от конструктивного слоя нет.

На Гатчинском ДСК отработали технологию изготовления наружных стеновых панелей с объемно-профильной облицовкой керамическими глазурованными плитками, а также панели лестничных клеток.

В ходе производственного эксперимента внедрили технологию выпуска матрицы для объемно-профильной облицовки. Основной частью матрицы являются ячейки, изготавливаемые в ремонтно-механическом цехе ДСК штампованием из стального листа толщиной 2 мм под размер облицовочной плитки. Ячейки штамповали без одного бортика для обеспечения выступа плитки относительно упорной грани матрицы. Для создания наклонного положения ячеек на поддоне формы служил стальной уголок, размер полки которого приняли из расчета обеспечения горизонтальных межплиточных швов шириной 9 мм.

В результате экспериментов установлено, что повышается архитектурно-художественная выразительность фасадов зданий, которая достигается вследствие замены плоской структуры поверхности панелей объемно-профильной.

Кроме того, увеличивается прочность крепления плиток к поверхности изделия в $2,5...3$ раза с одновременным снижением срезающих усилий в контактной плоскости плиток и основания в $1,5...2$ раза. Уменьшается степень увлажнения изделий при атмосферных осадках на $35...40\%$. Применение предлагаемого способа позволяет отказаться от устройства промежуточного слоя из цементно-песчаного раствора, благодаря чему цикл формирования изделия сокращается на $10...15$ мин, расход цемента снижается на $30...40\%$ на 1 м² облицовки и уменьшаются затраты электроэнергии на перемешивание, укладку и уплотнение смеси на $1,5...2$ кВт/м³.

В. Н. КУЗИН, канд. техн. наук, А. И. ШКЛЯРОВА, инж. (НИИЖБ);
Л. И. ЭПШТЕЙН, инж. (НИПТИ Мосмаш); В. З. ОСТРОУМОВ, Н. Г. ГОРБАЧ,
инженеры (завод ЖБИ № 6, г. Энгельс)

Автоматизированная технологическая линия по производству бортового камня

Строительство и благоустройство городов и поселков требует наращивания выпуска долговечных дорожных изделий, в частности бордюрного камня. Существующего оборудования по его массовому производству не хватает, а выпускаемое нашей промышленностью часто не обеспечивает изготовления изделий в соответствии с требованиями ГОСТ 6665.

Наиболее прогрессивным серийно выпускаемым оборудованием по производству бортового камня являются вибропрессы типа ВИП, созданные НИПТИ Мосмаш, которые в сочетании с комплектом вспомогательного оборудования (манипуляторы, пакетирующие и т. д.) образуют высокопроизводительные линии. Однако основное оборудование этих линий — вибропрессы имеют существенные недостатки, которые сдерживают их применение. К ним, в первую очередь, относятся невысокая долговечность матриц и невозможность их воспроизводства на заводах строительной отрасли из-за высокой точности технологии и дефицита используемой стали. Наличие вибрации и шума во время работы прессы делает эту технологию малопривлекательной для обслуживаю-

щего персонала, которого в формовочных цехах хронически не хватает. Виброплощадки для изготовления бортовых камней обладают всеми недостатками, присущими вибропрессам, а также перерасходом дефицитных материалов (цемента и высококачественного щебня).

Таким образом, существующие технологии, в основе которых заложен вибрационный способ формования, вряд ли могут стать перспективными.

Творческим коллективом НИИЖБа, НИПТИ Мосмаш и завода ЖБИ № 6 была разработана, изготовлена и внедрена автоматизированная безвибрационная технологическая линия по выпуску бортового камня типа БР размером $100 \times 30 \times 15$ см по ГОСТ 6665 из мелкозернистого бетона.

Линия (рис. 1) состоит из шести специализированных постов: I — чистки и смазки форм, II — формования изделий, III — перекладки изделий, IV — термовлажностной обработки, V — передачи форм и изделий, VI — вывоза готовой продукции.

Пост I включает в себя применяемые на заводах ЖБИ механизмы чистки и смазки форм с помощью

сжатого воздуха и обратной эмульсии ОЭ-2.

На посту II размещена установка роликового формования (рис. 2), состоящая из портала, на котором крепятся ленточный питатель, промежуточный бункер, рабочий орган, направляющие, транспортеры сбора бетонной смеси. Рабочий орган состоит из рамы с закрепленными на ней распределительным бункером, прессующими роликами, стабилизирующей балкой. Рабочий орган движется возвратно-поступательно посредством главного привода, состоящего из редуктора, на тихоходные валы которого насажены кривошипно-шатунный механизм клиноременной передачи и электродвигателя. Пятиместная форма имеет только поперечные борта, продольные являются принадлежностью формовочной установки. Форма передвигается с помощью цепного привода.

Пост III предназначен для расплюбки и переналадки изделий, прошедших две стадии термовлажностной обработки (ТВО) и укладки их на свежетоформованные изделия, проходящие первую стадию обработки. Эти операции осуществляются с помощью манипулятора (см. рис. 1), представляющего собой пневмозахват, движущийся возвратно-поступательно перпендикулярно движению форм.

Пост IV состоит из двух щелевых камер ТВО, в которых на цепных направляющих с помощью приводов передвигаются, примыкая друг к другу, формы. Изделия обогриваются острым паром через паровые регистры в три стадии. В торцах камер установлены затворы.

Пост V предназначен для передачи форм из пропарочной камеры, а также для установки изделий, прошедших ТВО, на тележки вывоза готовой продукции. В него входят два манипулятора с пневмозахватами, один из которых предназначен для передачи из одной камеры в другую, другой — для передачи изделий на тележки вывоза.

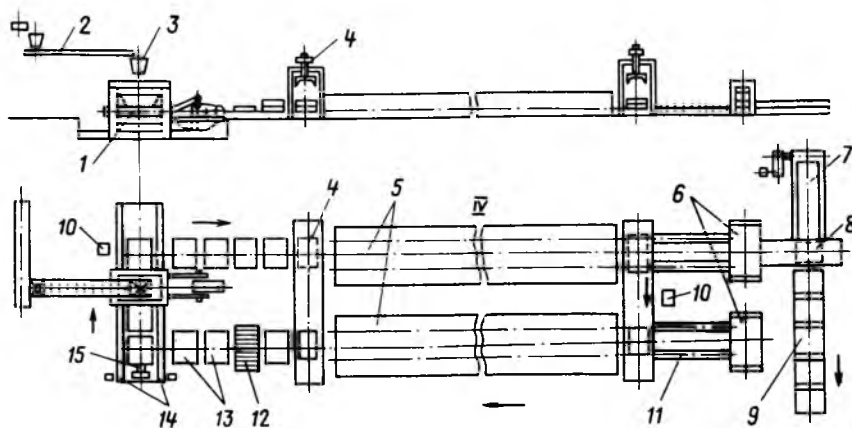


Рис. 1. Технологическая схема производства бордюрных камней

1 — установка роликового формования; 2 — ленточный конвейер; 3 — приемный бункер; 4 — манипуляторы; 5 — камера ТВО; 6 — приводы передвижения форм; 7 — привод вывозной тележки; 8 — тележка; 9 — рельсовый путь; 10 — пульты управления; 11 — шаговый конвейер; 12 — пост чистки форм; 13 — пост смазки форм; 14 — направляющие перемещения форм; 15 — гидравлический привод перемещения форм

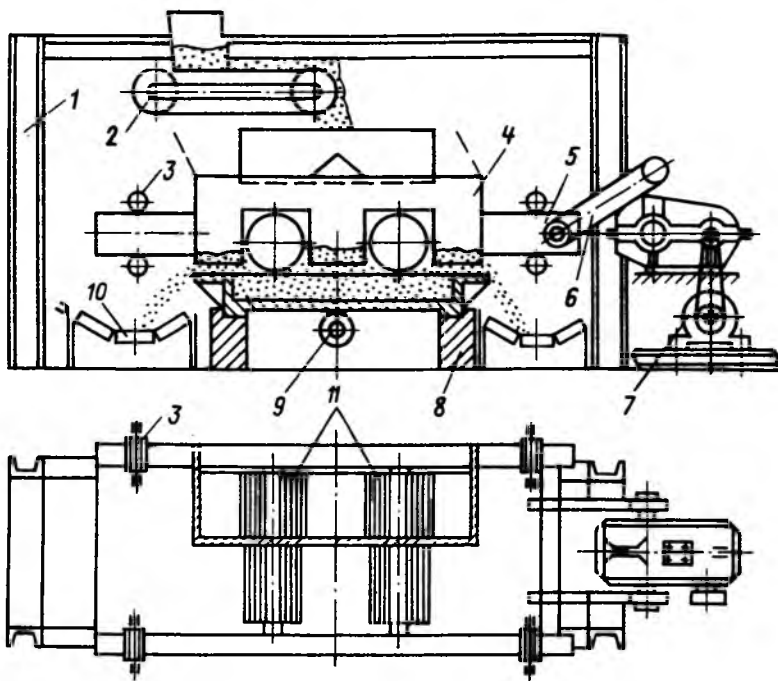


Рис. 2. Схема установки роликового формования бордюрных камней

1 — портал; 2 — ленточный питатель; 3 — опорные ролики; 4 — распределительный бункер; 5 — рабочий орган; 6 — кривошипно-шатунный механизм; 7 — привод рабочего органа; 8 — направляющие; 9 — цепной привод; 10 — ленточный конвейер; 11 — прессующие ролики

Пост VI состоит из вывозных тележек, на которых манипулятором устанавливают готовые изделия.

Изготовление бортовых камней на линии осуществляется следующим образом.

На посту I (см. рис. 1) формы чистят сжатым воздухом и смазывают обратной эмульсией ОЭ-2, далее их с помощью шагового цепного привода подают на пост II к установке роликового формования. Бетонная смесь поступает по ленточному транспортеру в приемный бункер установки, в котором она уплотняется. Формы с пятью свежетоформованными изделиями подают к посту III, где манипулятором укладывают на поверхность свежетоформованных изделий распалубленные бортовые камни, прошедшие две стадии ТВО. Таким образом, изделие в форме, перемещаясь в щелевой камере, проходит первую стадию ТВО, а распалубленные камни — третью. При выходе из камеры изделия, лежащие сверху, манипулятором передают на тележки вывоза готовой продукции и вывозят на склад. На посту V форму манипулятором перемещают на параллельный шаговый конвейер, по которому с помощью привода она поступает в щелевую камеру для прохождения второй стадии ТВО. На выходе из

второй камеры изделия распалубливают и передают для прохождения третьей стадии ТВО, а освобожденную форму подают на пост чистки и смазки.

Управление всеми технологическими операциями осуществляется оператором с основного и вспомогательного пультов.

Процесс уплотнения бетонной смеси на установке роликового формования рассмотрим особо.

Из ленточного транспортера (см. рис. 2) со скоростью, зависящей от толщины формуемого изделия, бетонная смесь через промежуточный и распределительный бункеры попадает под прессующие ролики. Рабочий орган с помощью главного привода совершает возвратно-поступательное движение, при этом прессующие ролики начинают вращаться и уплотняют попа-



Рис. 3. Распилы бордюрного камня на песке с $M_k=1,7$

дающую под них смесь. Уплотнение осуществляется благодаря непрерывной подаче смеси под прессующие ролики, которая захватывается последними и вдавливается слоями в формуемое изделие. Одновременно форма перемещается по направляющим скользящим. При силовом циклическом воздействии прессующих роликов на бетонную смесь под ними образуются значительные напряжения, достигающие 1 МПа. Для их гашения, а также калибровки и заглаживания поверхности изделий на рабочем органе установлена стабилизирующая балка. Продольные борты являются принадлежностью установки и с помощью специального механизма циклично, охватывая сразу обе формы, совершают возвратно-поступательное движение во время формования.

В соответствии с разработанной НИИЖБом программой и методикой испытаний в 1989 г. при приемке линии в эксплуатацию была изготовлена партия бортовых камней (500 шт.). В процессе их изготовления контролировали соблюдение всех технологических операций (дозирование заполнителя, цемента и воды, время их перемешивания и подачи на формовочный пост, режимы формования и ТВО и т. д.).

Состав бетона подбирали в соответствии с разработанными Рекомендациями по изготовлению бортовых камней из мелкозернистого бетона на автоматизированной линии роликового формования и их практической проверкой на стендах НИИЖБа и технологической линии.

При этом использовали мелкий заполнитель двух видов: песчано-гравийную смесь Подпорожского карьера с $M_k=2,45$ (насыпная плотность $\gamma_n=1570$ кг/м³, уплотненная на виброплощадке при стандартных режимах $\gamma_v=1700$ кг/м³) и местного намывной Волжский песок с $M_k=1,5...1,9$ ($\gamma_n=1540$ кг/м³, $\gamma_v=1710$ кг/м³); в качестве вяжущего в обоих случаях служил цемент Вольского завода «Большевик» марки 500 Н. Г. = 24 %.

Бортовые камни на песчано-гравийном заполнителе изготавливали следующего состава, кг/м³: цемент — 550, песок — 1700, вода — 190 при В/Ц=0,34; $W_{cm}=7...8$ %; на местном намывном песке — соответственно 585, 645, 190 при В/Ц=0,32; $W_{cm}=7...8$ %.

Изделия проходили ТВО в три стадии продолжительностью 3...4 ч

каждая при 35...40, 45...60 и 35...40 °С. Влажность среды 95 %. Из изготовленной партии испытывали 10 бортовых камней, по 5 шт. каждого состава.

Результаты испытаний показали, что средняя прочность образцов-призм размером 7×7×21 см, выпиленных из изделий, отформованных на местных песках с $M_k=1,7$, составила $R_n=4,73$; $R_{сж}=24,2$ МПа. Кроме того, поперечный распил изделий показал, что вдоль камня имелись сплошные сдвиги и линзы (рис. 3).

Средняя прочность призм, выпиленных из изделий, отформованных на песчано-гравийной смеси с $M_k=2,5...2,8$: $R_n=9,1$; $R_{сж}=51,4$ МПа. При этом прочностные показатели образцов, выпиленных из торцевых частей камня, соответственно $R_n=7,4$ и $R_{сж}=45,8$ МПа.

По высоте изделия прочность торцевых частей равна $R_n^H=8,6$; $R_n^B=9,4$; $R_{сж}^H=38,5$; $R_{сж}^B=53,2$ МПа. Аналогичные результаты средней части бортового камня: $R_n^H=10,2$; $R_n^B=10,9$; $R_{сж}^H=55,2$; $R_{сж}^B=64,8$ МПа.

Образцы, выпиленные из изделий, отформованных на автоматизированной линии, на составах с песчано-гравийным заполнителем



Рис. 4. Партия готовых изделий

прошли 500 циклов попеременного замораживания и оттаивания в 5 %-ном растворе NaCl.

Результаты обмеров линейных размеров бортовых камней, прошедших ТВО и распалубку, показали, что их отклонения для всей партии (рис. 4) находятся в пределах допуска, указанного в ГОСТ 6665.

Техническая характеристика линии

Производительность в год, тыс. м	315
Ритм формования, мин	3,5
Занимаемая производственная площадь, м ²	400
Масса оборудования, т	110
Установленная мощность, кВт	80
Число рабочих в смену	3

Подобранные режимы формования и ТВО на составе с песчано-гравийной смесью ($M_k=2,45$) в качестве мелкого заполнителя обеспечивают качественное изготовление бортовых камней типа БР 100.30.15. Применение местного мелкого намывного песка с $M_k=1,7$ неэффективно.

Внедрение автоматизированной технологической линии роликового формования по производству бортовых камней на заводе ЖБИ № 6 (г. Энгельс) по сравнению с агрегатно-поточным производством на виброплощадках значительно повышает сроки их эксплуатации.

НОВОЕ ПОСОБИЕ

ПО ИЗГОТОВЛЕНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В нашей стране изготавливается более 30 млн. м³ различных предварительно напряженных железобетонных конструкций. Почти все заводы пользуются при этом «Руководством по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций», разработанным НИИЖБ и изданным в 1975 г.

За прошедшие годы произошли значительные изменения в рассматриваемой области: переработаны все стандарты, технические условия; освоено производство новых классов арматурных сталей, созданы новые машины для заготовки и натяжения арматуры и т. д.

НИИЖБ подготовил новое Пособие по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций. Пособие состоит из 185 страниц машинописного текста с 35 рисунками и 31 приложения (97 страниц) с 45 рисунками.

Используя Пособие, можно сократить трудозатраты, улучшить качество изделий, уменьшить процент брака, увеличить объем производства при том же расходе цемента.

По заявкам организаций НИИЖБ готов передать рукопись Пособия по договорной цене 2,2 тыс. руб. Пособие будет направлено не позднее чем через месяц после перевода денег на счет Института. Кроме того НИИЖБ может заключить договор на оказание консультативной помощи.

Адрес Института: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6.

Расчетный счет № 505804 в Волгоградском отделении МИБ, МФО 20101.,

тел. 171-93-71 Павлова Л. П., 174-85-48 Масленников Ю. Л.

Наплавной способ строительства железобетонных конструкций для объектов атомной энергетики

В малоосвоенных регионах Крайнего Севера и Дальнего Востока энергопроизводство значительно ниже центральных районов России. Это отрицательно влияет на развитие добывающей и перерабатывающей промышленности на данных территориях, а также на миграционные процессы по переброске трудовых ресурсов из центральных областей. Удаленность энергопотребителей от энергосистем и друг от друга затрудняет и удорожает строительство ЛЭП.

