

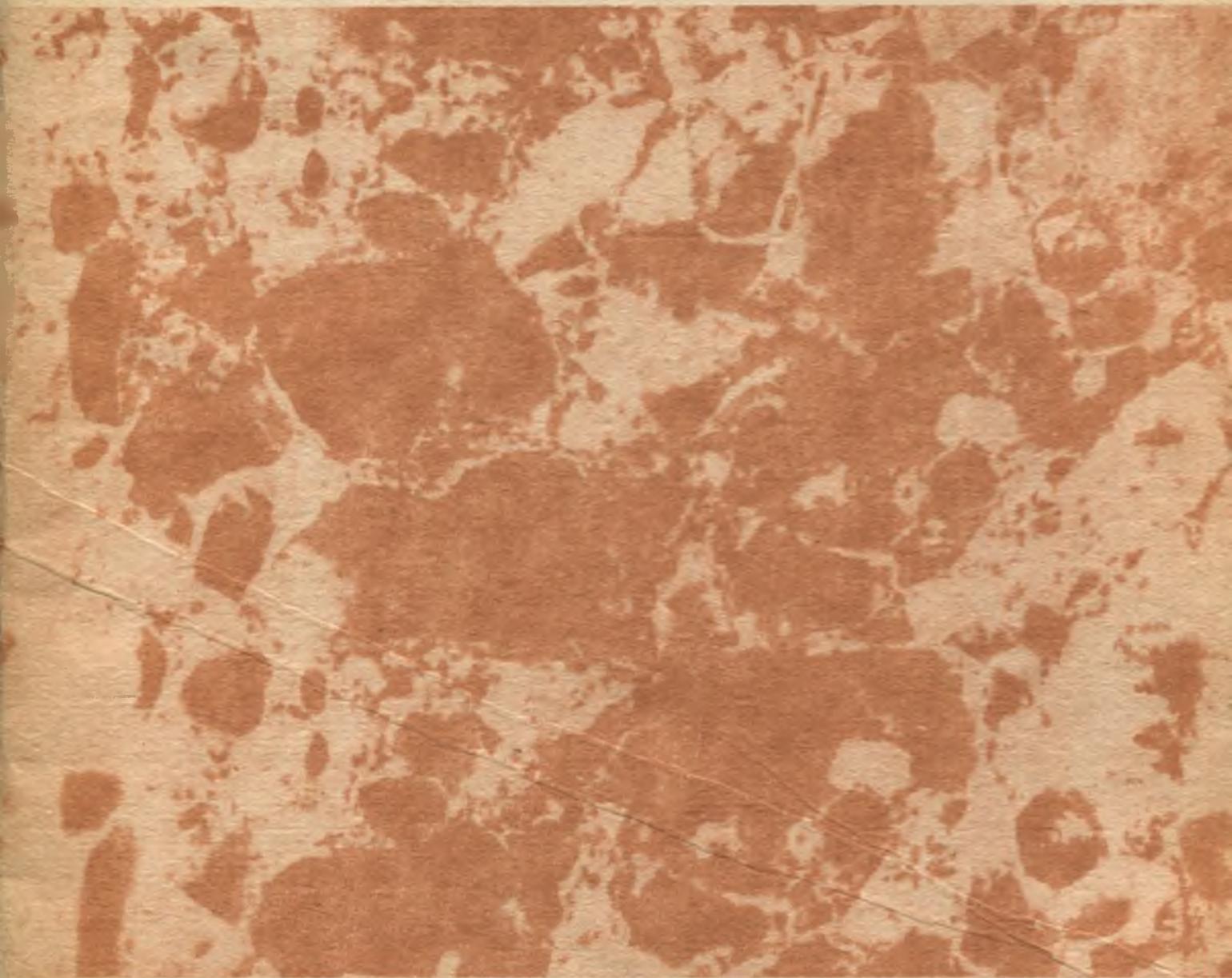
ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**2**  

---

**1991**



# НИИЖБ Госстроя СССР совместно с рядом предприятий

## изготавливает и реализует

### ЦИФРОВЫЕ И КОМБИНИРОВАННЫЕ ПРИБОРЫ ПИН-10 И ДИНАМОМЕТРЫ ТИПА АДК ДЛЯ КОНТРОЛЯ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ.