Использование автономных источников энергии малой мощности, например малых АЭС, в этих районах вызвано необходимостью обеспечения крупных промышленных зон и населенных пунктов Якутии, Чукотки, Камчатки и т. д. электроэнергией и теплом, потребностью в дополнительных источниках энергоснабжения для освоения новых месторождений нефти, газа и других полезных ископаемых, невысокой потребляемой единичной мощностью (до 200 МВт), экологическими требованиями с учетом высокой ранимости северной природы, экономическими и техническими трудностями создания крупных энергетических объектов.

Удаленность районов от основных баз материально-технического снабжения, экстремальные климатические условия, необходимость создания на период строительства соответствующей инфраструктуры, дополнительные коэффициенты для строителей и т. д. — эти факторы заставляют специалистов искать новые пути в организации строительства энергетических объектов.

Перспективным является способ крупноблочного строительства, при котором блоки электростанций возводятся на сборно-комплектном предприятии в условиях серийного

заводского производства. Использование наплавного метода доставки готовых к эксплуатации блоков атомных или тепловых станций к месту установки наиболее эффективно. Особое внимание следует уделить компоновке строительных конструкций и оборудования, а также схемам компоновки отдельных функциональных объектов в единый блок. Для блоков малых АЭС наиболее перспективны сомкнутая и интегральная схемы компоновок. При этом необходимо обеспечить надежность выполнения технологических операций и высокое качество строительных и монтажных

работ, включая монтаж оборудования, в сочетании с их механизацией, такую компоновку оборудования, при которой можно проводить его ревизию и ремонт при остановках реактора, а также выбрать тип строительных конструкций, расположение оборудования и помещений, соответствующие требованиям безопасности и санитарно-гигиеническим условиям.

Предлагаемая технология выдвигает дополнительные требования по компоновке наплавных блок-модулей: центры тяжести масс строительных конструкций и оборудования для обеспечения их устойчивости во время транспортирования должны быть расположены как можно ниже, центры тяжести масс элементов блока при компоновке оборудования и объемов строительных конструкций — ближе к центру масс всего блок-модуля, компоновка технологических объемов в единый блок должна обеспечивать мореходные качества блок-модуля по главным параметрам (длина, ширина, высота борта).

Способы компоновки нескольких объектов в единый транспортный блок рассмотрим на примере главного корпуса АЭС с установкой типа АТУ-32 (рис. 1). В состав главного корпуса входят объекты с различными типами строительных конструкций из монолитного и сборного железобетона. Лучшим является сомкнутое последовательное соединение объектов в единый блок.

Для обеспечения плавучести блока можно использовать различные методы и конструкции, позволяющие транспортировать объекты малой энергетики в составе наплавного блок-модуля с заданной осадкой [1, 2]. При использовании железобетона в наплавных конструкциях уменьшается общий расход стали, отпадает необходимость в защите от коррозии поверхностей из металла, увеличивается срок службы всех конструкций. При этом развитые опорные конструкции блок-модуля можно использовать в качестве фундаментов, выравнивать его осадочные деформации путем баллаستирования отсеков. Последние в эксплуатационный период могут выполнять функции складов и хранилищ.

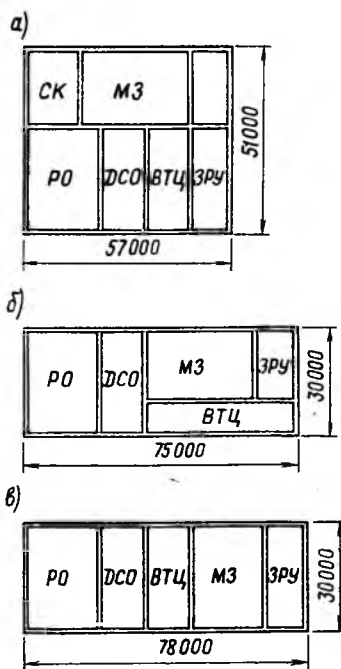


Рис. 1. Варианты компоновки объектов АЭС в транспортные блоки

а, б — смешанный тип; в — последовательный;
 РО — реакторное отделение; ДСО — диазротторно-сепараторное отделение; СК — спецкорпус; VTЦ — вентиляционный центр; МЗ — машинный зал; ЗРУ — закрытое распределительное устройство

При разработке блок-модулей для малых АЭС основное внимание уделено рациональному формированию объемов помещений блока главного корпуса с точки зрения несущей способности отдельных элементов конструкций, обеспечения плавучести и общей прочности всего сооружения. Блок-модуль представляет собой объемную конструкцию, в которой блок главного корпуса составляет единое целое с железобетонным понтоном (рис. 2).

В наплавленном блок-модуле длиной 150 и шириной 60 м в носовой и кормовой частях предусмотрены соответствующие обводы для снижения сопротивления воды при буксировании. Высота понтонной части блок-модуля за пределами главного корпуса составляет 9 м, а под блоком, исходя из условий прочности и безопасности, высота сотового понтона-фундамента 3,5 м.

Для обеспечения трещиностойкости плиты днища толщиной 0,25 м от действия местных нагрузок в ней предусмотрены ребра из перекрещивающихся железобетонных балок. Для надежности малых АЭС при транспортировании и эксплуатации, а также при аварийных ситуациях толщина плит днища и пола в зоне реакторного и диаэроторно-сепараторного отделений главного корпуса увеличена до 0,5 м. Палуба понтона и переборки имеют толщину 0,15 м. Бортовые плиты толщиной 0,25 м подкреплены шангоутами рамного типа.

Все конструкции понтонной части блок-модуля выполняют из тяжелого бетона класса В50, марок F300 по морозостойкости и W10 по водонепроницаемости. Конструкции армируют стержневой арматурой периодического профиля из стали класса А-III диаметром 14...22 мм. В качестве напрягаемой арматуры используют стальные семипроволочные канаты класса К-7 диаметром 15 мм.

Расчеты на ЭВМ показали, что наибольшие нагрузки воздействуют на строительные конструкции блок-модуля при транспортировании. Согласно [3] расчеты напряженно-деформированного состояния плавсредства выполняют при постановке его на тихую воду, вершину и подошву волны. Расчеты проводили на ЭВМ ЕС-1045 с использованием программного комплекса «ЛИРА», разработанного в НИИАССе. Число элементов рас-

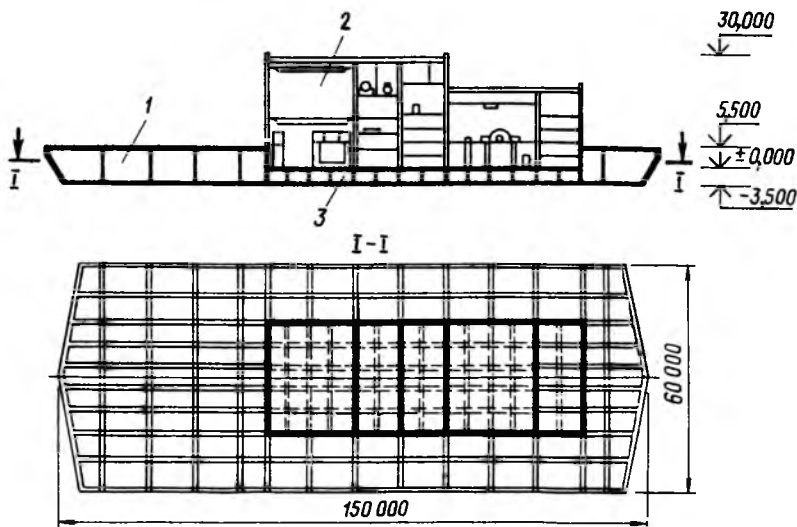


Рис. 2. Наплавной блок-модуль главного корпуса АЭС

1 — железобетонный понтон; 2 — блок главного корпуса АЭС; 3 — сотовый железобетонный понтон-фундамент

четной схемы составило 918. Обработку результатов расчетов выполнили на ЭВМ IBM-PC-AT.

Было рассмотрено два варианта расчетных схем блок-модуля: без учета жесткости строительных конструкций надпалубной части блока главного корпуса и с учетом жесткости всех монолитных и сборных элементов. Расчеты показали значительное влияние жесткости конструкции блока главного корпуса на напряженно-деформированное состояние всего блок-модуля. Зна-

чения максимальных напряжений при различных режимах загрузки в среднем сечении плиты палубы снижаются в 3...10 раз, а в плите днища — в 1,5...3 раза (рис. 3). Учет совместной работы строительных конструкций блока главного корпуса с конструкциями понтона оказал наибольшее влияние на напряженное состояние плиты палубы. Массивные монолитные конструкции реакторного и диаэроторно-сепараторного отделений, а также частично сборные конструкции вентиляционного центра, машинного зала и закрытого распределительного устройства приняли на себя усилия от глобальных изгибающих моментов, действующих на блок-модуль при загрузке его транспортными нагрузками.

Прогибы плиты днища, полученные численными методами, хорошо согласуются с аналитическими расчетами, выполненными для блок-модуля, как для плиты с приведенной жесткостью, находящейся в самоуравновешенном состоянии под действием нагрузок, моделирующих отпор воды, и нагрузок от масс строительных конструкций и технологического оборудования (рис. 4). Максимального значения (0,16 м) прогибы достигают вблизи миделя, при постановке блок-модуля на подошву волны. Когда он находится на вершине волны, прогиб уменьшается до 0,04 м, что объясняется взаимной компенсацией нагрузок от масс строительных конструкций и оборудования, сосредоточенных близко к середине блок-модуля, а также максималь-

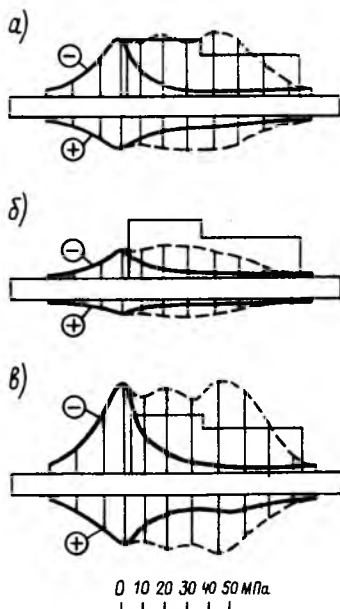


Рис. 3. Влияние жесткости строительных конструкций на напряженно-деформированное состояние понтонной части наплавного блока

а — на тихой воде; б — на вершине волны; в — на подошве волны; — с учетом жесткости конструкций блока; - - - без учета жесткости конструкций блока

ным гидравлическим отпором от находящейся в этой зоне вершины волны.

Применение преднапряжения позволяет снизить уровень растягивающих напряжений в плите днища до равной расчетному сопротивлению бетона растяжению и разгрузить плиту палубы в зоне примыкания ее к блоку главного корпуса от высоких сжимающих усилий. Арматурные канаты системы преднапряжения размещаются в каналах, расположенных в бетонном массиве ребристой плиты днища. Предварительное обжатие блок-модуля выполняют на сборно-комплектночном предприятии по известным технологиям.

В зоне примыкания понтона к ограждающим конструкциям блока главного корпуса возникают напряжения, превышающие расчетные. Снизить их уровень можно увеличением площадей рассматриваемых сечений и применением опорных железобетонных контрфорсов — усиленных продольных переборок, выведенных выше палубы понтона. Они обеспечат передачу усилий от понтона на несущие конструкции блока главного корпуса. Надпалубную часть контрфорсов можно выполнить из металлических ферм и установить только на период транспортирования блок-модуля.

При строительстве малых АЭС в районах Крайнего Севера наплавные конструкции, буксируемые ледоколами, проводят по заполненным мелкобитым льдом каналам, поэтому к ним предъявляют требования, как к судам с ледовым усилением [3].

Для лучшего передвижения блок-модуля в разреженных льдах со сплошностью меньше 6 баллов угол наклона форштевня к вертикали принят 30° , что обеспечит частичное подтапливание и соскальзывание льдин от носа к бортам. Во избежание заклинивания блок-модуля во льдах, а также для уменьшения трения бортов о битый лед, сжатый между бортом и кромкой канала, угол наклона борта к вертикали принят 6° .

Необходимая прочность конструкций носа и днища блок-модуля в районах ледового воздействия достигается увеличением толщины стенок до 0,5 м. Кроме того, носовые конструкции в зоне наибольшего ледового воздействия подкреплены шпангоутами, устанавливаемыми через 3 м. Ледовое усиление бортов и кормы блок-модуля выпол-

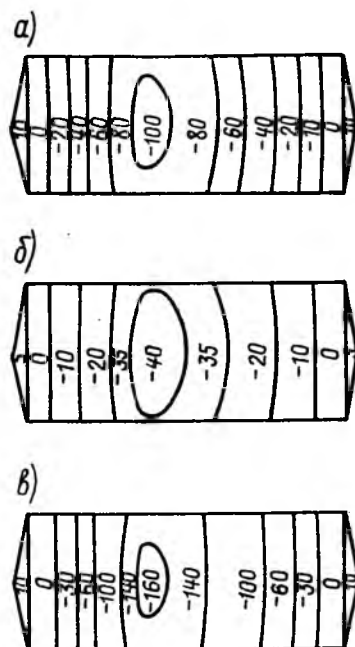


Рис. 4. Прогобы плиты днища наплавного блока

а — на тихой воде; б — на вершине волны; в — на подошве волны

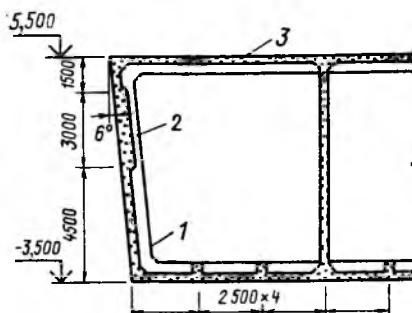


Рис. 5. Бортовой отсек понтона с ледовым усилением

1 — железобетонные ребра; 2 — ледовое усиление; 3 — железобетонный понтон

няют в виде железобетонного пояса, ширина которого зависит от ледовой категории плавсредства (рис. 5).

Толщина ледового пояса принята 0,4 м, как и носовые конструкции, он подкреплен шпангоутами. Толщина стенок продольных и поперечных переборок, а также участков палубы, примыкающей к бортам (на ширину одного отсека), увеличена до 0,2 м. Во всех зонах ледового усиления для защиты бетона от непосредственного воздействия льдин предусмотрена наружная металлическая облицовка, закрепленная анкерами в бетонном массиве.

Расход бетона на понтонную часть блок-модуля и сотовый фундамент составит 8150 м^3 . Общий

расход стержневой и проволочной арматуры не превышает 1490 т. При массе полезного груза 34 440 т общая масса блок-модуля не более 55 490 т.

Ожидаемая осадка наплавной конструкции при плавании в арктических морях не превышает 6 м. При уменьшении осадки блок-модуля можно расширить границы территорий для строительства энергетических объектов на берегах мелких рек, мелководных лагун, заливов и т. д. Одним из способов уменьшения осадки является использование систем временного обеспечения плавучести: пневмооболочки, конструкции с применением пористых материалов и дополнительные понтоны [2]. Эти системы используют только на мелководье при тихой погоде или при незначительном волнении.

Представленные компоновочные и конструктивные решения блок-модулей малых АЭС показали возможность создания мобильных энергетических установок малой мощности, предназначенных для отдаленных районов с суровыми климатическими условиями. Однако при разработке проектов транспортных (временного базирования) и стационарных малых АЭС необходимо особое внимание уделять безопасности и надежности. Этого можно достигнуть укрупнением технологических блоков, прошедших всесторонний контроль и испытания, высоким качеством строительно-монтажных работ, выполняемых на сборно-комплектночном предприятии, возможностью локализации аварии (например, барботажи в отсеки понтона избыточного давления) и перемещением на специальные предприятия всего блок-модуля главного корпуса для ремонта и дезактивации. Наплавной способ строительства малых АЭС с понтонами из железобетона позволяет решить проблемы их безопасности и надежности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Платформы со средствами плавучести для наплавных блок-модулей ТЭС / К. З. Галустов, К. А. Абаджян, Н. Н. Усачев и др. // Энергетическое строительство. — 1991. — № 1. — С. 26—28.
2. Галустов, К. А. Абаджян К. А., Павлов А. Б. Железобетонные наплавные блок-модули тепловых электростанций // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 4—6.
3. Регистр СССР. Правила классификации и постройки морских судов. — Л., 1981. — 960 с.

УДК 624.075.23.003.13

Д. Р. МАИЛАН, канд. техн. наук (Ростовский архитектурный ин-т)

Условия наибольшей экономической эффективности колонн с предварительно сжатой арматурой

Повышения эффективности применения высокопрочной арматуры в сжатых коротких (негибких) элементах при небольших эксцентриситетах продольного усилия можно достигнуть предварительно сжатием арматурных стержней с передачей на бетон предварительного растяжения [1]. Это повышает напряжения в сжатой арматуре при разрушении элемента до $R_{sc} + \sigma_{spc}$. Если преднапряжению подвергается не вся продольная арматура, то после отпуска предварительного сжатия растягивающее усилие будет восприниматься бетоном и ненапрягаемой арматурой. Ее можно обрывать в соответствии с эпюрой усилий, что также приводит к сокращению расхода стали. Способы изготовления колонн с предварительно сжатой арматурой рассмотрены в источнике [2].

При одинаковой прочности центрально-сжатой колонны с обычной ненапрягаемой арматурой и колонны со всей предварительно сжатой арматурой отношение площадей сечений продольных стержней в них

$$\frac{A_{sc}}{A_s} = \frac{R_{sc}}{R_{scc} + \sigma_{spc}}, \quad (1)$$

а относительное уменьшение расхода стали при предварительном сжатии высокопрочной арматуры

$$\begin{aligned} \frac{A_s - A_{sc}}{A_s} &= 1 - \frac{A_{sc}}{A_s} = \\ &= 1 - \frac{R_{sc}}{R_{scc} + \sigma_{spc}} = \\ &= \frac{\sigma_{spc} + R_{scc} - R_{sc}}{R_{scc} + \sigma_{spc}}, \quad (2) \end{aligned}$$

где R_{scc} , R_{sc} — расчетные сопротивления сжатию предварительно сжатой и ненапрягаемой арматуры; σ_{spc} — предварительное сжимающее напряжение арматуры.

Допустим, что для коротких колонн серии ИИ-04 сечением 40×40 см из бетона класса В30 с

арматурой $4 \varnothing 18$ Ат-VI ($\mu = 0,636\%$) значение предварительного сжимающего напряжения арматуры, при котором отсутствуют технологические трещины при отпуске преднапряжения, $\sigma_{spc} = 300$ МПа. В случае замены продольной арматуры класса А-III типовой колонны предварительно сжатой класса Ат-VI экономия при $R_{scc} = 500$ МПа и $R_{sc} = 365$ МПа составит 54,4%. При этом только благодаря предварительному сжатию арматуры, т. е. при $R_{scc} = R_{sc}$, — 37,5%.

В колоннах с армированием $4 \varnothing 16$ Ат-VI ($\mu = 0,5\%$) максимально допустимое предварительное сжатие арматуры 380 МПа. Экономия стали в этом случае только вследствие предварительного сжатия арматуры достигает 48,7%.

При замене в коротких (негибких) колоннах обычной ненапрягаемой арматуры предварительно сжатой высокопрочной и сохранении неизменной прочности колонн отмечается значительное снижение расхода стали.

Относительное уменьшение стоимости продольной арматуры при замене части ненапрягаемой арматуры высокопрочной предварительно сжатой

$$\Delta Z = \frac{Z_0 - Z_c}{Z_0} = \frac{A_s - K_n A_{sc1} - K A_{s1}}{A_s}, \quad (3)$$

где Z_0 — затраты на ненапрягаемую арматуру в элементах без преднапряжения: $Z_0 = A_s C_s$; Z_c — суммарные затраты на арматуру в элементе, содержащем предварительно сжатую арматуру A_{sc1} и ненапрягаемую A_{s1} : $Z_c = A_{sc1} C_{sc} + A_{s1} C_{s1}$; C_s , C_{s1} — стоимость единицы массы ненапрягаемой продольной арматуры разных классов; C_{sc} — то же, преднапряженной арматуры; K_n , K — коэффициенты приведения стоимости арматуры: $K_n = C_{sc}/C_s$; $K = C_{s1}/C_s$; A_s — площадь сечения не-

напрягаемой арматуры в колоннах без преднапряжения, A_{sc1} , A_{s1} — площади сечения предварительно сжатой и ненапрягаемой арматуры в элементах со смешанным армированием.

В колоннах с полностью предварительно сжатой арматурой относительное уменьшение стоимости арматуры

$$\Delta Z_n = \frac{Z_0 - Z_n}{Z_0} = \frac{A_s - K_n A_{sc}}{A_s}, \quad (4)$$

где Z_n — затраты на арматуру в элементах со всей предварительно сжатой арматурой: $Z_n = A_{sc} C_{sc}$; A_{sc} — площадь сечения предварительно сжатой арматуры в элементах без ненапрягаемой арматуры.

При определенных условиях колонны со смешанным армированием могут оказаться более экономичными, чем элементы со всей предварительно сжатой арматурой. Это отмечается, когда относительное снижение затрат при смешанном армировании более значительно, чем при преднапряжении всей продольной арматуры, т. е. когда удовлетворяется условие

$$\begin{aligned} \Delta Z - \Delta Z_n &= \\ &= \frac{K_n (A_{sc} - A_{sc1}) - K A_{s1}}{A_s} > 0. \quad (5) \end{aligned}$$

При ненапрягаемой арматуре одного класса ($C_s = C_{s1}$) $k = 1$, тогда условие (5) удовлетворяется при

$$A_{sc1} < A_{sc} - \frac{A_{s1}}{K_n}. \quad (6)$$

Выражения (5), (6) справедливы при одинаковой длине ненапрягаемых и предварительно сжатых стержней. В сопоставимых равнопрочных колоннах условия (5) или (6) не выполняются. Так, усилие, воспринимаемое продольной арматурой, $N_s = R_{sc} A_s + (R_{scc} + \sigma_{spc}) A_{sc}$. Примем $A_s = 1$, $A_{sc} = 0$, тогда $N_s = R_{sc}$. Сохраняя это усилие неизменным, уменьшаем последовательно сечение ненапрягаемой арматуры до нуля (см. таблицу).

Относительная площадь сечения ненапрягаемой арматуры класса А-III	$\sigma_{спс}$, МПа				Относительные денежные затраты на арматуру при $K_n=1,2$; $K=1$ и $\sigma_{спс}=300$ МПа
	0	200	300	400	
1,0	1,000/1,000	—/—	—/—	—/—	1,00
0,8	0,146/0,946	0,104/0,904	0,091/0,891	0,081/0,881	0,91
0,6	0,292/0,892	0,209/0,809	0,182/0,782	0,162/0,762	0,82
0,4	0,438/0,838	0,312/0,712	0,274/0,674	0,244/0,644	0,73
0,2	0,584/0,784	0,417/0,617	0,365/0,565	0,324/0,524	0,64
0,0	0,730/0,730	0,532/0,532	0,456/0,456	0,406/0,406	0,55

Перед чертой — высокопрочная арматуры класса А-VI, после черты — $A_s + A_{sc}$

Одновременно из условия равнопрочности вводим необходимое количество преднапряженной арматуры, которое составит $A_{sc} = (1 - A_s)R_{sc}/(R_{sc} + \sigma_{спс})$. Приняв $R_{sc} = 365$, $R_{sc} = 500$ и $\sigma_{спс} = 300$ МПа, вычислим A_{sc} , а затем $A_s + A_{sc}$. Приняв $K_n = 1,2$ (при ненапрягаемой арматуре класса А-III и предварительно сжатой класса А-VI), определим относительные затраты на арматуру. Из таблицы и рисунка видно, что при одинаковой длине ненапрягаемой и предварительно сжатой арматуры и существующем соотношении их стоимостей ($K_n = 1,2$) с повышением относительного содержания предварительно сжатой арматуры снижаются общий расход стали и затраты на нее.

Экономическая эффективность колонн с предварительно сжатой арматурой возрастает с повышением предварительного сжатия арматуры и уменьшением относительного содержания ненапрягаемой арматуры A_s (см. рисунок).

Из приведенных данных следует, что элементы со смешанным армированием более экономичны, чем при предварительном сжатии всей продольной арматуры только при устройстве обрывов ненапрягаемой арматуры, что не вызывает технологических трудностей. Для элементов, в которых возможно уменьшение длины ненапрягаемых стержней в сравнении с длиной предварительно сжатой арматуры, условие экономической целесообразности смешанного армирования

$$\Delta Z - Z_n = \frac{K_n(G_{sc} - G_{sc1}) - KG_{s1}}{G_s} > 0, \quad (7)$$

где G_s , G_{sc} — масса продольной арматуры, ненапрягаемой в элементах без преднапряжения и предварительно сжатой в элементах без ненапрягаемой арматуры; G_{s1} , G_{sc1} — масса продоль-

ной арматуры в элементах со смешанным армированием ненапрягаемой и предварительно сжатой.

Приняв $K = 1$, условие (7)

$$G_{sc1} < G_{sc} \frac{G_{s1}}{K_n} \quad (8)$$

или

$$A_{sc1} < A_{sc} \frac{A_s l_s}{K_n l_{sc}}, \quad (9)$$

где l_{sc} , l_s — полная длина преднапряженных стержней и длина обрываемых ненапрягаемых стержней.

Изменения суммарного расхода стали ($G_{sc1} + G_{s1}$) и денежных затрат на продольную арматуру Z в сопоставимых равнопрочных элементах зависят в основном от относительного содержания (массы) предварительно сжатой арматуры $G_{sc1}/(G_{sc1} + G_{s1})$ и относительной массы обрываемой ненапрягаемой арматуры или отношения длины обрываемых ненапрягаемых стержней l_s к их полной длине, равной длине преднапряженных стержней l_{sc} .

Графики, приведенные на рисунке, свидетельствуют о том, что снижение общего расхода стали и денежных затрат на арматуру в элементах со смешанным армированием можно достигнуть только при обрыве не менее 50% ненапрягаемой арматуры.

Выводы

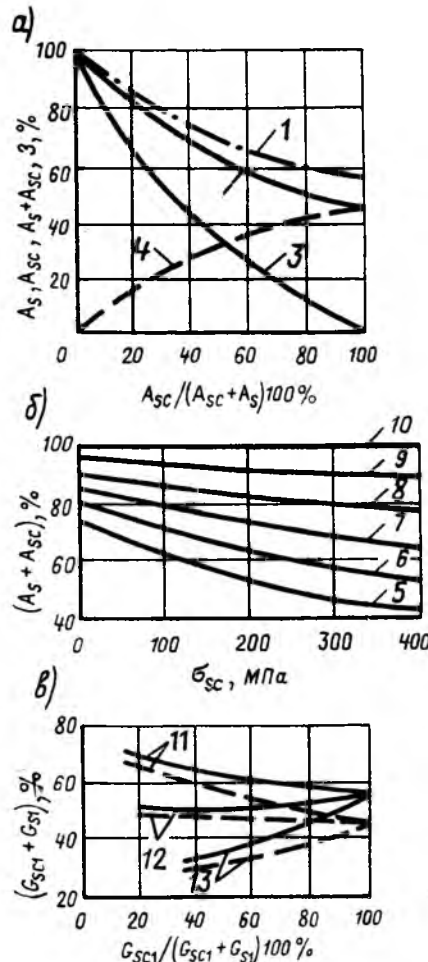
Предварительное сжатие высокопрочной арматуры в сжатых железобетонных элементах позволяет значительно (до 50%) сократить расход продольной арматуры, при этом существенно (до 45%) снижаются денежные затраты.

Установлена зависимость экономических показателей колонн с предварительно сжатой арматурой от относительного содержания высокопрочной преднапряженной арматуры и ее предварительного сжатия.

Указаны условия, при которых экономически наиболее эффективны элементы со смешанным армированием.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ма и ля н Д. Р., Ме ди н с к и й В. Л., А з и з о в А. Г. Повышение эффективности использования высокопрочной стержневой арматуры в сжатых железобетонных элементах // Новые виды арматуры и ее сварка: Тез. докл. Всесоюз. совещ.— М.: НИИЖБ, 1982.— С. 279—282.
2. Ма и ля н Д. Р. Способы изготовления колонн с высокопрочной предварительно сжатой арматурой // Бетон и железобетон.— 1987.— № 9.— С. 25—26.



Экономические показатели железобетонных колонн с предварительно сжатой арматурой класса А-VI и ненапрягаемой класса А-III при их различном относительном содержании и преднапряжении

а — зависимость расхода стали ненапрягаемой A_s , предварительно сжатой A_{sc} и денежных затрат Z от относительного содержания предварительно сжатой арматуры при одинаковой длине всей продольной арматуры ($l_s = l_{sc}$) и $\sigma_{спс} = 300$ МПа; б — влияние на общий расход стали относительного содержания ненапрягаемой арматуры и предварительного сжатия; в — изменения суммарной массы стали (— — —) и затрат на арматуру (—) в зависимости от относительной массы предварительно сжатой арматуры $\sigma_{спс} = 300$ МПа) и массы обрываемой ненапрягаемой арматуры:

1 — 3; 2 — $A_s + A_{sc}$; 3 — A_s ; 4 — A_{sc} ; 5 — $A_s = 0$; 6 — $A_s = 0,2$; 7 — $A_s = 0,4$; 8 — $A_s = 0,6$; 9 — $A_s = 0,8$; 10 — $A_s = 1$; 11 — $l_s/l_{sc} = 0,75$; 12 — $l_s/l_{sc} = 0,5$; 13 — $l_s/l_{sc} = 0,25$

Нелинейный расчет монолитных железобетонных ребристых перекрытий на локальные нагрузки

Методика пространственного расчета сборно-монолитных перекрытий содержится в источнике [1], а точные методы расчета монолитных железобетонных ребристых перекрытий — в работе [2]. Практически же действующие нормы не предусматривают расчет на локальные нагрузки в произвольной стадии напряженного состояния, включая предельную. Расчет сборно-монолитного ребристого перекрытия на основе учета при изгибе и кручении физической нелинейности железобетона приведен в источнике [3], однако его применение в рассматриваемом случае невозможно, поскольку перерезывающие силы, распределенные вдоль продольных стыков П-образных плит, являются по отношению к последним внешними усилиями, в то время как в монолитном перекрытии необходимо определить перерезывающие силы Q_i (i — номер отсека), действующие в полках в пределах П-образных отсеков. В ЦНИИП реконструкции городов получены рекуррентные зависимости для $k_i = Q_i/Q_{i-1}$, позволяющие решать задачу в упругой стадии [4]. Специфика работы железобетонного монолитного ребристого перекрытия в неупругой стадии, характеризующейся образованием нормальных трещин в ребрах и продольных трещин вдоль контакта полки с ребром, связана с определением жесткостей при изгибе и кручении.

Величины k_i зависят от параметров, которые для стадии нелинейной работы железобетона имеют вид: $\alpha_{l,i} = B_{xl,i}/B_{l,i}$; $\alpha_{r,i}^* = B_{lr,i}/B_{l,i}^*$; $\alpha_{r,i}^* = B_{xl,i}/B_{r,i}^*$; $\Psi_i = B_{xl,i}/B_{xr,i}$; $\Psi_{i,i+1} = B_{xl,i}/B_{xl,i+1}$ ($B_{lx,i}$; $B_{xr,i}$; $B_{l,r}$; $B_{l,i}^*$ и $B_{r,i}^*$ — изгибные жесткости, соответствующие левой l и правой r частям рассматриваемого i -го отсека и позволяющие найти прогибы при изгибе и кручении под действием, в частности, антисимметричной составляющей реакции полка Q_{i-1} и Q_{i+1}).

При изгибе прогиб устанавли-

вают с использованием B (соответствующий аналог в упругой стадии EI). При кручении прогиб определяют с учетом B_x и B^* (соответствующие аналоги EI_x и EI^*).

Отметим, что решение нелинейной задачи пространственного расчета зависит не от абсолютных величин B , B_x и B^* , а от их отношений, что позволяет достичь высокой точности (погрешность не превышает 15 %).

Жесткости B , B_x и B^* представляют собой эквивалентные величины для балок с постоянной жесткостью. С их помощью можно находить прогибы в случае изменяющейся вдоль пролета жесткости частей отсека. Приведение балки с переменными жесткостными параметрами к балке с постоянной жесткостью выполняют по известной методике с учетом характеристик сечения в $1/6$, $1/3$ и $1/2$ пролета.

В неупругой стадии работы изменение жесткостей происходит нелинейно. На рисунке приведены графики для коэффициента k , умножив на который, например, начальную жесткость EI , можно получить B для произвольного сечения при произвольном уровне нагружения η . Для сечения посередине пролета $\eta = V_b^*/V_u$; $V_b^* = V_b + q$; V_b — часть суммарной вертикальной нагрузки $P_i = Q_{i-1} - Q_{i+1}$, ко-

торая вызывает изгиб в обеих частях отсека (q , V_u — собственный вес и предельная нагрузка при изгибе для рассматриваемой части отсека). Отметим, что при вычислении k по источнику [5] учитывается продольное армирование и прочность бетона и арматуры.

Изменение жесткостей B и B^* до точки 5 (см. рисунок), соответствующей выключению из работы растянутого бетона ребер, происходит хотя и нелинейно, но одинаково, однако при дальнейшем возрастании η B^* уменьшается быстрее, чем B , причем линейно относительно последней ($B^* = k_e^* B$). На основании источника [3]

$$k_e^* = \frac{\bar{V}_b^*}{V_b^*}, \quad (1)$$

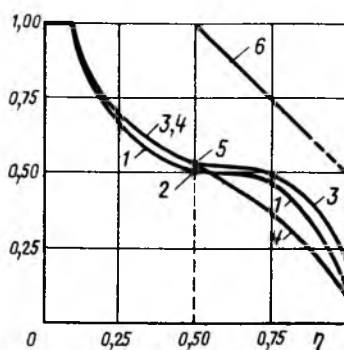
где \bar{V}_b^* — нагрузка V_b^* , соответствующая абсциссе точки 5.

Для удобства практических расчетов графики $k_e(B = k_e EI)$ и $k_{le}(B^* = k_{le} EI^*, k_{le} = k_e^* k_e)$ можно построить заранее (см. рисунок). При одинаковых классах бетона и продольной растянутой арматуры ребер эти графики практически инвариантны даже для отсеков перекрытия с различной конфигурацией ребер. Указанное обстоятельство очень удобно при проведении расчетов.

Поскольку до точки 5 при одинаковой интенсивности нагрузок V_b и V_l уменьшение жесткостей B и B^* происходит одинаково, а в нагрузку V_b^* входит, кроме составляющих локальных нагрузок, вызывающих изгиб, также нагрузка от собственного веса, то при $\eta \leq \bar{\eta}$ ($\bar{\eta} = \bar{V}_b^*/V_u$), $k_e^* k_e$ следует определять по зависимости для k_e с учетом η , равной V_l/V_u . Для i -го отсека

$$V_{l,i} = Q_{i-1}(1 - \gamma_i) + Q_{i+1}\gamma_i. \quad (2)$$

Нагрузка P_i для рассматриваемого i -го отсека распределяется по частям отсека пропорционально из-



Нелинейные зависимости для определения жесткостных параметров при изгибе и кручении

1, 3, 4, 6 — для k , k_e , k_{le} и $k_e^* k_e$; 2, 5 — точки, соответствующие выключению из работы растянутого бетона ребер

гибным жесткостям. Поэтому справедливо соотношение

$$\frac{V_{bl}^* \cdot k_{er}}{V_{br}^* \cdot k_{el}} = \frac{I_l}{I_r} \quad (3)$$

Зная график k_{e_c} , методом последовательных приближений, начиная со значения $k_{er}/k_{el}=1$ получают $\bar{\gamma} = V_{bl}^*/V_{br}^*$, V_{bl}^* , V_{br}^* , $\eta_l = V_{bl}^*/V_{ul}$, $\eta_r = V_{br}^*/V_{ur}$ и находят k_{el} и k_{er} . Затем изменяют величину $\bar{\gamma}$ до тех пор, пока условие (3) не будет выполнено. После этого определяют $\gamma_i = (V_{bl,i}^* - q_{l,i})/P_i$. Для отсека, симметричного по конфигурации и армированию, в соответствии с зависимостью (3) $\gamma_i = 0,5$.