ПИН-10 является самым универсальным из существующих приборов данного типа. Приобретая один такой прибор, Вы фактически получаете 7 различных приборов, так как из двух основных модулей прибора ПИН-10 (механического и электронного) и ряда приспособлений и узлов (основной и дополнительной поставки) можно собрать:

- Оттяжной арматурный динамометр с базой 600 мм для контроля проволочной и стержневой арматуры диаметром 3...12 мм.
- Оттяжной арматурный динамометр с базой 800 мм для контроля стержневой и канатной арматуры диаметром 10...22 мм.
- Оттяжной арматурный динамометр на базе формы для контроля арматуры диаметром до 40 мм.
- Концевые арматурные динамометры (АДК) различных типоразмеров для непосредственного динамометрирования силы натяжения арматуры любых диаметров (с дополнительной комплектацией).
- Автоматизированную систему управления к установке для упрочнения стержневой арматуры вытяжкой (с дополнительной комплектацией).
- Цифровой дистанционный прогибомер с ценой деления 0,1 мм (с дополнительной комплектацией).
- Портативный электронный тензомер с автономным питанием для тензометрирования строительных конструкций и материалов в производственных условиях.

Благодаря указанной многовариантности прибор ПИН-10 позволяет контролировать силу натяжения линейной арматуры железобетонных конструкций практически всей выпускаемой номенклатуры.

Оттяжные динамометры работают по методу поперечной оттяжки по ГОСТ 22362—77, поэтому при проведении измерений места возможных контактов контролируемой арматуры с сетками, каркасами, закладными деталями и элементами форм не являются помехами.

Оттяжные динамометры ПИН-10 имеют сменные силоизмерительные датчики различной чувствительности.

Основные технические характеристики прибора ПИН-10

Габариты (в сложенном виде), мм	400×200×45
Масса основного комплекта, кг	2,5
Диаметр контролируемой арматуры, мм	3...40
База прибора (два варианта), мм	600 и 800
Продолжительность одного измерения (не более), с	20
Погрешность измерения (не более), %	4

Электронная часть прибора выполнена в виде автономного навесного универсального модуля.

Арматурные динамометры АДК работают в комплекте с электронным модулем прибора ПИН-10 и имеют технические характеристики (верхние пределы измерений, кН/тс):

АДК-500	500/50
АДК-250	250/25
АДК-100	100/10
АДК-50	50/5
Погрешность измерений (не более), %	1
Габариты (не более), мм	80×80×120
Масса АДК-500, кг	4,5

Принимаются заказы на разработку и изготовление динамометров других типоразмеров.

Автоматизированная установка для упрочнения стержневой арматуры вытяжкой обеспечивает одновременный контроль задаваемых усилий и удлинений, что позволяет применять упрочненную сталь с повышенным расчетным сопротивлением, т. е. использовать арматуру меньшего диаметра.

Наш адрес: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ.  
Тел. 174-85-48.

## СОДЕРЖАНИЕ

### Конструкции

- Вайсман Э. Л., Валь Е. Г., Коровкин В. С., Кузьминер Н. Я.* Предельное состояние платформенных стыков в панельных системах с нерегулярными проемами . . . . . 2
- Вольф Р., Мисселер Х.-И.* Преднапряженные бетонные конструкции с арматурой из стекловолоконного композиционного материала . . . . . 5

### Бетоны

- Свиридов Н. В., Коваленко М. Г., Чесноков В. М.* Механические свойства особо прочного цементного бетона . . . . . 7
- Волженский А. В., Чистов Ю. Д.* О перспективах дальнейшего развития производства экономичных бетонов . . . . . 10

### Арматура и закладные детали

- Рахманов В. А., Коневский В. П., Папу В. Н.* Малоцикловая прочность сварных закладных деталей при действии сейсмических нагрузок . . . . . 12

### Заводское производство

- Бойко Б. Р.* Совершенствование кассетно-конвейерного производства . . . . . 14

### Строительное производство

- Красновский Б. М., Долгополов Н. Н., Загреков В. В., Суханов М. А., Лореттова Р. Н.* Твердение бетонов на ВНВ при отрицательных температурах . . . . . 17
- Арбеньев А. С., Рощупкин Н. П.* Виброэлектробетонирование на стройплощадке . . . . . 19
- Легалов И. Н.* Повышение качества цементных литых смесей с химически активным адсорбентом . . . . . 20

### В помощь проектировщику

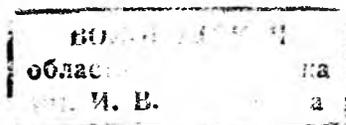
- Краснощекоев Ю. В., Мрачковский Л. И.* Резервы прочности решетчатых балок, работающих совместно с плитами покрытия . . . . . 22
- Соломатов В. И., Федоров В. С., Жуков В. В.* Прогнозирование огнестойкости строительных конструкций . . . . . 23
- Лычев А. С.* Вероятностно-экономическая оптимизация железобетонных конструкций . . . . . 25
- Кодыш Э. Н.* Нормирование выгибов сборных конструкций от усилий предварительного обжатия . . . . . 26