Характер изменения B_x определяется тем, что при любом уровне напряженного состояния прогиб при кручении, как это следует из двухбалочной модели, можно получить как в балке с жесткостью B^* под действием нагрузки V_l и как в балке с жесткостью B_x под действием нагрузки, интенсивность которой равна разности V_l и перерезывающей силы в полке. Из равенства указанных прогибов следует, что B_x и B^* изменяются одинаково до уровня нагружения, когда появляются продольные трещины вдоль контакта полки с ребром. При этом B_x определяют по-прежнему, так как этот параметр характеризует работу отсека в продольном направлении ($B_x = k_e^* k_e EI_x$), а измененный коэффициент k_e^* , используемый для вычисления B^* ($B^* = k_e^* k_e EI^*$) равен $k_e^* = k_e^* (I_l + k_{el} I_2) / I^*$ (k_{el} — дополнительный коэффициент, учитывающий уменьшение изгибной жесткости полки после появления продольных трещин [5]).

Таким образом, параметры, значения которых составляют спецификацию нелинейного расчета:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{l,i} &= \frac{k_{el}^* \cdot I_{xl,i}}{I_{l,i}}; & \alpha_{r,i} &= \frac{k_{el}^* \cdot I_{xl,i}}{k_{el}^* \cdot I_{r,i}} \\ \alpha_{r,i}^* &= \frac{k_{er}^* \cdot k_{el}^* \cdot I_{xl,i}}{k_{er}^* \cdot k_{er}^* \cdot I_{r,i}^*}; \\ \Psi_i &= \frac{k_{el}^* \cdot k_{el}^* \cdot I_{xl,i}}{k_{er}^* \cdot k_{er}^* \cdot I_{xr,i}}; \\ \Psi_{i,i+1} &= \frac{k_{el}^* \cdot k_{el}^* \cdot I_{xl,i}}{k_{el}^* \cdot k_{el}^* \cdot I_{xl,i+1} + I_{xl,i+1}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Опишем алгоритм нелинейного расчета. Из соотношения (3)

$$\Psi_1 = \frac{I_{xl} V_{ul} I_r}{I_{xr} V_{ur} I_l} \quad (5)$$

где $\bar{\Psi}_1 = \Psi_1$ при $k_e^* \leq 1$.

Поскольку преобладающую роль в определении k_1 играют α_1 и Ψ_1 , то для первого приближения

$$k_1 = \frac{1 - \bar{\alpha}_1}{1 + \bar{\Psi}_1 (1 - k_2)} \quad (6)$$

где α_1 определяют как для α_1 с учетом k_{el}^* , вычисляемой по величине V_{bl}^* , назначаемой из условия, что распределение нагрузки P_1 по упругому расчету происходит пропорционально предельным несущим способностям частей отсека 1, причем $k_{el}^* = k_{el}^*$; k_2 — по упругому расчету.

С учетом k_3 , взятой также из упругого расчета, распределение усилий для первого приближения достаточно близко к точному, не требует применения криволинейных графиков и поэтому рекомендуется для практических инженерных расчетов для предварительных оценок. Более точные значения перерезывающих сил в отсеках получают в результате расчета по предлагаемой методике нелинейного расчета.

На второй итерации корректируют жесткость с учетом ранее полученных усилий и заново вычисляют Q_i . Итерационный процесс заканчивается, если усилия Q_i на последующей итерации отличаются от значений на предыдущей не более чем на 1...3%. Усилия на третьей и четвертой итерациях обычно совпадают.

Применение предлагаемой методики покажем на примере железобетонного монолитного ребристого перекрытия многоэтажного здания, состоящего из шести отсеков и загруженного по среднему ребру локальной нагрузкой V [6]. Проведем расчет распределения локальной нагрузки между ребрами перекрытия в предельной стадии. Рассмотрим правую часть перекрытия, состоящую из трех отсеков, с левой краевой нагрузкой, из условия симметрии равной $V - Q_1$ (из опыта $V = 55,2$ кН/м). Для первой итерации, используя результаты упругого расчета для k_2 и k_3 и вычисления по формуле (6), получим $k_1 = 0,197$; $k_2 = 0,395$; $k_3 = 0,234$. При этом на первое ребро приходится нагрузка, составляющая 0,67 локальной (точное значение из опыта 0,62, погрешность 8,1%). Для первой итерации $Q_1 = 9,08$, $Q_2 = 3,59$, $Q_3 = 0,84$ кН/м. Расчетная проверка показала, что поперечные изгибающие моменты в полках не приводят к трещинообразованию вдоль

контакта с ребрами и для всех отсеков $k_e^* = k_e^*$. Для второй итерации $k_1 = 0,217$; $k_2 = 0,305$; $k_3 = 0,15$; $Q_1 = 9,83$, $Q_2 = 3$, $Q_3 = 0,45$ кН/м. Третье приближение дает: $k_1 = 0,212$, $k_2 = 0,286$, $k_3 = 0,154$, $Q_1 = 9,66$, $Q_2 = 2,76$, $Q_3 = 0,43$ кН/м. Результаты четвертой итерации совпадают с вычислениями для третьей. Таким образом, окончательно на первое ребро приходится 0,65 локальной нагрузки (погрешность 4,8%, на второе 0,125 (10,7%), на третье — 0,042 (6,7%), на четвертое ребро — 0,008 локальной нагрузки (в эксперименте наблюдалось 0,005). Для сравнения укажем результаты вычислений для третьей итерации в случае, когда в первом приближении рассматривали распределение усилий по упругому расчету (при этом четвертая итерация также практически повторяет третью): $k_1 = 0,212$, $k_2 = 0,284$, $k_3 = 0,161$, $Q_1 = 9,66$, $Q_2 = 2,74$, $Q_3 = 0,44$ кН/м. Таким образом, при любом первом приближении решение сводится к значениям, близким к точным. Однако рекомендуемый алгоритм предпочтителен, поскольку в случае первого приближения по упругому расчету на среднее ребро приходится 0,486 локальной нагрузки (погрешность 21,6%), что существенно хуже, чем в основном варианте примера (погрешность составляет 8,1% в сторону большей нагрузки).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков В. Н. Расчет сборного панельного перекрытия на местную продольную линейно сосредоточенную нагрузку // Проектирование железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1966. — С. 83—104.
2. Трифонов И. А., Складнев Н. Н. Практический метод расчета распределения рядовой сосредоточенной нагрузки в пролетных строениях балочных мостов // Изв. вузов. Сер.: Строит. и архитектура. — 1968. — № 10. — С. 29—34.
3. Карабанов Б. В. Пространственный расчет сборно-монолитных ребристых перекрытий // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 19—21.
4. Карабанов Б. В. Пространственный расчет монолитных ребристых перекрытий // Бетон и железобетон. — 1992. — № 3. — С. 25—27.
5. Карабанов Б. В. Приближенный способ определения кривизны изгибаемых элементов в стадии, близкой к разрушению // Экспресс-информ. ВНИИС. — Сер. 10. — Вып. 2. — 1986. — С. 2—6.
6. Залигер Р. Железобетон. Его расчет и проектирование. — М.-Л.: Госиздат, 1927. — 719 с.

Оценка прочности нормальных сечений преднапряженных железобетонных элементов

Применение высокопрочной преднапряженной арматуры позволяет существенно улучшить технико-экономические показатели железобетонных конструкций, повысить их эксплуатационные характеристики. Однако используемые в настоящее время методики расчета изгибаемых и внецентренно загруженных преднапряженных элементов не дают представления о действительных резервах их прочности и не позволяют находить оптимальное армирование при действии нескольких комбинаций продольных сил и изгибающих моментов. В данном случае используют области относительной прочности [1...3].

При расчете прочности нормальных сечений преднапряженных железобетонных элементов можно выделить шесть случаев расчетных предельных состояний (рис. 1). При равномерном обжатии сечения элемента (см. рис. 1) напряжение в бетоне равно R_b , напряжения в арматуре A_s и A'_s — R_{sc} , напряжения в натянутой арматуре A_{sp} и A'_{sp} — σ_{spc} , $\sigma_{spc} = \sigma_{scu} - \sigma'_{sp}$. $\sigma_{scu} = 400$ МПа при $\gamma_{b2} \geq 1$ и $\sigma_{scu} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} < 1$ по СНиПу; σ_{sp} , σ'_{sp} — напряжения в

арматуре A_{sp} и A'_{sp} при напряжениях в бетоне $\sigma_b = 0$. Уравнения равновесия при этом

$$\left. \begin{aligned} N &= R_b A + \sigma_{spc} A_{sp} + \sigma'_{spc} A'_{sp} + \\ &+ R_{sc} A_s + R_{sc} A'_s; \\ M &= N e \leq -\sigma_{spc} A_{sp} y_{sp} + \\ &+ \sigma'_{spc} A'_{sp} y'_{sp} - R_{sc} A_s y_s + \\ &+ R_{sc} A'_s y'_s. \end{aligned} \right\} (1)$$

Поделив первое уравнение на максимальное усилие, воспринимаемое бетонным сечением $N_{b,max} = R_b A$, а второе на максимальный момент, воспринимаемый бетонным сечением относительно его центра тяжести при высоте сжатой зоны $x = h/2$, $M_{b,max} = R_b S$; получим уравнения равновесия в относительных величинах

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= 1 + \alpha_{spc} + \alpha'_{spc} + \alpha_{sc} + \alpha'_{sc}; \\ \alpha_m &= -\alpha_{m_{sp}} + \alpha'_{m_{sp}} - \alpha_{m_{sc}} + \alpha'_{m_{sc}} \end{aligned} \right\} (2)$$

где α_n , α_m — относительные усилие и изгибающий момент, действующие на элемент: $\alpha_n = N/(R_b A)$; $\alpha_m = M/(R_b S)$; α_{spc} , α'_{spc} — относительные усилия в арматуре A_{sp} , A'_{sp} , A_s , A'_s при сжатии: $\alpha_{spc} = \sigma_{spc} A_{sp}/(R_b A)$; $\alpha'_{spc} = \sigma'_{spc} A'_{sp}/(R_b A)$; $\alpha_{sc} = R_{sc} A_s/(R_b A)$; $\alpha'_{sc} = R_{sc} A'_s/(R_b A)$; $\alpha'_{m_{sp}}$, $\alpha_{m_{sc}}$ — относительные моменты, воспринимаемые арматурой A_{sp} , A'_{sp} , A_s , A'_s при сжатии: $\alpha_{m_{sp}} = \sigma_{spc} A_{sp} y_{sp}/(R_b S)$; $\alpha'_{m_{sp}} = \sigma'_{spc} A'_{sp} y'_{sp}/(R_b S)$; $\alpha_{m_{sc}} = R_{sc} A_s y_s/(R_b S)$; $\alpha'_{m_{sc}} = R_{sc} A'_s y'_s/(R_b S)$; $\xi_{sp} = 2y_{sp}/y = 2\xi'_{sp}/\xi_b$; $\xi_{sb} =$

$= 2y_s/y = 2\xi_s/\xi_b$; $\xi'_{sb} = 2y'_s/y = 2\xi'_s/\xi_b$; $\xi_{sp} = 2y_{sp}/h$; $\xi'_{sp} = 2y'_{sp}/h$; $\xi_s = 2y_s/h$; $\xi'_s = 2y'_s/h$; $\xi_b = 2y/h = 4S/(Ah)$; A , S — площадь поперечного сечения и статический момент сжатой зоны бетона относительно центра тяжести бетонного сечения при высоте сжатой зоны бетона; y — расстояние от центра тяжести сжатой зоны до центра тяжести всего сечения. Для прямоугольного сечения $A = bh$; $S = bh^2/8$; $y = 2S/A = h/4$.

Если сжатая зона бетона располагается в верхней части сечения (см. рис. 1), то уравнения равновесия в относительных величинах

$$\left. \begin{aligned} \pm \alpha_n &= \alpha_{nb} - \alpha_{sp} + \alpha'_{sp} - \alpha_s - \alpha'_{s}; \\ \alpha_m &= \alpha_{mb} + \alpha_{m_{sp}} + \alpha'_{m_{sp}} + \alpha_{ms} + \alpha'_{m_{s}} \end{aligned} \right\} (3)$$

где α_{sp} , α_s — относительные усилия в арматуре A_{sp} и A_s при растяжении: $\alpha_{sp} = \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp}/(R_b A)$; $\alpha_s = R_s A_s/(R_b A \times X)$; $\alpha_{m_{sp}}$, α_{ms} — относительные моменты, воспринимаемые арматурой A_{sp} и A_s при растяжении: $\alpha_{m_{sp}} = \alpha_{sp} \xi_{spb}$; $\alpha_{ms} = \alpha_s \xi_{sb}$; α_{nb} , α_{mb} — относительное усилие и относительный момент, воспринимаемые сжатой зоной бетона: $\alpha_{nb} = A_b/A$; $\alpha_{mb} = S_b/S$; y_b — расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до центра тяжести всего бетонного сечения.

Для элементов прямоугольного сечения $A_b = bx$; $y_b = (h-x)/2$; $\alpha_{nb} = R_b bx/(R_b bh) = x/h = \xi$; $\alpha_{mb} = 4(\xi - \xi^2) = 4(\alpha_{nb} - \alpha_{nb}^2)$.

Зависимость $\alpha_{mb} = f(\alpha_{nb})$ имеет вид параболы. Для других симметричных сечений зависимости $\alpha_{mb} = f(\alpha_{nb})$ мало отличаются от параболической [3] и поэтому для практических расчетов можно принять $\alpha_{mb} = 4\alpha_{nb}(1 - \alpha_{nb})$.

При расположении сжатой зоны бетона снизу (см. рис. 1) уравнения равновесия

$$\left. \begin{aligned} \pm \alpha_n &= \alpha_{nb} + \alpha_{spc} - \alpha'_{sp} + \alpha_{sc} - \alpha'_{s}; \\ -\alpha_m &= \alpha_{mb} + \alpha_{m_{sp}} + \alpha'_{m_{sp}} + \\ &+ \alpha_{m_{sc}} + \alpha'_{m_{s}}. \end{aligned} \right\} (4)$$

Это состояние соответствует максимальному продольному растягивающему усилию, которое может восприниматься элементом. При изменении величины или направления момента продольная сила, воспри-

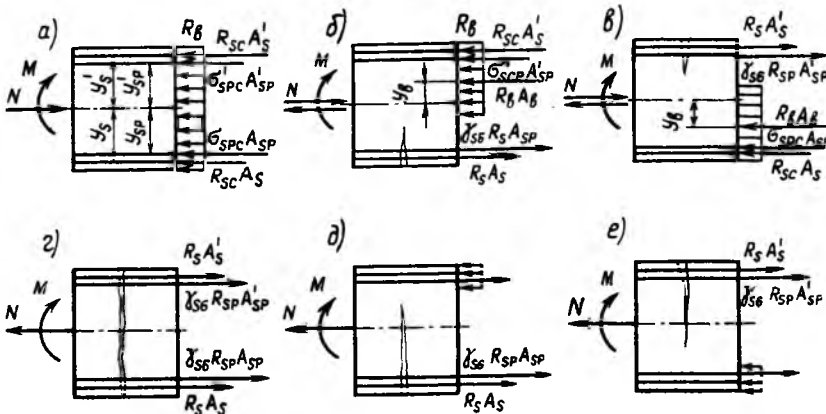


Рис. 1. Схемы усилий и эпюры напряжений для преднапряженного железобетонного элемента при различных комбинациях продольных сил и изгибающих моментов

а — равномерное обжатие сечения элемента; б — расположение сжатой зоны бетона в верхней части сечения; в — то же снизу; г — сечение полностью растянуто и напряжения в арматуре достигают расчетных значений; д — суммарное усилие в бетоне и арматуре $A'_{sp} = 0$ и $A'_s = 0$; е — усилия в нижней арматуре и бетоне равны нулю

нимаемая элементом, уменьшится, при этом предельные напряжения будут достигаться либо в нижней, либо в верхней арматуре.

При суммарном усилии в бетоне и арматуре A'_{sp} и A'_s равно нулю (см. рис. 1) условия равновесия

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= \alpha_{sp} + \alpha_s; \\ \alpha_m &= \alpha_{msp} + \alpha_{ms}. \end{aligned} \right\} (6)$$

При равенстве нулю усилий в нижней арматуре и бетоне (см. рис. 1)

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= \alpha'_{sp} + \alpha'_s, \\ \alpha_m &= -\alpha'_{msp} - \alpha'_{ms}. \end{aligned} \right\} (7)$$

Если по уравнениям (2)...(7) построить в осях координат α_n , α_m кривые, то они опишут границы области относительной прочности преднапряженного железобетонного элемента. В общем случае границы ограничены двумя парабололами и четырьмя прямыми. На рис. 2 показаны границы областей относительной прочности для элементов с симметричным армированием из высокопрочной проволоки класса Вр-II, арматуры класса А-V и из преднапряженной арматуры. При этом относительные усилия, воспринимаемые преднапряженной и обычной арматурой при растяжении, приняты одинаковыми $-\alpha_{sp} = \alpha'_{sp} = \alpha_s = \alpha'_s = 0,2$, а относительные усилия, воспринимаемые при сжатии, различны и характеризуются коэффициентами

$$\Psi_{sp} = \frac{\sigma_{spc}}{\gamma_{s6} R_{sp}}; \quad \Psi'_{sp} = \frac{\sigma'_{spc}}{\gamma_{s6} R_{sp}};$$

$$\Psi_s = \Psi'_s = \frac{R_{sc}}{R_s},$$

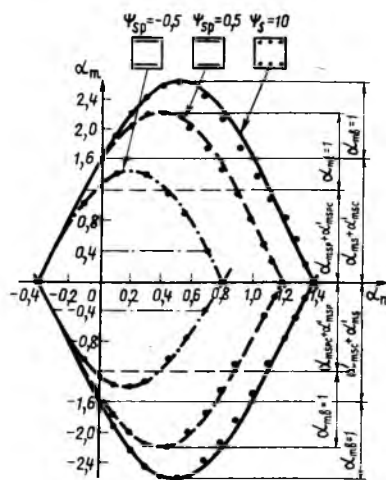


Рис. 2. Области относительной прочности нормальных сечений обычного (—) и преднапряженных элементов с симметричным армированием при $\alpha_{sp} = \alpha'_{sp} = \alpha_s = \alpha'_s = 0,2$ и $\Psi_{sp} = \Psi'_{sp} = 0,5$ (---) и $\Psi_{sp} = \Psi'_{sp} = -0,5$ (— · —); точками показаны значения, полученные при расчете по СНиП 2.03.01—84

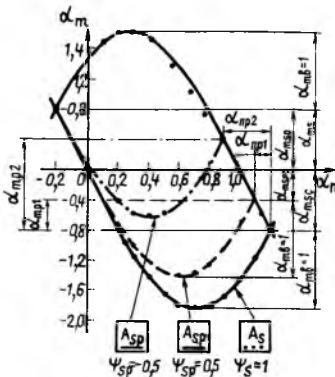


Рис. 3. Области относительной прочности нормальных сечений обычных (—) и преднапряженных элементов с одиночным армированием при $\alpha_{sp} = \alpha_s = 0,2$ и $\Psi_{sp} = 0,5$ (---) и $\Psi_{sp} = -0,5$ (— · —); остальные условные обозначения см. рис. 2

которые для высокопрочной проволоки $\Psi_{sp} = \Psi'_{sp} = -0,5$; для стали класса А-V $\Psi_{sp} = \Psi'_{sp} = 0,5$, а для обычной арматуры класса А-III $\Psi_s = \Psi'_s = 1$. Из рис. 2 видно, что преднапряжение арматуры уменьшает площадь областей прочности, особенно при использовании высокопрочной проволоки, имеющей значительное преднапряжение. Наибольшее снижение прочности наблюдается при изгибе, центральном и внецентренном сжатии. При растяжении прочность элементов с преднапряженной арматурой уменьшается в меньшей степени, а при малых эксцентриситетах не зависит от преднапряжения.

На рис. 3 приведены области прочности железобетонных элементов с одиночным армированием.

И в этом случае преднапряжение уменьшает прочность нормальных сечений при действии сжимающих сил и отрицательных (растягивающих) верхние неармированные волокна) моментов. Область как бы укорачивается в направлении осей α_n , α_m и $\alpha_{np} = P/(R_b A)$ и $\alpha_{mp} = Pe_{op}/(R_b S)$. При действии положительных моментов прочность обычного и преднапряженного элемента одинакова.

На рис. 2, 3 значения, полученные по предлагаемой методике и формулам СНиПа, совпадают на большей части границ области прочности. Небольшие отклонения отмечаются в области малых эксцентриситетов при изменении напряжений в арматуре от растягивающих к сжимающим, что свя-

зано с приближенностью формул (67) и (68) норм.

При расчете преднапряженных элементов симметричных сечений при действии нескольких комбинаций продольных сил и изгибающих моментов полученные аналитические и графические зависимости позволяют проверять прочность элементов при заданном армировании, определять оптимальное армирование элемента.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Болдышев А. М., Плевков В. С. Прочность нормальных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон.— 1990.— № 4.— С. 38—39.
2. Болдышев А. М., Плевков В. С. Расчет прочности нормальных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 25—27.
3. Болдышев А. М., Плевков В. С. Расчет прочности нормальных сечений предварительно напряженных железобетонных элементов.— М., 1990.— С. 52.— Деп. во ВНИИТПИ 02.04.90, № 10647.

Выйдут в свет:

Афанасьев А. А., Данилов Н. Н., Бучар Г. Технология монолитного бетона и железобетона: Учеб. для вузов.— М.: Стройиздат, 1991.— 21 л.: ил.— 3 р. 50 к., 15000 экз.

Даны теоретические основы и практические положения по методам и средствам выполнения всех технологических этапов при возведении монолитных зданий и сооружений. Особое внимание уделено индустриализации технологических процессов, в том числе в экстремальных природно-климатических условиях, особенностям технологии при техническом перевооружении и реконструкции предприятий, обеспечению качества строительной продукции. Намечены пути дальнейшего совершенствования технологии монолитного бетона и железобетона.

Для студентов инженерно-строительных вузов.

Сизов В. П. Рациональный подбор составов тяжелого бетона.— М.: Стройиздат, 1992.— 12 л.: ил.— (Наука — строит. пр-ву).— 3 р. 90 к.

Излагается расчетно-экспериментальный метод проектирования составов всех видов и классов тяжелого бетона и бетонных смесей с заданными свойствами при наименьшем расходе цемента, а также методика экспериментальной проверки составов. Для облегчения расчета и ускорения подбора составов бетона разработаны номограммы, графики, таблицы для назначения всех необходимых параметров. Приведены основные теоретические положения, являющиеся основой метода проектирования составов бетона.

Для научных и инженерно-технических работников заводских и строительных лабораторий, трестов, СМУ.

УДК 69.003:658.011.8

Н. М. БОЛЬШАКОВ, д-р экон. наук (Коми филиал ЦНИИЭС)

Прогнозирование экономических показателей на предприятии в условиях перехода к рынку

Переход предприятий строительной индустрии на рыночные отношения требует коренной реорганизации экономики на уровне основного хозяйственного звена, его структурных единиц и подразделений, без которой невозможно эффективно управлять хозяйственной деятельностью.

Главными составными частями рыночного механизма являются движение товарных цен, издержек производства, прибыли и учетного процента. В условиях рыночной экономики устойчивая деятельность предприятия зависит от аргументированных представлений о траектории движения этих частей, которая обусловлена как внутренними факторами, прежде всего возможностью эффективно использовать имеющиеся ресурсы, так и внешними, к числу которых относятся налоговая (кредитная, ценовая) политика государства и рыночная конъюнктура. В связи с этим в качестве информационной базы для анализа экономических процессов в хозяйственной деятельности предприятий и принятия рациональных управленческих решений должны выступать отчетные данные предприятия, некоторые заданные экономические показатели и многовариантные внешние условия его деятельности.

Нами теоретически обосновано и показано на практическом примере прогнозирование экономических процессов хозяйственной деятельности предприятия строительной индустрии. Под прогнозированием понимаем определение экономических показателей деятельности предприятия на основе закономерностей их развития, при которых возможности предприятия регулируются, с одной стороны, рыночным механизмом (конкуренцией), а с другой, — экономическими регуляторами государства. Опираясь на количественные показатели, характе-

ризующие достигнутый уровень экономического и социального развития предприятия, прогнозирование должно выявить узловые проблемы альтернативных вариантов, связанных с возможными изменениями внешних и внутренних условий его деятельности под воздействием различных факторов.

Предприятие может обоснованно принять рациональное решение, разработать и осуществить мероприятия целевого характера для достижения задаваемого нормативного уровня эффективности производства с учетом меняющихся условий.

Прогнозирование хозяйственной деятельности особо актуально в условиях разгосударствления собственности, при возникновении многочисленных новых предприятий (например, арендных, акционерных, малых, с ограниченной ответственностью и др.), реорганизации и ликвидации действующих. При этом возрастают требования к научной обоснованности количественных и качественных показателей хозяйственной деятельности, так как от их уровня зависит жизнеспособность предприятий в условиях рыночных отношений в связи с увеличением степени риска. Интересы государства выражаются в прогнозах через систему госзаказов, экономических нормативов (налогов, учетных ставок, цен) и лимитов.

В этой связи для решения задачи необходимо определить, во-первых, те показатели хозяйственной деятельности предприятия, которые являются определяющими для его существования и развития. К ним следует отнести объем производства (реализации, выручки), фонды возмещения, потребления и фонд накопления, позволяющий вести расширенное воспроизводство с соответствующим уровнем эффективности. Под влиянием

рынка, экономического регулирования со стороны государства и собственных усилий предприятия показатели могут меняться, определяя смысл его хозяйственной деятельности и ее результаты.

Во-вторых, необходимо определить показатели, которые по отношению к предприятию являются заданными характеристиками. Это — налоговые и учетные ставки, страховые платежи, отраслевые уровни рентабельности, оплата труда и др.

В условиях рыночной экономики и законов ее регулирования ведущее место в прогнозировании должен занять показатель прибыли (дохода), т. е. для каждого предприятия должен рассчитываться гарантированный уровень рентабельности, который рассматривается как расчетный норматив. Отправным показателем в этих расчетах должна служить выручка от реализации продукции и услуг предприятия. Завершающей характеристикой данной системы показателей может служить критическая точка объема выручки (продажи), т. е. ее нижний предел, за которым может наступить банкротство.

Прогнозирование экономических процессов и хозяйственной деятельности представляет собой систему расчетов выходных показателей предприятия по входным данным.

В качестве методологической основы при выполнении системы расчетов должны быть приняты принципы разграничения общих издержек производства на две группы: условно-постоянные и условно-переменные.

Условно-постоянные затраты в отличие от переменных не зависят от объема производства. Снижение общих затрат на изготовление продукции происходит, главным образом, за счет условно-постоянной составляющей, абсолютное значение которой в равных смежных промежутках времени (отчетных периодах) в реальных условиях производства практически одинаково, а на единицу фактического объема выпуска продукции при его увеличении уменьшается, так как распространяется на большее количество продукции,

№ п. п.	Объем выпуска продукции, м ³	Договорная цена 1 м ³ , р.	Выручка, тыс. р.	Фонд зарплаты, тыс. р.	Отчисления платежей по соцстраху, тыс. р.	Издержки, тыс. р.				Балансовая прибыль, тыс. р.	Рентабельность продукции, %
						условно-переменные	условно-постоянные	общие	на единицу продукции		
1	82 300	83,39	6863,0	1546,0	401,9	3003,0	1479,1	6430,1	78,13	432,9	6,73
2	63 347	83,39	5282,5	1188,6	309,0	2305,8	1479,1	5282,5	83,40	0	0
3	82 300	117,20	9645,2	1546,0	401,9	3003,0	1479,1	6430,1	78,13	3215,0	50,00
4	311 908	83,79	26010,1	5852,2	1521,6	11381,5	1479,1	20234,5	64,87	5775,6	30,00
5	96 925	98,00	9499,3	1818,6	472,9	3536,7	1479,1	7307,2	75,39	2192,1	30,00

и, наоборот, при уменьшении объема производства — увеличивается (см. таблицу).

По нашим исследованиям, увеличение объема производства на предприятиях стройиндустрии в 2 раза сокращает издержки производства на одну треть. Следовательно, рост объема производства является одним из главных источников увеличения прибыли (дохода). Чем скорее это станет осознанной необходимостью и будет реализовано, тем более заинтересованно будут относиться трудовые коллективы к повышению результатов хозяйствования.

Для практического применения такого методологического подхода при выполнении расчетов требуется разделять издержки производства на переменную и условно-постоянную части путем логического анализа особенностей формирования издержек по отдельным элементам расходов соответствующих технологических переделов с ограниченным использованием методов математической статистики.

На практике для определения переменных и условно-постоянных затрат можно использовать данные* об их удельном весе в себестоимости продукции.

В условиях рыночной экономики возникает объективная необходимость достижения такого уровня объема реализации (выручки), который гарантировал бы предприятие от убытков, обеспечил бы нормальный режим функционирования, при котором все плановые расходы покрываются собственными доходами, включая производственно-социальное развитие. Для каждого предприятия следует рассчитывать минимальный (критический) объем выручки, при котором балансовая прибыль равна

нулю и максимальный уровень выручки соответствует предельному уровню рентабельности.

Известно, что налоговая ставка пока не привязывается к уровню рентабельности и если последняя превышает предельный уровень, то прибыль не облагается более высокими ставками.

Исходя из этого приведем порядок выполнения необходимых расчетов на примере Сыктывкарского завода КПД.

Критический объем выручки можно определить по формуле

$$B_{min} = \frac{Z_n}{[1-n(1+K)-m]} = \frac{1479106}{[1-0,225(1+0,26)-0,44]} = 5282521 \text{ р.}$$

где B_{min} — минимальный объем выручки, гарантирующий предприятие от убытков; Z_n — сумма постоянных затрат (без зарплаты); n — доля зарплаты в выручке; K — ставка платежей по социальному страхованию (относительно заработной платы); m — доля условно-переменных затрат (кроме зарплаты и платежей по соцстраху).

Исходные данные приведены в таблице. Дальнейшее снижение выручки может привести к банкротству предприятия. Таким образом, если заложенные в расчеты нормативные показатели хозяйственной деятельности будут достигнуты, то предприятие гарантировано от убытков. Но средств на производственно-социальное развитие у предприятия в этом случае не будет.

Далее необходимо определить максимальный объем выручки и договорную цену, соответствующие предельному уровню рентабельности. Для предприятий и организаций строительного комплекса за предельный уровень рентабельности принимается двойной размер средней рентабельности. В наших расчетах средний уровень рен-

табельности принят 25, предельный — 50 %. Предприятие не имеет права устанавливать договорные цены, позволяющие достигать рентабельности выше этого уровня. В условиях рыночной экономики рентабельность является одним из определяющих факторов хозяйственной деятельности предприятия. Сильным регулятором является цена. При увеличении объема выпуска продукции цена снижается (см. таблицу), а вместе с нею и рентабельность, но масса прибыли при этом возрастает в результате снижения условно-постоянных издержек производства в расчете на единицу продукции.

С учетом изложенного сначала определим объем прибыли, соответствующий предельному уровню рентабельности и достигнутым издержкам производства в базовом году.

Базой для определения рентабельности в отрасли является себестоимость. Тогда максимальная прибыль будет равна:

$$P_{max} = PC/100 = 50 \cdot 6430099/100 = 3215049 \text{ р.},$$

где P — балансовая прибыль; C — себестоимость продукции базового года; P — предельный уровень рентабельности.

Предельная выручка при фактических издержках производства составит

$$B_{max} = P_{max} + C = 3215049 + 6430099 = 9645148 \text{ р.}$$

Тогда при сложившихся объемах производства Q можно вычислить предельную договорную цену C единицы продукции

$$C = B/Q = 9645148 : 82300 = 117 \text{ р. } 20 \text{ к.}$$

Выполненные расчеты устанавливают граничные условия, определяющие поле хозяйственной деятельности предприятия, в рамках которого необходимо рассчитывать нормативный уровень рентабельности (расчетный норматив рентабельности). Последний должен

* **Большаков Н. М.** Экономическая эффективность внедрения коллективного подряда // Бетон и железобетон. — 1989. — № 1. — С. 39—40.

УДК 691.327:539.37/.38

А. Ф. ОСТАПЕНКО, инж. (ЦНИИЭП учебных зданий)

Универсальная зависимость для диаграмм деформирования бетона, арматуры и железобетонных элементов

Многочисленные эксперименты показали, что практически любая из существующих кривых диаграмм деформирования бетона различных классов при сжатии и растяжении может быть описана с достаточной высотой (для инженерной науки) точностью зависимостью

$$\sigma = a \sin f\epsilon + b \cos f\epsilon + c\epsilon + d.$$

Она весьма точно аппроксимирует криволинейные участки диаграмм $\sigma - \epsilon$ арматурной стали различных классов, а также нелинейные диаграммы деформирования железобетонных элементов и конструкций «момент — кривизна» в сечении, «усилие — деформация» связи колонны и диска перекрытия, «усилие — перемещение» для колонны и др. Коэффициенты a , b , c , d целесообразно отыскивать по методу наименьших квадратов или по приближению в отдельных точках. Первый более точен, но не гарантирует строго нулевого значения функции при нулевом значении аргумента. Прежде чем использовать математический аппарат в пригодности приведенной зависимости для аппроксимирования той или иной кривой, можно убедиться на следующем простом эксперименте. Зашедем оба конца отрезка гибкой упругой проволоки. Придавая заделкам поступательные и вращательные перемещения и накладывая проволоку на график аппроксимируемой диаграммы, добьемся приблизительно совпадения формы проволоки и диаграммы. Если это удастся, то данная зависимость пригодна для описания исследуемой кривой. Этот эксперимент основан на том, что вид формулы полностью совпадает с решением дифференциального уравнения сжато-изогнутого упругого стержня, представляющим функцию прогибов стержня. Та-

кая феноменологическая сущность предлагаемой зависимости наглядно иллюстрирует ее универсальность и широкие возможности при аппроксимировании различных кривых, поскольку сжато-изогнутые стержни могут принимать весьма разнообразные очертания. В приведенном эксперименте график кривой необходимо изобразить в таком масштабе, чтобы углы наклона кривой к оси абсцисс во всех рассматриваемых точках были достаточно малы, и для кривизны было справедливо принять приближенное значение $K = d^2\sigma/d\epsilon^2$ (в координатах $\sigma - \epsilon$). Только при этом данная зависимость справедлива для описания прогибов сжато-изогнутого стержня.