### Долговечность

- Орентлихер Л. П., Новикова И. П., Лифанов И. И., Юрченко Э. Н.* Способы оценки влияния поверхностной гидрофобизации бетона и модифицирующих его структуру добавок . . . . . 28

### Информация

- Батраков В. Г., Трамбовецкий В. П.* Суперпластификаторы в бетоне . . . . . 30



УДК 69.057.13

Э. Л. ВАЙСМАН, Е. Г. ВАЛЬ, кандидаты техн. наук (ЦНИИЭП жилища);  
В. С. КОРОВКИН, канд. техн. наук (МНИИТЭП); Н. Я. КУЗЬМИНЕР, инж.  
(Кишиневгорпроект)

## Предельное состояние платформенных стыков в панельных системах с нерегулярными проемами

При размещении помещений общественного назначения в первых этажах крупнопанельных жилых зданий возникает проблема организации больших проемов в стенах. МНИИТЭП и ЦНИИЭП жилища исследовали работу многоэтажных панельных диафрагм зданий с большими проемами в первых этажах для основных высот (3,3; 3 и 2,8 м) и геометрии (прямоугольные, с вутами в углах проема, арочные) панели первого этажа. Это позволило для всех видов панельных конструкций первых этажей установить характер напряженно-деформированного состояния, разрушения диафрагм, разработать рекомендации по их конструированию и расчету. Первые крупнопанельные 17-этажные жилые здания со встроенными помещениями общественного назначения сооружены в Москве. Для обоснования технических решений в 1979—1981 гг. в МНИИТЭПе исследовали панельные диафрагмы с большими проемами [1]. В 1986 г. разработали панельный вариант первых нежилых этажей для наиболее массовых серий типовых 5...10-этажных жилых крупнопанельных зданий. В 1987—1989 гг. ЦНИИЭП жилища испытал панельные диафрагмы с большими проемами в первых этажах на железобетонных моделях в масштабе  $1/2$  натуральной величины и на натуральных панелях [2].

Железобетонные двухэтажные фрагменты диафрагм, испытанные МНИИТЭПом и ЦНИИЭП жилища 1987—1989 г., были аналогичны. В каждый из них входила панель первого нежилого этажа с большим проемом, панель второго типового или технического этажа и элементы плит перекрытий (рис. 1). Фрагменты отличались взаимным расположением проемов в первом и втором этажах, а испытанные в ЦНИИЭП жилища, кроме того, и высотой первого этажа (2,8 и 3 м) и толщиной панели первого этажа (16 и 32 см). Фрагменты ЦНИИЭП жилища отличались от фрагментов МНИИТЭПа, кроме геометрии соотношением классов бетона верхней и нижней панелей.

В моделях ЦНИИЭП жилища проектный класс бетона верхней панели В12,5 меньше проектного класса бетона нижней панели В25, что соответствует соот-

ношению прочностей бетона панелей типовых этажей и первого в зданиях высотой до 10 этажей, в которых класс бетона панелей типовых этажей, производимых в кассетах, как правило, не может быть выше, по условиям изготовления, чем В12,5, а основным условием при встраивании является неизменяемость конструкций типовых этажей. В моделях МНИИТЭПа проектный класс бетона верхней панели был равен проектному классу бетона панели первого этажа В25, а в некоторых образцах фактическая прочность бетона верхней панели оказалась выше прочности бетона панели первого этажа. В связи с этим результаты двух серий опытов отличались характером, схемами разрушения и трещиностойкостью конструкции в процессе нагружки.

Испытанные ЦНИИЭП жилища три двухэтажных фрагмента разрушались по платформенному стыку при раздроблении бетона опорной зоны верхней панели и опорных участков плит перекрытий (см. рис. 1). Оно начиналось с торцевых участков фрагментов, распространялось в глубь пролета и носило пластический характер. Перед разрушением фиксированное индикаторами в торцевых зонах стыка выравнивание деформаций свидетельствовало о пластичности материала стыка. Однако разрушался не весь стык по длине фрагментов, а только некоторая его часть, так называемая эффективная зона.

Для определения прочности и деформативности платформенных стыков при одноосном равномерном сжатии испытывали образцы стыков (см. рис. 1), по три на каждый фрагмент, элементы которых выполняли из тех же замесов бетона, что и элементы двухэтажных фрагментов. Разрушение образцов-стыков (см. рис. 1) происходило от раздробления бетона опорной зоны верхней панели и опорных участков плит перекрытий и носило пластический характер, о чем свидетельствовало значительное нарастание перемещений перед разрушением.