Для аппроксимации той или иной кривой существует бесконечное множество достаточно близких ей кривых, описываемых приведенной формулой и соответствующих бесконечному множеству значений коэффициента f , изменяющегося в широких пределах. Это позволяет выбрать кривую при оптимальных значениях коэффициентов a , b , c , d , f для тех или иных целей. Данное достоинство феноменологически подтверждается тем, что стержни с различными жесткостями на изгиб можно использовать в описанном эксперименте. Известно, что именно коэффициент f определяется жесткостью стержня на изгиб в соответствующем уравнении прогибов.

Достоинством предлагаемой зависимости является простота математического выражения. Для восходящей и нисходящей ветви различных диаграмм служит одно уравнение и не требуется дополнительных параметров для описания этих ветвей. Формула удобна при дифференцировании и интегрировании. При описании диа-

быть не ниже суммарного значения, образуемого отчислениями от прибыли в бюджет налогов по утвержденным ставкам, взносов вышестоящей организации, уплатой процентов за банковский кредит, отчислениями в фонды предприятия (производственного и социального развития, резервный, риска). Затраты по каждой статье определяют исходя из норм действующего хозяйственного законодательства. Уровень нормативной рентабельности для Сыктывкарского завода КПД по нашим расчетам составляет около 30 % ($P \approx 0,3$).

Для достижения нормативного уровня рентабельности, не прибегая к повышению договорной цены на продукцию, предприятию потребуется увеличить объем производства и соответственно объем продажи почти в 4 раза. Разумеется, такой выход нереален, поэтому у предприятия остается единственный путь решения задач производственно-социального развития — повышение договорной цены. Даже незначительное увеличение объема производства на заводе в настоящее время является проблематичным из-за сложившегося дефицита сырья и материалов. Учитывая социальную направленность инвестиционной политики в переходный период, более рационально предусмотреть рост объемов производства на 18 % и соответствующее повышение договорной цены.

Необходимо определить и нормативный фонд оплаты труда с учетом компенсаций, так как завышение оплаты труда (через издержки производства) снижает рентабельность продукции.

Нормативный уровень рентабельности можно достигнуть лишь при определенных условиях хозяйственной деятельности и, в первую очередь, при своевременном выполнении договорных обязательств и соответствующем уровне использования всех ресурсов, который должен иметь нормативный характер.

В переходный период развития рыночных отношений условия хозяйственной деятельности предприятий стройиндустрии будут претерпевать изменения. Прогнозирование экономических показателей предприятия позволит управлять процессом достижения задаваемого уровня эффективности производства.

грамм σ — ϵ для бетона с ее помощью можно реализовать метод [1]. При этом после точного интегрирования выражений, содержащих данную функцию, получаемые достаточно простые первообразные позволяют решить систему уравнений внутренних и внешних силовых факторов. Объясняется это тем, что функции синуса и косинуса при интегрировании переходят друг в друга, не усложняя первообразную. Линейная составляющая зависимости при интегрировании приводит к незначительному усложнению первообразной.

Пример 1. При аппроксимации по методу приближения в отдельных точках для бетона класса В50 максимальная и средняя относительные погрешности между значениями σ , вычисленными по приведенной формуле (при $a = -41,063$; $b = -166,410$; $c = 56712,21$; $d = 166,41$ и $f = 391,5$) и по зависимости источника [2] в интервале $-0,004 \leq \epsilon \leq 0$ состав-

ляют 3,32 и 0,58 %. Среднее квадратичное отклонение 0,14 МПа.

Пример 2. При аппроксимации по методу наименьших квадратов для бетона класса В30 среднее квадратическое отклонение значений σ , вычисленных по приведенной формуле (при $a = -40,915$; $b = -119,222$; $c = 42611,445$; $d = 118,704$ и $f = 391,5$), от значений зависимости источника [3] составляет 0,0487 МПа в интервале $-0,004 \leq \epsilon \leq 0$.

Пример 3. При $a = -214,055$; $b = 2119,496$; $c = 198536$; $d = -2000,545$ и $f = 91,966$ в приведенной формуле средняя относительная погрешность 0,88 % по сравнению со значениями σ , определенными по зависимости источника [2], в диапазоне $3,09 \times 10^{-3} \leq \epsilon \leq 0,0202$, соответствующем пластической стадии работы арматуры класса А-VI, при $R_{sn} = 980$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа; $\epsilon_{sun} = 0,06$; $\beta_{el} = 0,6$; $R_{sun} = 1230$ МПа, определенных по [2]. В диапазоне деформаций $0,0202 \leq$

$\leq \epsilon \leq 0,06$, также соответствующем пластической стадии работы данной арматуры, рассматриваемая диаграмма может быть аппроксимирована линейной зависимостью. При это средняя относительная погрешность 1,08 % по сравнению со значениями σ , определенными по выражению источника [2].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Остапенко А. Ф. Тригонометрическая зависимость σ — ϵ для бетона к аналитическому определению деформированного состояния сечения // Материалы XXII Межд. конф. молодых ученых и специалистов в области бетона и железобетона.— Иркутск, 1990.— Т. 2.— С. 69—70.
2. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Петров А. Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций.— М.: НИИЖБ, 1986.— С. 7—25.
3. Гуша Ю. П., Лемыш Л. Л. К вопросу о совершенствовании расчета деформаций железобетонных элементов // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций.— М.: НИИЖБ, 1986.— С. 26—39.

Долговечность

УДК 691.327:620.191.1

В. Г. ДОВЖИК, В. Н. ТАРАСОВА, кандидаты техн. наук
(ВНИИЖелезобетон)

Стойкость бетонов на основе тонкомолотых многокомпонентных вяжущих

Одним из способов экономии цемента и увеличения объема выпуска бетона из 1 т клинкера является применение тонкомолотых многокомпонентных цементных вяжущих (ТМЦВ) с использованием различных видов минеральных наполнителей [1].

Как показали выполненные ранее исследования [2], введение ТМЦВ в тяжелые бетоны классов В15...В30 в сочетании с добавками суперпластификаторов и эффективных пластификаторов позволяет при использовании различных минеральных наполнителей (песка, гранулированного шлака, зол ТЭС) самостоятельно или в сочетании друг с другом снизить расход цементного клинкера на 15...65 %. При этом наибольший эффект (50...65 %) достигается при исполь-

зовании гранулированного шлака, наименьший (15...40 %) — песка. Замена половины шлака песком в среднем на 8 % уменьшает экономию цемента от применения ТМЦВ в бетонах.

В связи с особенностями физико-химических процессов твердения ТМЦВ, обусловленных высокой дисперсностью его компонентов, важное значение имеет вопрос долговечности бетонов на основе тонкомолотого вяжущего, по которому до настоящего времени нет единого мнения. Так, в работах [3, 4] показано, что тонкое измельчение цементов, вызывающее ускоренную и практически полную гидратацию в ранние сроки, приводит к снижению прочности и стойкости бетонов на его основе. По данным [5], высокая дисперсность состав-

ляющих ТМЦВ не оказывает негативного влияния на морозостойкость бетонов.

Оптимально подобранный зерновой состав тонкомолотого вяжущего, а также некоторые технологические приемы, в частности применение пластифицирующих добавок, благоприятно влияющих на структуру бетона, способствуют повышению его долговечности.

Во ВНИИЖелезобетоне изучали стойкость бетонов, приготовленных на основе ТМЦВ-50 с удельной поверхностью 4600...4900 см²/г. Вяжущее было получено совместным помолом в шаровой мельнице Жигулевского цемента ПЦ 400 — Д20-Б, Люберецкого кварцевого песка и Ново-Тульского гранулированного шлака в соотношении 1:1.

Бетонные смеси разных марок по удобоукладываемости (P_1 и P_2) готовили на песке Тучковского месторождения и гранитном щебне месторождения Питкярант. В качестве пластифицирующей добавки использовали 1,2 % С-3 от массы цементной составляющей вяжущего.

Состав бетона	Вид вяжущего	Расход, кг/м ³		Ц/В (В/В)	О. К., см	Прочность на сжатие, МПа		
		вяжущего	воды			$R_{пр}^1$	$R_{пр}^{28}$	$R_{пр}^{28}$ т.
1	ПЦ	358	194	1,85	3,5	23,1	33,6	32,0
2	ТМЦВ-50	359	153	2,35	3,5	22,6	33,9	29,0
3	ТМЦВ-50	458	161	2,84	4,0	30,5	35,3	35,2
4	ТМЦВ-50	356	168	2,12	12,0	18,4	24,1	25,9

Экспериментально установлено, что применение ТМЦВ-50 на шлаке с песком в сочетании с С-3 позволяет получить экономию 43...55 % цемента в бетонах классов В15...В30 в зависимости от подвижности бетонной смеси, класса бетона и условий твердения.

При оценке долговечности бетонов на ТМЦВ исследовали морозостойкость, прочностные и деформативные показатели при длительном хранении в различных условиях, а также стойкость при попеременном увлажнении и высушивании. В опытах исследовали бетоны четырех составов (табл. 1).

Исследование поровой структуры показало, что использование тонкомолотого вяжущего совместно с С-3 позволило улучшить структурные характеристики бетонов. Водопоглощение и открытая пористость таких бетонов в среднем на 33 % ниже, чем бетона на исходном цементе, что должно способствовать повышению их стойкости при циклических испытаниях.

Морозостойкость бетонов проверяли по первому и второму методам ГОСТ 10060. Испытания показали идентичность результатов для бетонов, испытанных разными методами; при этом бетоны классов В15...В20 на ТМЦВ-50 с добавкой С-3 из бетонных смесей разных марок по удобоукладываемости выдержали 150 циклов замораживания и оттаивания без снижения прочности так же, как и бетоны на исходном цементе при одинаковых расходах. Бетон класса В30 на ТМЦВ с суперпластификатором выдержал 300 циклов, при этом, хотя и отмечалось некоторое снижение прочности относительно предыдущего срока испытаний (200 циклов), коэффициент морозостойкости по отношению к контрольным образцам составлял 0,96...1.

Стойкость бетонов оценивали испытанием при длительном хранении в нормальных и воздушно-сухих условиях, а также при циклических воздействиях (попеременное увлажнение и высушивание).

На рисунке представлены данные по изменению во времени прочности бетона при различных условиях хранения. При твердении в нормальных условиях для всех видов бетона на ТМЦВ-50, как и для бетона на исходном цементе, отмечалась стабилизация прочности к 180...360 сут. При этом интенсивность ее набора для бетонов на ТМЦВ выше, чем для бетона на

цементе (46...67 % вместо 26 %).

Для пропаренных бетонов на ТМЦВ условия последующего хранения до 1 г. (в камере нормального твердения и в воздушно-сухих условиях) практически не отразились на росте прочности, тогда как для бетонов на цементе в воздушно-сухих условиях он был медленнее. Характерно, что при близких расходах вяжущего при прочих равных условиях абсолютные значения прочности бетона на ТМЦВ были равны либо на 15 % превышали таковые для бетона на исходном цементе (в воздушно-сухих условиях), причем бетоны на ТМЦВ характеризовались более интенсивным набором прочности.

Таблица 2

Состав бетона	Прочность бетона в водонасыщенном состоянии, МПа, испытанного		
	в возрасте 28 сут	после многократного увлажнения и высушивания (циклы)	
		50	100
1	33,0/2,6	42,1/2,0	27,8/1,5
2	30,0/2,6	49,3/3,4	47,8/2,3
3	40,2/2,7	58,3/3,9	43,4/2,5
4	27,0/1,9	44,9/1,95	28,5/2,2

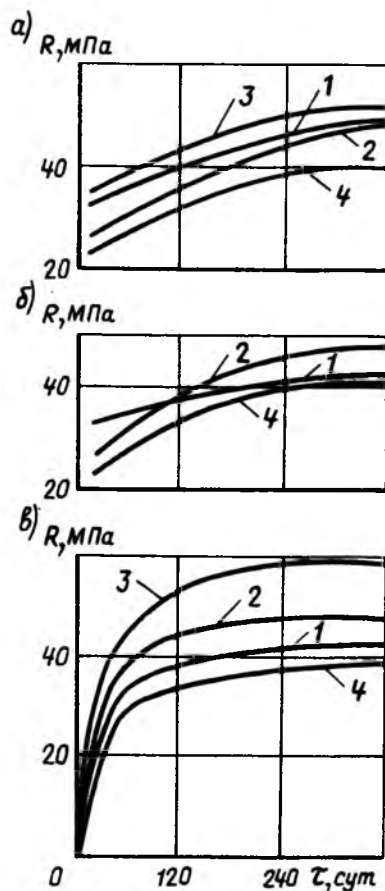
Примечание. Перед чертой — прочность на сжатие, после черты — на раскалывание.

При циклических испытаниях определяли воздействие этого фактора на прочность пропаренного бетона на сжатие и раскалывание (табл. 2). Испытания проводили после начального твердения в течение 28 сут по методике, обеспечивающей практически полное высушивание при заданной температуре (40 ч в сушильном шкафу при $65 \pm 2^\circ \text{C}$) и полное водонасыщение (в ваннах в течение 8 ч). Сопоставление прочности после циклических операций проводили в водонасыщенном состоянии. После 50 циклов увлажнения и высушивания прочность на сжатие и раскалывание в бетонах на ТМЦВ-50 с добавкой С-3 возрастала, особенно на сжатие (на 45...66 %), тогда как в бетоне на исходном цементе прирост прочности на сжатие составлял лишь 28 %, а прочность на раскалывание снизилась на 20 %.

Многократное увлажнение и высушивание в течение 1 г. (100 циклов) привело к снижению прочности бетонов на сжатие и раскалывание как на основе ТМЦВ, так и цемента. Причем падение прочности для бетонов на исходном цементе было более интенсивным: на 16 % для сжатия и 42 % для раскалывания по сравнению с прочностью в возрасте 28 сут.

Для бетонов на ТМЦВ прочностные показатели после 100 циклов, в основном понизились, но находились на уровне первоначальных.

Исследовали также прочность и деформативность пропаренных бетонов на ТМЦВ с пластификато-



Изменение во времени прочности бетонов на ТМЦВ-50 при различных условиях хранения

а — пропаренные в камере нормального твердения; б — то же в воздушно-сухих условиях; в — нормального твердения в камере. Цифры на кривых соответствуют составам бетонов по табл. 1

Таблица 3

Состав бетона	Прочность на сжатие R_c , МПа	Призменная прочность R_{pr} , МПа	$K_{пр} = \frac{R_c}{R_{pr}}$	Прочность на растяжение, МПа	Начальный модуль упругости E , 10^{-3} , МПа	Коэффициент Пуассона, ν	Коэффициент пластичности λ_p
1	34,8	24,7	0,71	3,96/2,35	27,3	0,165	0,497
1	46,6	39,0	0,84	4,29/3,42	32,9	0,180	0,435
	36,4	32,6	0,90	3,78/2,49	26,6	0,179	0,395
2	32,6	25,8	0,79	4,09/2,27	30,5	0,178	0,530
2	40,7	36,3	0,89	4,29/3,48	36,1	0,182	0,420
	48,0	40,1	0,84	3,68/3,50	31,8	0,153	0,293
3	38,2	29,8	0,78	4,14/3,12	33,0	0,248	0,456
3	52,6	38,3	0,73	4,35/3,47	33,0	0,170	0,304
	61,8	39,6	0,64	4,80/3,82	30,9	0,183	0,234
4	28,4	21,5	0,76	3,03/2,15	27,7	0,180	0,529
4	37,1	29,7	0,80	3,80/3,18	31,6	0,181	0,409
	39,2	32,7	0,83	3,91/3,12	26,5	0,154	0,305

Примечания: 1. Над чертой — хранение бетона после ТВО 6 мес в нормальных условиях, под чертой — 6 мес увлажнения — высушивания. В остальных случаях — 28 сут хранения в нормальных условиях. 2. Перед чертой — при изгибе, после черты — при раскалывании.

ром в сопоставлении с цементными бетонами при длительном хранении (6 мес) в нормальных условиях и при попеременном увлажнении и высушивании. Данные табл. 3 показывают, что независимо от условий хранения кубиковая и призменная прочность бетонов на ТМЦВ возрастала. При этом прирост прочности бетона с использованием ТМЦВ и С-3 после многократного увлажнения и высушивания был больше, чем при твердении в нормальных условиях. Для бетонов на исходном цементе наблюдалась обратная картина.

Для бетона класса В30 на ТМЦВ коэффициент призменной прочности при циклических испытаниях снижался и составлял 0,64, во всех остальных сериях — 0,73...0,9.

Хранение образцов на протяжении 6 мес в переменных условиях обусловило снижение до 10 % прочности на растяжение при изгибе бетона из малоподвижных бетонных смесей на ТМЦВ и исходном цементе при их низких расходах, в остальных случаях она увеличилась на 30 %. Прочность на растяжение при раскалывании во всех случаях повышалась. Особенно это заметно для бетонов на ТМЦВ.

Условия длительного хранения бетонов в большей степени отразились на их деформативных характеристиках. При хранении в нормальных условиях начальный модуль упругости возрастал на 10...20 %, а при попеременном увлажнении-высушивании практически не менялся. Несмотря на незначительное снижение при циклических испытаниях начальный модуль упругости бетонов на ТМЦВ-50 с добавкой

С-3 был выше или равен нормируемым СНиП 2.03.01—84 значениям для бетонов данного класса по прочности на сжатие.

При использовании ТМЦВ в бетонах класса В22,5 коэффициент Пуассона снижался до 14 % при циклических воздействиях, а в нормальных условиях практически не изменялся. В бетонах на ТМЦВ класса В30 этот показатель снижался при всех условиях хранения.

Установлено, что длительное хранение бетонов снизило коэффициент их пластичности как на исходном цементе, так и на ТМЦВ. В последнем случае это особенно

заметно для бетонов, твердевших в условиях периодического увлажнения-высушивания.

Таким образом, проведенные исследования показали, что использование тонкомолотого цементного вяжущего с заменой 50 % клинкерной составляющей шлаком с песком в соотношении 1:1 позволяет в сочетании с добавкой суперпластификатора получить бетоны классов В15...В30, по стойкости и долговечности в различных условиях не уступающие и даже превышающие аналогичные показатели для бетонов на исходном портландцементе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. М а л и н и н А. Л. Проблемы производства и применения тонкомолотых многокомпонентных цементов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 3—5.
2. Т а р а с о в а В. Н., Д о в ж и к В. Г. Эффективность применения тонкомолотых цементов с различными микронаполнителями и пластифицирующими добавками // Экономика цемента и повышение качества бетона в производстве сборного железобетона. — М.: МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского, 1990. — С. 65—70.
3. В о л ж е н с к и й А. В. Влияние дисперсности портландцемента и В/Ц на долговечность камня и бетонов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 10. — С. 16—17.
4. Б а б к о в В. В., П о л а к А. Ф., К о м о х о в П. Г. Аспекты долговечности цементного камня // Цемент. — 1988. — № 3. — С. 14.
5. Влияние минералогического состава клинкера и вещественного состава цементов на строительно-технические свойства и эффективность ТМЦ / Г. А. Шубин, З. Б. Энтин, Л. С. Нефедова и др. // Тез. докладов на VIII Всесоюз. науч.-техн. совещании по химии и технологии цемента — М., 1991. — С. 221—225.

Предлагаемые НИИЖБом

«РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИЗМЕНЕНИЕ КЛИМАТИЧЕСКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ И ВЛАЖНОСТИ»

позволяют вести расчет конструкций на совместное воздействие окружающей среды и нагрузки. Такие расчеты особенно необходимы для конструкций, эксплуатируемых в климатических условиях Юга, Севера и вечномерзлых грунтов.

Гарантийные письма на приобретение Рекомендаций (80 стр. текста с примерами расчета) следует направлять по адресу:

109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ, ОНТИ.
ДОГОВОРНАЯ ЦЕНА РЕКОМЕНДАЦИЙ 500 р.

А. Г. ШЛАЕН, канд. техн. наук, А. Г. ПАРКЕВИЧ, инж. (Крымский филиал УкрНИИГиМ); С. Н. АЛЕКСЕЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Особенности коррозионного воздействия глинистых грунтов на стальную арматуру железобетонных труб

В настоящее время в нашей стране сооружено более 30 тыс. км напорных железобетонных водоводов систем водоснабжения и орошения общей стоимостью около 2 млрд. р. Нормативный срок эксплуатации составляет 50 лет. Однако через 2...7 лет появляются разрушения труб, а на отдельных системах через 5...12 лет выходят из строя целые водоводы. Результаты натурных обследований [1] установлено, что причиной раннего разрушения труб является коррозия стальной арматуры, хотя в большинстве случаев трубы укладывали в грунты, которые относятся к неагрессивным согласно СНиП 2.03.11—85.

Анализ результатов натурных обследований показал, что главная причина раннего разрушения труб заключается в несоответствии норм агрессивности фактическому воздействию среды на железобетонную трубу [1]. Оценка степени коррозионного воздействия среды по отношению к стали в бетоне, положенная в основу норм, принята на основании результатов электрохимических исследований воздействия хлор-иона на сталь, помещенную в водный раствор с $pH=12,5$ [2]. На основании этих исследований за агрессивную приняли концентрацию хлор-иона во внешней среде ≥ 500 мг/л. В соответствии с этим СНиП отнес к неагрессивной для виброгидропрессованных труб грунтовую среду, содержание хлор-иона в водной вытяжке из которой или в грунтовой воде ≤ 500 мг/л. В источнике [3] показано, что на трубу в грунтовой среде воздействует электролит порового раствора грунта, концентрация хлор-иона в котором во много раз выше, чем в водной вытяжке из грунта или грунтовой воде, что, безусловно, должно отра-

зиться на коррозионной активности среды.

Известно, что коррозия стали в железобетоне возникает только при проникании в него хлор-иона и накопления его у поверхности арматуры до критической концентрации [4]. Контролирующей стадией этого процесса являются диффузия хлор-иона в бетон и накопление его у поверхности арматуры. Крымский филиал УкрНИИГиМ совместно с НИИЖБом исследовали диффузию хлор-иона в бетоне различной плотности из водного раствора электролита и тяжелого лессовидного суглинка разной влажности. Плотность бетона определяли по показателю водонасыщения W_6 . Для экспериментов использовали вибрированные образцы-балочки размером $4 \times 4 \times 16$ см из цементно-песчаного раствора при $V/C=0,4; 0,5$ и $0,6$ с показателем водонасыщения $7 \pm 0,5; 8,5 \pm 0,5$ и $10 \pm 0,5$ %. Образцы изготавливали на низкоалюминатном цементе марки 500 Амвросиевского завода согласно ТУ 21-10-26-83. В качестве песка применяли отсев дробления гранитного щебня. Образцы твердели 28 сут в нормальных условиях, после чего их насыщали водой в течение 4 сут. Исследования диффузии хлор-иона осуществляли на водонасыщенных образцах.

Концентрация хлор-иона в водном растворе принята равной 0,5; 2,5; 5; 12,5 и 25 г/л. Содержание хлор-иона в суглинке варьировали с 0,05 до 0,45 % массы сухого грунта со средним содержанием 0,25 %, что соответствовало 500 мг/л по водной вытяжке из грунта. Влажность грунта изменялась с 18 до 30 %. Нижний предел влажности приняли на 2 % выше максимальной молекулярной

влагоемкости грунта W_m . При влажности $\leq W_m$ диффузия хлор-иона в бетон практически отсутствовала [3]. Верхний предел влажности соответствовал степени водонасыщения грунта 98 %.

Лабораторная модель обеспечила соблюдение условий линейной диффузии хлор-иона из среды в бетон. Влажность грунта сохранялась постоянной в течение всего опыта. Продолжительность эксперимента 360 сут. Для описания процесса диффузии хлор-иона в бетоне применяют решение второго закона Фика

$$C(x, \tau) = C_n \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_6\tau}} \right)$$

при соблюдении граничных условий

$$C(0, \tau) = C_n = \text{const} \text{ и } C(x, 0) = C_0,$$

где $C(x, \tau)$, C_n — концентрация хлор-иона в бетоне на глубине x для времени τ и на поверхности бетона; D_6 — эффективный коэффициент диффузии хлор-иона в бетоне; τ — продолжительность опыта.

В каждой концентрации хлор-иона в растворе или содержании его в грунте и соответствующей влажности грунта испытывали серию образцов-близнецов, отобранных по показателю водонасыщения. Образцы распиливали на слои толщиной 5...6 мм с шириной пропила 3 мм. Содержание хлор-иона в бетоне определяли водной вытяжкой 1:5. Концентрация хлор-иона в поровом растворе бетона $C_6 = 1000 P/W_6$ (P — содержание хлор-иона в бетоне, % массы сухого бетона; W_6 — весовая влажность, %).

Эффективный коэффициент диффузии хлор-иона в бетоне D_6 устанавливали с использованием нормальной вероятностной бумаги согласно ГОСТ 11.008 с графи-

ческим выравниванием результатов [5]. В водном растворе электролита D_6 определяется плотностью бетона W_6 и не зависит от концентрации хлор-иона в растворе.

Грунтовая среда существенно изменила параметры диффузии. В этих условиях D_6 является функцией двух переменных — плотности бетона W_6 и влажности грунта W_r . Результаты нахождения D_6 в разных средах приведены на рис. 1.

Грунтовая среда привела к значительному снижению D_6 , так при одинаковой плотности бетона ($W_6=7\%$) при $W_r=18\%$ D_6 уменьшался по сравнению с опытами в водном растворе электролита в 6,4 раза, а при $W_r=30\%$ — в 1,8 раза. Следовательно, грунтовая среда приводит к снижению скорости диффузии хлор-иона в бетон по сравнению с водным раствором электролита. Даже при влажности 30%, соответствующей водонасыщенному грунту, т. е. нахождению бетона ниже уровня грунтовых вод, D_6 в 1,8 раза ниже, чем в водном растворе электролита.

Из приведенной зависимости видно, что концентрация хлор-иона в бетоне не может превышать C_n . В большинстве проводившихся ранее исследований за C_n принимали содержание хлор-иона во внешней среде (растворе электролита) [4]. Однако, как показали исследования авторов, концентрация хлор-иона в бетоне значительно превышает его концентрацию во внешней среде. Аналогичные данные получены в ходе экспериментов других авторов [4, 5]. Это объясняется тем, что при диффузии иона из одной среды в другую, когда они существенно отличаются свойствами, на границе раздела сред возникает скачок концентрации иона и устанавливается некоторая концентрация отличная от концентрации во внешней среде (одна из фаз) равная C_n [6]. Бетон — капиллярно-пористое тело с огромной удельной поверхностью порового пространства с рН порового раствора $\geq 12,5$ является активной средой по отношению к отрицательному иону (Cl^- , SO_4^{2-}), этим и вызвано возникновение скачка концентрации на поверхности раздела фаз. Учитывая, что экспериментально невозможно измерить C_n , попытались определить его значение пользуясь приведенным уравнением и экспериментальными данными накопления

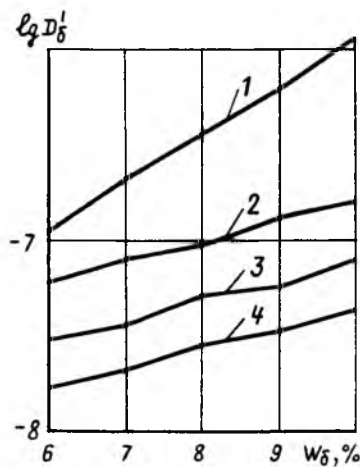


Рис. 1. Зависимость эффективных коэффициентов диффузии хлор-иона в бетоне от вида среды и плотности бетона
1 — в среде водного раствора электролита; 2 — в тяжелом суглинке с влажностью 30; 3 — то же 24; 4 — то же 18 %

хлор-иона в слоях бетона. В результате установлено, что для водного раствора электролита C_n зависит от плотности бетона и концентрации внешнего раствора, а для грунтовых условий — от содержания хлор-иона в грунте, влажности грунта и плотности бетона (рис. 2).

Таким образом, грунтовая среда существенно снижает как скорость проникновения хлор-иона в бетон, так и предельное значение его накопления в бетоне по сравнению с водным раствором электролита, т. е. при равной концентрации хлор-иона в водном растворе и поровом

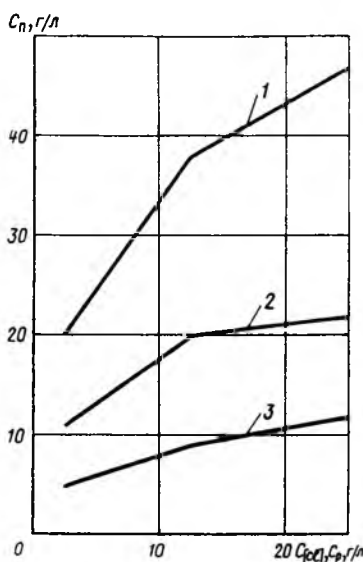


Рис. 2. Изменение концентрации хлор-иона на поверхности бетона в зависимости от вида среды для бетона с $W_6=7\%$
1 — в водном растворе электролита; 2 — в тяжелом суглинке с влажностью 30; 3 — то же 18 %

растворе грунта грунтовая среда менее агрессивна по отношению к стали в бетоне.

Проведенные исследования показали влияние грунта на параметры диффузии хлор-иона в бетоне. Они свидетельствуют о том, что оценить агрессивность среды на подводную или подземную железобетонную конструкцию можно только изучив все параметры диффузии хлор-иона в бетоне (D_6 и C_n). Оценка коррозионной активности среды по одному значению содержания хлор-иона во внешней среде недопустима независимо от способа выражения содержания хлор-иона в среде (концентрация в растворе, водной вытяжке, сухом грунте или поровом растворе грунта).

Изменение D_6 и C_n в грунтовой среде зависит от грунта (песок, суглинки и глина).

СНиП 2.03.11—85 следует дополнить данными об определении коррозионной активности сред по отношению к арматуре в бетоне.

Получены эмпирические зависимости изменения D_6 и C_n в водных растворах и суглинке, позволяющие оценить параметры диффузии хлор-иона в различных по плотности бетонах, приведенные в виде номограмм. За справками обращаться в Крымский филиал УкрНИИГиМ: 333022 г. Симферополь, ул. Кечкеметская, д. 198.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Муравский В. Ф., Шлаен А. Г., Домрачев А. С. Причины раннего разрушения виброгидропрессованных труб в водоводах оросительных систем // Гидротехника и мелиорация. — 1989. — № 11. — С. 28—30.
2. Стрижевский И. В., Рейзин Б. А., Иоффе Э. И. Коррозия и защита арматуры железобетонных трубопроводов. — М.: Стройиздат, 1972. — 96 с.
3. Шлаен А. Г. Определение агрессивной активности грунтов по отношению к арматуре в бетоне // Гидротехника и мелиорация. — 1986. — № 11. — С. 28—30.
4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. Я. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.
5. Kimitaka Uti, Iasunori Matsuoka and Tsugoshi Maruya Formulation of an Equation for Surface Chloride Content of Concrete Due to Permeation of Chloride // Third International Symposium on Corrosion of Reinforce — ment in Concrete Construction. — London, 1990. — P. 258—267.
6. Хауффе К. Реакции в твердых телах и на их поверхности. — М.: Изд-во инстр. лит., 1961. — 441 с.

УДК 691.327.32:666.97

С. Д. СЕМЕНЮК, канд. техн. наук, Р. П. СЕМЕНЮК, инж. (Могилевский машиностроительный ин-т)

Отработанные пески формовочных смесей — мелкий заполнитель бетонов

В качестве мелкого заполнителя бетонов, как правило, используют природный кварцевый песок. Однако многие районы нашей страны испытывают острый дефицит природных песков отвечающих действующим стандартам, поэтому строители вынуждены использовать мелкие пески с $M_k=1,2...1,5$. Это неизбежно ведет к перерасходу цемента и снижению качества железобетонных конструкций.

Так, заводы Могилевской области уже сегодня испытывают серьезные затруднения с мелким заполнителем бетонов. Этот дефицит можно ликвидировать, используя в качестве мелкого заполнителя пески отработанных формовочных смесей литейно-металлургических производств. Промышленные предприятия Могилева, имеющие литейные производства, еже-

годно вывозят в отвалы около 80 тыс. м³ отработанных формовочных смесей. В составе этих смесей содержится 88...96 % SiO₂. Подробный химический состав отработанных песков приведен в табл. 1.

Кроме химического, анализировали также зерновой состав и модуль крупности отработанных песков формовочных смесей. Среднее значение M_k по обследованным предприятиям составило 1,85...1,92, что вполне приемлемо для приготовления бетонных смесей.

Для определения возможности использования отработанных формовочных смесей в соответствии с ГОСТ 27006 проводили экспериментально-теоретический подбор составов бетона классов В10...В22,5, в которых в качестве мелкого заполнителя применяли пески

отработанных формовочных смесей. Крупным заполнителем служил гранитный щебень соответствующих фракций.

Было заформовано 12 серий образцов-кубов с ребром 10 см. Каждая серия включала не менее 90 кубов и контролировалась необходимым числом образцов, в которых в качестве мелкого заполнителя использовали природный кварцевый песок. Составы исследуемых бетонных смесей и их основные характеристики представлены в табл. 2.

Испытывали образцы естественного твердения и подвергнутые термовлажностной обработке на прессе П-125 в возрасте 3, 7, 14, 21, 28, 60, 90, 180, 360 сут. В результате испытаний установлено, что в условиях естественного твердения прочность и ее рост не ниже прочности бетонов базового варианта, начиная с раннего возраста и до 360 сут. При этом зависимость роста прочности бетона описывается выражением

$$R_t = R_{28} \frac{t}{5,6 + 0,8t} \quad (1)$$

где t — время, сут.

Для бетонов, подвергнутых термовлажностной обработке, наблюдается повышение прочности до 30 % в ранние сроки и до 5...10 % в более поздние сроки твердения по сравнению с бетонами базового варианта. Зависимость роста прочности бетонов исследуемых классов после термовлажностной обработки определяется

$$R_t = R_{28} 0,65t^{0,13} \quad (2)$$

Предлагаемые бетоны имеют повышенную на 20...30 % морозостойкость по отношению к нормируемому значению. Проведенный по ГОСТ 18105 статистический

Таблица 1

Предприятие	Массовая доля компонентов, %						
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Прочее
ПО Стромавтолиния	96,00	0,44	0,38	следы	0,45	0,20	2,53
Лифтостроительный завод	88,26	3,35	3,25	1,04	2,71	0,20	1,19
Автомобильный завод	88,00	5,38	4,12	0,35	следы	0,26	1,89

Таблица 2

Варианты смесей	Компоненты, мас. %			Содержание добавки, %			Активность цемента, МПа	Прочность на сжатие, МПа
	цемент	щебень	песок	С-3	УПБ	Вода		
Базовые	14,66	48,59	30,47	0,06	—	6,22	18,84	24,69/14,62
	10,63	48,33	35,00	—	0,02	6,02	19,82	18,51/15,24
	8,70	48,03	37,10	—	0,02	6,15	18,84	18,87/9,31
Предлагаемые	14,66	48,59	30,47	0,06	—	6,22	18,84	24,85/23,93
	14,46	47,93	30,04	0,06	—	7,51	21,78	36,37/—
	10,68	48,58	35,17	—	0,02	5,55	19,82	20,21/16,71
	8,72	48,10	37,22	—	0,02	5,84	18,84	17,41/13,49
	10,93	46,88	35,06	0,04	—	7,09	26,00	24,19/22,37
	10,94	46,96	35,12	0,04	—	6,94	18,67	18,62/—

Примечание. Перед чертой — на 28 сут естественного твердения, после черты — на 2 сут после термовлажностной обработки.