Коэффициент упругопластических де-

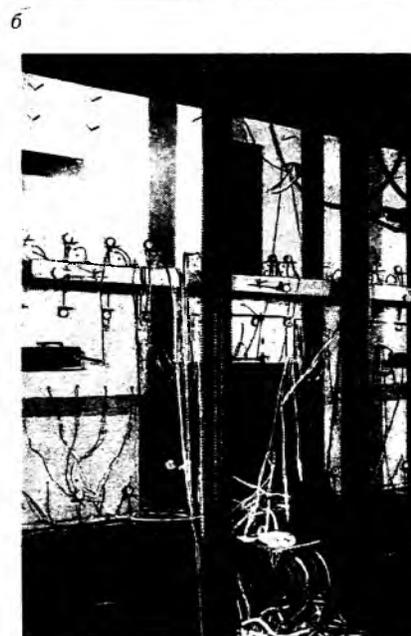
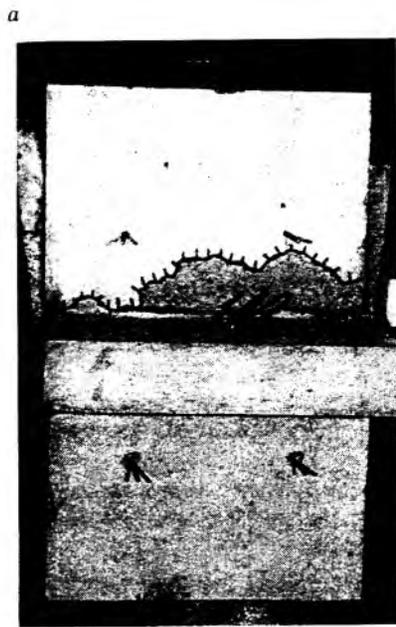


Рис. 1. Испытания двухэтажных фрагментов модели (а) и образцов-стыков (б)

формаций для разных серий образцов-стыков перед разрушением составил 0,72...0,75, что указывает на наличие существенных пластических свойств. Можно считать, что в момент разрушения панельных фрагментов в эффективной зоне длиной  $l_{эф}$  платформенный стык полностью исчерпывает свою несущую способность

$$l_{эф} = \frac{N_u}{R_{ст}} \quad (1)$$

где  $N_u$  — разрушающая нагрузка;  $R_{ст}$  — экспериментальная несущая способность 1 м стыка.

На начальных стадиях нагружения (до  $N=0,6N_u$ ) эпюра вертикальных усилий близка к треугольной, с максимумом в торце фрагмента (рис. 2). С ростом нагрузки эпюра наполняется, максимальные усилия смещаются от торца к краю проема фрагмента, а эпюра в предельном состоянии представляет трапецию с горизонтальными участками над простенками первого этажа и наклонными участками длиной, приблизительно равной высоте опорного сечения перемычки над проемом (см. рис. 2). При нагрузке  $N=0,8N_u$  деформации платформенных стыков в торцевых зонах фрагментов достигали  $\Delta R^{\text{ст}}$  (деформации образцов-стыков, соответствующие максимальным нагрузкам), полученным при испытании образцов-стыков. Перед разрушением фрагментов эти деформации составляли (1,5...2)  $\Delta R^{\text{ст}}$ , что свидетельствует о возможности учета ниспадающей ветви диафрагмы  $P-\Delta$  при работе платформенных стыков в панельных конструкциях первых этажей. Длину эффективной зоны для приближенных расчетов можно определить, как сумму длин простенков и высоты перемычки в опорном сечении за вычетом длины проема второго этажа (при наличии дверного проема), попадающего в эффективную зону. Подсчитанная таким образом  $l_{эф}$  отличается от экспериментальной до 12 %.

При нагружении фрагмента в панелях образовывались трещины: по длине перемычки нижней панели с постоянным шагом и с высотой 0,7 высоты перемычки и на участках плит перекрытия — от действия растягивающих усилий, аналогичных усилию в затяжке арочных конструкций. Ширина раскрытия трещин не превышала 0,1 мм, что меньше предельно допустимой при нормативных нагрузках (0,3...0,4 мм). Прогобы перемычек, перекосы и общие перемещения фрагментов находились в пределах норм.