контроль прочности предлагаемых бетонов подтвердил возможность использования отработанных формовочных смесей при производстве бетонных изделий.

Для определения возможности использования предлагаемых бетонов в железобетонных конструкциях на Могилевском заводе сборного железобетона № 7 в условиях массового производства были изготовлены и испытаны по

ГОСТ 8829 семь преднапряженных плит с круглыми пустотами серии Б1.141.1—1. Все компоненты бетонной смеси были приняты по базовому варианту, за исключением мелкого заполнителя. В качестве последнего использовали пески отработанных формовочных смесей. Плиты изготовляли под проектные нагрузки 8...10 кПа.

Испытание плит, изготовленных в промышленных условиях, пока-

зало их соответствие требованиям ГОСТ 8829 по прочности, жесткости и трещиностойкости. Так, коэффициент запаса прочности составляет 1,4...1,67. Это подтверждает возможность и целесообразность использования в бетонных и железобетонных конструкциях песков отработанных формовочных смесей литейно-металлургических производств в качестве мелкого заполнителя.

Библиография

УДК 728.1.011.28

Новая книга

А. А. Афанасьев. Возведение зданий и сооружений из монолитного бетона.— М.: Стройиздат, 1990.— 378 с.

Проблема совершенствования и интенсификации работ по возведению из монолитного железобетона различных зданий и сооружений в последние годы еще более обострилась, поскольку объемы таких работ намного возросли. Их трудоемкость и сложность на практике по-прежнему остаются большими.

В этом отношении выход в свет книги проф. А. А. Афанасьева явился очень своевременным. Книга состоит из восьми глав. В первой рассмотрены пути интенсификации технологии возведения монолитных конструкций зданий и сооружений, в том числе повышение технологичности монолитных конструкций, индустриализация опалубочных и арматурных работ, повышение эффективности бетонных работ. Вторая глава посвящена интенсификации приготовления и транспортирования бетонных смесей. Здесь даны характеристики современных бетонов и бетонных смесей, их технологические свойства, а также методы их регулирования. Рассмотрены внепостоечный транспорт, режимы движения и качество бетонных смесей, объектные средства вертикального и горизонтального транспортирования смесей, в том числе средства непрерывной

подачи и распределения их бетононасосами и пневмонагнетателями. Даны рекомендации по правильному выбору комплекта машин для транспортирования, подачи и укладки бетонной смеси на объекте строительства. В третьей главе рассмотрены арматурные работы, включая их индустриализацию и интенсификацию, а в четвертой — интенсификация работ по укладке и уплотнению бетонных смесей. Здесь представлены методы бетонирования конструкций, уплотнения бетонной смеси вибровоздействием, а также эффективность поверхностного уплотнения. Указаны также особенности укладки и уплотнения подвижных и литых бетонных смесей.

Пятая глава посвящена индустриализации опалубочных работ. В ней рассмотрены современные опалубки и опалубочные системы, в том числе: разборно-переставная, мелко- и крупнощитовая, блочная, объемно-переставная тоннельная, скользящая, пневматическая и несъемная опалубки. Даны краткие сведения об изготовлении несъемной опалубки, показано взаимодействие бетонной смеси с элементами опалубки.

Основными главами книги явля-

ются шестая и седьмая, в которых излагается технология возведения как отдельных монолитных конструкций, так и зданий и сооружений в целом. В частности, в них приведены методы устройства монолитных фундаментов (в том числе и свайных), монолитных стен, колонн, балок и перекрытий, бетонирования подготовок и покрытий под полы, дорог и площадок. Применительно к зданиям и сооружениям рассмотрены методы их возведения при полностью монолитной и сборно-монолитной конструкции, возведения в скользящей, блочно-щитовой, крупнощитовой и несъемной опалубках. Отдельно рассмотрена технико-экономическая эффективность монолитного и сборно-монолитного возведения сооружений в пневматической опалубке.

В восьмой главе даны рекомендации по интенсификации бетонных работ при отрицательных температурах, в том числе с применением методов термоса, электропрогрева смеси в конструкциях, выдерживания в термоактивной опалубке, обогрева с применением инвентарных термоактивных гибких покрытий, обогрева инфракрасными лучами. Рассмотрено термонапря-

женное состояние конструкций при зимнем бетонировании.

Таким образом, в новой работе проф. А. А. Афанасьева, много лет специализирующегося в области совершенствования и интенсификации бетонных работ, отражены практически все вопросы, возникающие в процессе возведения различных зданий и сооружений из монолитного железобетона. Книга написана на достаточно высоком научном и производственно-техническом уровне, хорошо иллюстрирована, а также дополнена необходимыми таблицами.

Вместе с тем по книге можно высказать несколько замечаний,

которые желательно учесть при переиздании. На наш взгляд, в монографии следовало бы отразить особенности технологии возведения монолитных зданий и сооружений из легких бетонов, а также основы технологии монолитного ячеистого бетона.

Качество монолитного железобетона, как известно, во многом зависит от уровня организации контроля за выполнением работ на строительной площадке, требований нормативных документов, качества используемых материалов и др. В этой связи полезно дать в книге отдельный раздел по организации контроля свойств материалов, бетонной

смеси и затвердевшего бетона, а также контроля качества выполненных работ при возведении монолитных зданий и сооружений.

Несмотря на это, изданную монографию в целом можно оценить положительно. Книга, на наш взгляд, будет полезна как для научных, инженерно-технических работников, так и для производственников, работающих в области монолитного домостроения. Приведенные в ней данные могут использоваться и студенты инженерно-строительных вузов и факультетов.

Б. Ф. БЕЛЕЦКИЙ, А. И. ПАНЧЕНКО,
кандидаты техн. наук (РИСИ)

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 691.327:666.94/95

Бетоны на малоклинкерном и бесклинкерном цементах / А. В. Волженский, Ю. Д. Чистов, Т. А. Карпова и др. // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 2—4

Приведены результаты исследования прочностных и деформативных свойств песчаного бетона на новых цементах при твердении в воде и в условиях ТВО по двухступенчатому режиму. Показана экономическая эффективность использования малоклинкерного и бесклинкерного цемента.— Ил. 1, табл. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:539.4

Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Кривобородов Ю. Р. Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 4—7

Приведены результаты исследования структуры и прочности цементного камня, прочности и проницаемости бетона с добавками микрокремнезема и С-3. Установлена связь между особенностями структуры цементного камня и свойствами бетона с данными добавками.— Ил. 3, табл. 4.— Библиогр.: 7 назв.

УДК 625.888

Автоматизированная технологическая линия по производству бортового камня / В. Н. Кузин, А. И. Шклярова, Л. И. Эпштейн и др. // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 9—11

Авторы знакомят с автоматизированной линией по производству бортовых камней новым методом формования. Дается детальное описание работы линии и результаты исследований физико-механических свойств изделий.— Ил. 4.

УДК 624.012.45

Галустов К. З., Павлов А. Б. Наплавной способ строительства железобетонных конструкций для объектов атомной энергетики // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 12—14

Изложена концепция строительства энергетических объектов наплавным способом с применением понтонов из железобетона. На примере главного корпуса малой АЭС рассмотрены варианты конструкций блок-модулей для различных климатических районов.— Ил. 5.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.073.72.04

Карабанов Б. В. Нелинейный расчет монолитных железобетонных перекрытий на локальные нагрузки // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 17—18

Предложена инженерная методика расчета на локальные нагрузки в неупругой стадии работы железобетона. Приведены сведения, каким образом с изменением уровня нагружения изменяются жесткостные параметры при изгибе и кручении, от которых зависит решение задачи. Погрешность расчета не превосходит 15%. Методика проиллюстрирована примером.— Ил. 1.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.4

Болдышев А. М., Плевков В. С. Оценка прочности нормальных сечений преднапряженных железобетонных элементов // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 19—20

Приведена обобщенная область относительной прочности нормальных сечений преднапряженных железобетонных элементов, для которой сопоставлены характерные точки с результатами расчета по СНиП 2.03.01—84. Предложенная методика расчета позволяет существенно упростить прямое и обратное проектирование преднапряженных элементов на действие нескольких сочетаний усилий, достигающих при этом минимального армирования.— Ил. 3.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.003:658.011.8

Большаков Н. М. Прогнозирование экономических показателей на предприятии в условиях перехода к рынку // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 21—23

Изложено теоретическое обоснование и дан практический пример прогнозирования экономических процессов хозяйственной деятельности предприятия строительной индустрии.— Табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

Нограмма для уточнения А

УДК 691.327:620.191.1

Довжик В. Г., Тарасова В. Н. Стойкость бетонов на основе тонкокомолотых многокомпонентных вяжущих // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 24—26

Исследованы морозостойкость, прочностные и деформативные показатели при длительном хранении в различных условиях, а также стойкость при попеременном увлажнении и высушивании бетонов классов В15...В30 на основе ТМЦВ-50 в сочетании с С-3. Показано, что замена 50% клинкерной составляющей шлаком и песком в соотношении 1:1 в тонкокомолотом цементном вяжущем позволяет получить бетоны по стойкости и долговечности аналогичные бетонам на исходном портландцементе.— Ил. 1, табл. 3.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.87:693.554:620.194

Шлаен А. Г., Паркевич А. Г., [Алексеев С. Н.] Особенности коррозионного воздействия глинистых грунтов на стальную арматуру железобетонных труб // Бетон и железобетон.— 1992.— № 7.— С. 27—28

Описаны результаты исследования диффузии хлор-иона в бетонах различной плотности из водного раствора электролита и глинистого грунта. Показано, что глинистый грунт изменяет параметры диффузионного процесса в бетоне по сравнению с раствором электролита. Предложена новая классификационная характеристика среды — концентрация на поверхности. Установлено, что оценку коррозионной активности грунтов нельзя производить только по содержанию хлор-иона в грунте, а необходимо включать комплекс диффузионных характеристик (коэффициент диффузии и концентрацию на поверхности).— Ил. 2.— Библиогр.: 6 назв.

CONTENTS

Volzhenskiy A. V., Tchistov Yu. D., Karpova T. A., Sviridov V. N., Iskhakova A. A. Concretes on low-clinker and non-clinker cements
Kaprielov S. S., Shejnfeld A. V., Krivoborodov Yu. R. Influence of structure of cement stone with admixtures of micro-silica and superplasticizer on concrete properties
Galustov K. Z., Pavlov A. B. "By layers" method of construction of reinforced concrete structures for units of atomic power engineering
Zalesov A. S., Doropheev V. S., Shekhovtsov I. V. Squinting strength and deformability of slabs
Mailjan D. P. Conditions of the most economical efficiency of columns with precompressed reinforcement
Karabanov B. V. Non-linear calculation of monolithic reinforced concrete ribbed floors on local loads
Boldyshev A. M., Plevkov V. S. Evaluation of strength of normal sections of prestressed reinforced concrete elements
Bolshakov N. M. Prediction of economical indices at enterprise in conditions of passage to market
Ostapenko A. Ph. Universal dependence for diagrams of deformability of concrete, reinforcement and reinforced concrete elements
Ivanov Ph. M. Internal corrosion of concrete
Shlaen G. G., Parkevitch A. G., Alexeev S. N. Peculiarities of corrosion influence of clayey grounds on steel reinforcement of reinforced concrete pipes
Semenuk S. D., Semenuk R. P. Spent sands of moulding mixes — fine aggregate for concretes
Beletskiy B. Ph., Pantchenko A. I. New book

CONTENU

Volzhenskiy A. V., Tchistov Yu. D., Karpova T. A., Sviridov V. N., Iskhakova A. A. Les bétons sur le ciment contenant peu de clinker et sur le ciment sans clinker
Kaprielov S. S., Chejnfeld A. V., Krivoborodov Yu. R. L'influence de structure de la pierre de ciment avec des adjuvants de micro-silice et superplastifiant sur les propriétés du béton
Galoustov K. Z., Pavlov A. B. La méthode "couche par couche" de construction des structures en béton armé pour les ouvrages d'énergétique atomique
Zalossou A. S., Doropheev V. S., Chekhovtsov I. V. La résistance et la déformabilité des dalles sous l'enfoncement
Mailjan D. R. Les conditions de la plus haute efficacité économique des colonnes avec des armatures pré-comprimées
Karabanov B. V. Le calcul non-linéaire des revêtements à nervures en béton armé monolithique sur les charges locaux
Boldychev A. M., Plevkov V. S. L'évaluation de la résistance des sections normales des éléments en béton armé précontraint
Bolchakov N. M. La prédiction des indices économiques à l'entreprise dans les conditions de passage au marché
Ostapenko A. Ph. La dépendance universelle pour les diagrammes de déformation du béton, des armatures et des éléments en béton armé
Ivanov Ph. M. La corrosion interne du béton
Shlaen A. G., Parkevitch A. G., Alexeev S. N. Les particularités de l'action corrosive des sols argileux pour les armatures en acier dans les conduites en béton armé
Semenuk S. D., Semenuk R. P. Les sables utilisés des mélanges de formation — l'agrégat fin pour les bétons
Beletsky B. Ph., Pantchenko A. I. La livre nouvelle

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, В. И. Кормилицын, Р. Л. Маиллян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольт, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Халютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 07.05.92. Подписано в печать 18.06.92. Формат 60×88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,68. Тираж 1394 экз. Заказ 5742. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Долгоруковская ул. (бывш. Каляевская ул.), 23а
 Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате
 Министерства печати и информации Российской Федерации 142300, г. Чехов, Московской обл.
 Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН предлагает для внедрения

ДЕПРЕССОРЫ ВЛАГОИСПАРЕНИЯ ДЛЯ БЕТОНА (ДВИ)

ДВИ изготовляют из технических лигносульфонатов, суперпластификаторов, спецприсадок. Вводятся в бетонную смесь с водой затворения или в цемент при помоле. Расход — 1,5 ÷ 5,5 % от массы цемента. ДВИ эффективно подавляют испарение влаги из свежееуложенного бетона, исключают уход за ним и обеспечивают:

- снижение водопотребности бетонной смеси на 10—20 %
- сокращение режима теплообработки бетона на 30—50 %
- повышение трещиностойкости и коррозионной стойкости изделий
- прочность бетона (28 сут) после воздушно-сухого прогрева (55—80 °С) — 98 ÷ 130 %

ВЯЖУЩИЕ С ДЕПРЕССОРАМИ ВЛАГОИСПАРЕНИЯ (ВДВ)

ВДВ изготовляют помолом вяжущего с депрессором и предназначены для:

- производства железобетонных изделий, твердеющих без ухода за бетоном
- производства цемента-песчаной черепицы и железобетонных труб
- строительства цемента-бетонного покрытия автодорог и аэродромов
- замены пропаривания изделий воздушно-сухим или гелиопрогревом

ВДВ обеспечивают:

- ускорение помола и повышение прочности цемента на 1,5 марки
- снижение влагопотерь бетона в 2—3 раза
- экономию энергоресурсов на теплообработку изделий на 30—100 %
- утилизацию отходов лесохимии — лигносульфонатов.

Заявки следует направлять по адресу:
111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон,
тел. 306-34-11

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

предлагает для внедрения

Пленкообразующие жидкости ВПС изготовляют из побочных продуктов нефтехимии. Не токсичны, экологически безопасны, в 5—15 раз дешевле латексных составов. Вязкость при 20 °С по ВЗ-4 15—30 с. Распыляются на свежееуложенный бетон, образуют за 1—5 ч влагозащитное покрытие. Влагопотери бетона по ASTM C-156 при расходе ВПС 200—300 г/м² — 0,002—0,02 г/см². Допустимые влагопотери бетона по ASTM — менее 0,055 г/см².

ВПС подразделяются на:

- кольматирующие, гидроизолирующие, импрегнирующие
- гелиопоглощающие для гелиотермообработки изделий
- светоотражающие для цемента-бетонных покрытий дорог и аэродромов
- антиэрозийные для укрепления насыпи дорог

ВПС предназначены для:

- замены пропаривания воздушно-сухим, индукционным или геوليوпрогревом
- ухода за бетоном автодорог и аэродромов, облицовок оросительных каналов, при термообработке изделий в термоформах
- повышения коррозионной стойкости и долговечности изделий

ВПС обеспечивают:

- экономию энергоресурсов на термообработку изделий на 30—100 %
- сокращение цикла термообработки в 1,5—2 раза
- повышение прочности бетона на 20—40 %, морозостойкости в 1,5—2 раза
- снижение поверхностного водопоглощения и диффузионной проницаемости бетона по хлорид-иону в 3—6 раз, деформации усадки в 2—3 раза ВПС поставляется в виде концентрата и рабочего раствора.

Заявки следует направлять по адресу:
111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон,
тел. 306-34-11

ВОДОДИСПЕРСНЫЕ ПЛЕНКООБРАЗУЮЩИЕ
СОСТАВЫ (ВПС)

Для индивидуальных подписчиков цена 1 р. (индекс 70050)
Для предприятий и организаций цена 4 р. (индекс 71125)

ISSN 0005—9889 Бетон и железобетон.— 1992—№ 7—1—32