Высокая трещиностойкость и малая деформативность панели первого этажа объясняются тем, что поперечная сила в заделке перемычки и верхней зоны

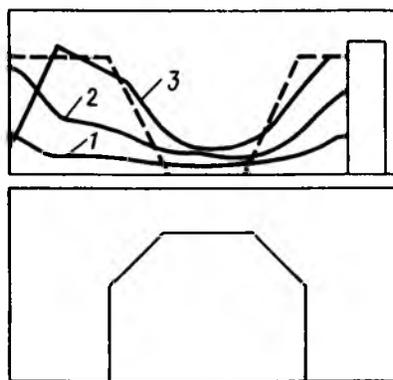


Рис. 2. Эпюра усилий в фрагменте Ф-1 по длине платформенного стыка  
1 — 250; 2 — 750; 3 — 1250 кН; — — — — теоретическая кривая предельного состояния

простенка не превышала условной, предельной величины для железобетонной консоли по СНиП 2.03.01—84 ( $2,5R_b b h_0$ ), при которой расчета на поперечную силу не требуется, а армирование может быть принято конструктивно.

Исследованиями [2] установлено, что при включении в эффективную зону работы стыка по 0,5 высоты перемычки с каждой стороны жесткость платформенного стыка (податливость шва) при испытаниях соответствует жесткости стыка в нормальных условиях, без учета зимнего производства работ.

Разрушающая нагрузка для фрагмента с расположением проема в верхней панели в центре, за пределами эффективной зоны, возросла по сравнению с фрагментом, где этот проем был с краю эффективной зоны, на 13 %, пропорционально увеличению  $l_{эф}$  и прочности платформенного стыка между верхней и нижней панелями.

Анализ результатов испытаний железобетонных моделей, проведенных в МНИИТЭПе, показал, что разрушение происходило по опорному сечению перемычки панели первого этажа вследствие достижения в нем предельной поперечной силы для фактической прочности бетона при одновременном достижении в горизонтальном стыке вертикального давления, равного прочности стыка на сжатие. При этом разрушающая нагрузка для разных образцов, отличающихся местом расположения проема в верхней панели, зависела в основном от прочности перемычки нижней панели, что указывает на то, что общая прочность диафрагмы в этом случае определялась в основном прочностью перемычки первого этажа в ее заделке в простенок.

Разрушающая нагрузка увеличилась в модели с усиленно армированной перемычкой, имеющей наклонные хомуты у опор (во всех остальных пере-

мычках использовали только вертикальные хомуты), примерно на 20 %. Почти все образцы, за исключением армированных наклонными хомутами, при нормативной нагрузке имели ширину раскрытия трещин в зоне перемычки первого этажа больше допустимой. Угол наклона основных приопорных трещин к горизонтали — около 60°. При этом вертикальные хомуты практически не работают, а угловые зоны перемычек необходимо дополнительно армировать горизонтальными, распределенными по высоте перемычки, стержнями или наклонными хомутами.

Выявление трапециевидной формы эпюры передачи нагрузки на панель первого этажа от верхних позволило разработать приближенный метод расчета прочности диафрагм с большими проемами в первом этаже [3], определить угол наклона трещины в опорном сечении перемычки панели первого этажа, соотношение прочностей панелей первого и второго этажей, при котором можно максимально использовать прочность панелей типовых этажей.

Угол наклона расчетной сжатой полосы опорного сечения перемычки первого этажа (по аналогии с расчетом коротких консолей) можно определить из условий, что эта полоса соединяет угол проема панели и центр тяжести треугольной эпюры вертикального давления в зоне перемычки

$$\sin \theta = \frac{h_{пер}}{\sqrt{h_{пер}^2 + \left(\frac{2}{3}l\right)^2}}$$

где  $h$  — высота перемычки;  $l$  — длина опорной площади панели верхнего этажа, отложенная от грани проема, из учета прямоугольной эпюры давления.

Угол наклона расчетной сжатой полосы опорного сечения перемычки в зависимости от  $l$  в реальных конструкциях находится в пределах 56...72° при  $l = 0,5h_{пер}$  для жестких стыков и  $l = h_{пер}$  для мягких стыков (при условии зимнего производства работ). Следовательно, для  $l = 0,8h_{пер}$   $\theta = 62^\circ$ , что соответствует опытным данным. Выявлено, что прочность панелей типовых этажей и платформенного стыка между панелью первого и второго этажей для фрагментов, испытанных в МНИИТЭПе, можно использовать полностью при условии

$$\frac{R_n}{R_b} \geq 1,6, \quad (3)$$

где  $R_n, R_{tp}$  — прочность на сжатие 1 м нижней и верхней панелей, подсчитанная как  $R_b b$ ;  $b$  — толщина нижней панели для  $R_n$  и верхней для  $R_{tp}$ .

В испытанных фрагментах условие (3) не соблюдалось и прочность диафрагм определялась максимальной поперечной силой, которую может воспри-

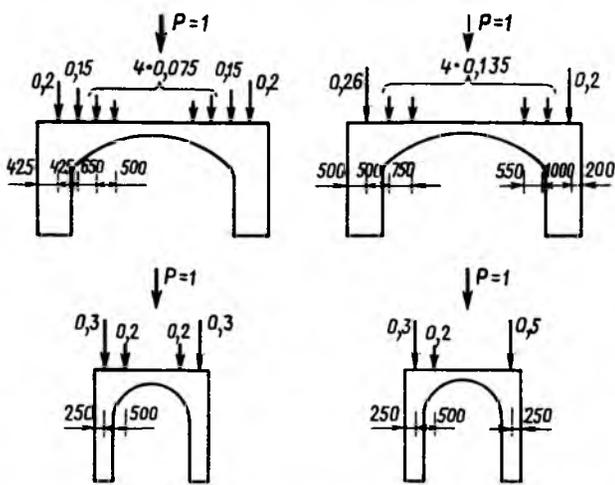


Рис. 3. Схемы нагружений стеновых панелей с арочными проемами

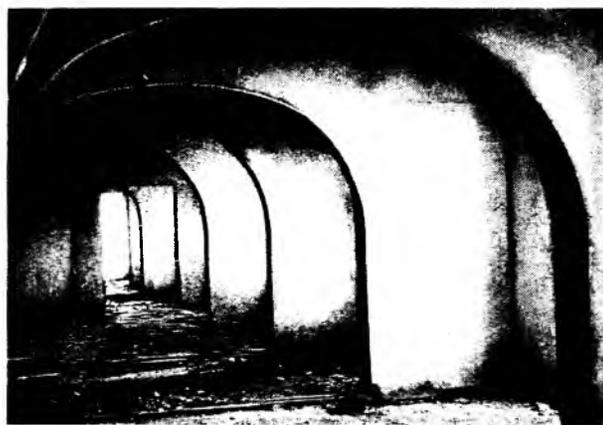


Рис. 4. Арочные конструкции первых нежилых этажей 9-этажного дома в г. Твери

нять опорное сечение перемычки панели первого этажа.

В 1988 г. потребовалось встраивать помещения общественного назначения из изделий, выполненных на базе серии 1.090, разработанной для отдельно стоящих общественных зданий, в дома серии 121к в Тверской обл. МНИИТЭП и ЦНИИЭП жилища испытывали панели внутренних стен первого этажа с арочными проемами. Из-за ограниченных возможностей оборудования на лабораторной базе МНИИТЭПа натурные образцы панелей стен для г. Твери были высотой в один этаж, а влияние отсутствующих вышележащих конструкций имитировали схемой нагружения и соответствующим расположением домкратов. В 1988—1989 гг. испытывали шесть образцов двух типов изделий внутренних стен марки ПВА59.30.42 длиной 5,9 м с арочным проемом 4,2 м и марки ПВА30.30.20 (рис. 3) длиной 3 м с проемом 2 м.

Каждый образец внутренних стен с арочным проемом нагружали исходя из возможности его работы в составе диафрагм с симметричным относительно оси арки дверным проемом (или его отсутствием) в панелях типовых жилых этажей и несимметричным, располагаемым в соответствии с реальными планировочными решениями (см. рис. 3).

В связи с гибкостью тонких простенков арок в их плоскости горизонтальные перемещения при действии вертикальной нормативной нагрузки достигали 1...2 мм в изделиях марки ПВА 30.30.20 и 0,5...1 мм — марки ПВА 59.30.42.

Перемещения некоторых панелей в их плоскости носили характер перекашивания, особенно выраженный при несимметричном приложении нагрузки, с величиной максимального горизонтального перемещения при нормативной нагрузке до 1...2,1 (ПВА 30.30.20) и 0,5...1 мм (ПВА 59.30.42), перед разрушением — до 4...8 и 1,8...4 мм. Такие перемещения могли повлиять и на характер разрушения панелей с образованием горизонтальной трещины в середине высоты одного из простенков и вертикальной (или наклонной) трещины по опорному сечению перемычки у другого простенка.

#### Выводы

В результате испытаний диафрагм с большими проемами в первом этаже изучены схемы их разрушения и определены граничные условия для каждой из них. Оптимальной оказалась конструкция, в которой диафрагма разрушается по платформенному стыку над панелью первого этажа. Разрушение панельных систем с большими проемами

в нижних этажах по платформенному стыку носит пластический характер. Платформенные стыки могут воспринимать вертикальные усилия и после достижения ими на части длины предела несущей способности, т. е. в области ниспадающей ветви кривой деформирования. Общая деформативность и трещиностойкость таких систем находятся в пределах норм.

Распределение вертикальных усилий по длине платформенного стыка над панелями с большими проемами в первых этажах можно принимать в виде трапеции с горизонтальными участками над простенками и наклонными участками длиной, равной расстоянию от высоты опорного сечения перемычки над большим проемом при нормальной жесткости стыков (без учета зимнего производства работ) до удвоенной высоты опорного сечения перемычки при зимнем производстве работ и податливых платформенных стыках. Опорные зоны перемычки первого этажа следует армировать аналогично коротким консолям колонн.

Простенки панелей первых этажей, имеющие ширину, соизмеримую с высотой их перемычек в заделке, что особенно характерно для арочного проема, должны иметь косвенное армирование, рассчитанное на поперечную силу, равную поперечной силе в заделке перемычки, и вертикальную арматуру по граням, учитывающую горизонтальные деформации простенков в своей плоскости. Для ограничения этих деформаций в системе здания необходимы заделка монолитным бетоном вертикальных стыков и обеспечение жестких дисков перекрытий.

Исследование работы панелей первых этажей с арочными проемами особенно важно, поскольку позволило применить в первых этажах жилых зданий панели отдельно стоящих общественных зданий серии 1.090 (рис. 4).

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Коровкин В. С., Каюк И. Я. Исследование панельного варианта конструктивного решения первых нежилых крупнопанельных зданий // Исследования прочности и жесткости конструкций многоэтажных зданий. — М.: ГлавАПУ, 1985. — С. 3—15.
2. Вайсман Э. Л., Валь Е. Г., Ионель Е. Г. Работа панельных стен первых нежилых этажей // Жилищное строительство. — 1988. — № 3. — С. 17—19.
3. Вайсман Э. Л., Валь Е. Г., Кузьминер Н. Я. Выбор параметров панелей первых нежилых этажей крупнопанельных жилых зданий / Конструктивные системы полносборных зданий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1988. — С. 23—32.

## Преднапряженные бетонные конструкции с арматурой из стекловолоконного композиционного материала

Разработанные немецкими фирмами «Штрабаг Бау-АГ» и «Байер-АГ» стекловолоконные композиционные арматурные стержни, получившие название «полистал», состоят из 68 % алюмосиликатного стекловолокна и 32 % ненасыщенной полиэфирной смолы. Расположенные строго в продольном направлении стеклянные волокна общим числом 60 тыс. шт., диаметром примерно 15 мкм образуют стержень номинальным диаметром 7,5 мм. Предел прочности при продольном растяжении этого нового композиционного материала соответствует тому же порядку величин, как у высокопрочных сортов стали для преднапряженной арматуры. Сопоставление рабочих диаграмм при растяжении стекловолоконного композиционного материала со стальной арматурой представлено на рис. 1. В таблице приведены основные параметры этого материала по сравнению со сталями и комбинированными стержнями из других волокон, а также указаны типичные области их применения.

Длительная прочность высокопрочного композиционного материала составляет 70 % кратковременной. Материал отличается хорошей устойчивостью в условиях агрессивной среды, при повышенных температурах его поведение такое же, как у стали для преднапряженной арматуры; он обладает электромагнитной нейтральностью.

Для защиты от воздействия химических веществ, например хлоридов и щелочей, а также от механических повреждений стекловолоконный стержень покрывают специально для этого разра-

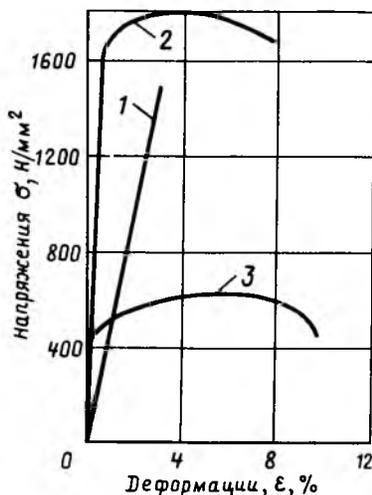


Рис. 1. Рабочая диаграмма при растяжении стержней полистал (1) по сравнению со сталью для преднапряженной арматуры типов St 1470/1670 (2) и BSt 500 S (3)

ботанной полиамидной оболочкой толщиной примерно 0,5 мм.

Являясь анизотропным материалом, полистал выдерживает нагрузку от сжатия в поперечном направлении только до 10 % предела прочности при продольном растяжении. По этой причине в области технологии анкерного крепления нужны новые решения. Исключается возможность применения высаженных головок, накатанной резьбы или даже стальных клинбев. Низкая межслойная прочность при сдвиге смолы-матрицы требует большей длины анкеровки, чем у стальных преднапряженных арматурных элементов.

Материал	Предел прочности при разрыве, Н/мм <sup>2</sup>	Предел текучести при растяжении, Н/мм	Относительное удлинение при разрыве, %	Модуль упругости $\times 10^4$ Н/мм <sup>2</sup>	Плотность, г/см <sup>3</sup>
Арматурная сталь BSt500S	>550	>500	10	21	7,85
Сталь для преднапряженной арматуры St1470/1670	>1670	>1470	6	21	7,85
Полистал (68 % стекловолокна)	1670	—	3,3	5,1	2,0
Тварон (арамидное волокно)*	3150	—	2,0	12,5	1,45
Углеродное волокно*	2800	—	0,7	40	1,75

\* Характеристика относится к волокну.

Примечание. Арматурную сталь применяют в традиционных железобетонных конструкциях, остальные материалы — в конструкциях с преднапряжением.

Фирмой «Штрабаг Бау-АГ» разработано анкерное крепление комбинированных пучков стержней посредством заливки в трубе. В профильной стальной трубе пучки стержней заливают специальным раствором синтетической смолы. Применение преднапряженных арматурных элементов с такими анкерными головками охватывает всю гамму преднапряженных арматурных элементов легкой и средней несущей способности (до 100 кН рабочей нагрузки), а также всю область анкерного крепления в грунте и скалах.

На испытательных стендах фирмы «Штрабаг Бау-АГ» и в институтах профессоров Рема в Штутгарте и Ростазы в Брауншвейге были проведены контрольные испытания кратковременной и долговременной прочности, а также поведения под воздействием динамической нагрузки всех предложенных типов анкеровки. Выяснилось, что силовой ввод у высокопрочных комбинированных стержней осуществить намного труднее, чем у преднапряженной стали.

Разработанные таким образом типы креплений применяют для преднапряженных арматурных элементов при использовании в строительстве из преднапряженного бетона; кроме того, их применяют также для грунтовых и скальных анкеров. Благодаря относительно хорошим свойствам материала стержней по отношению к бетону как окружающей среде (по сравнению с профилированной сталью для преднапряженной арматуры) для грунтовых и скальных анкеров можно применить обычную технологию крепления с грунтовой стороны обычными стальными анкерами.

Дальнейшие возможности применения стекловолоконных комбинированных стержней вытекают из их электромагнитной нейтральности. При анкеровке матч для вооруженных сил ФРГ, выполненных в 1980 г., использовали в общей сложности 150 отдельных преднапряженных арматурных элементов диаметром 12...25 мм и длиной 1...50 м. Преднапряженные арматурные элементы регулярно контролируются Техническим университетом г. Брауншвейга. Проведенные измерения не обнаружили ка-

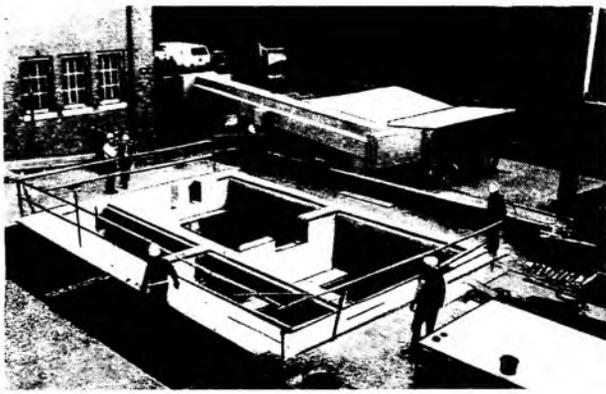
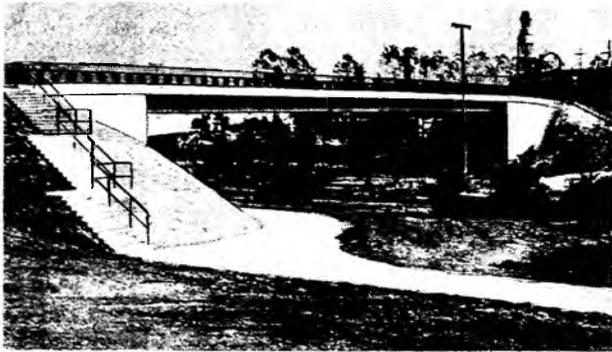


Рис. 2. Ванна для растворения соли фирмы «Байер» (Дормаген)



ких-либо изменений материала стержней.

Уже в 1980 г. рабочей группой по разработке высокопрочных комбинированных преднапряженных элементов был сооружен небольшой автодорожный мост «Люненше Гассе». Его ограниченное продольное преднапряжение без сцепления было достигнуто при помощи 12 высокопрочных комбинированных преднапряженных арматурных элементов, которые подвергались текущему контролю и после 5 лет проверки материала были извлечены и заменены преднапряженными арматурными элементами нового поколения. Положительные результаты измерений подтвердили соответствие выполненным до этого лабораторным испытаниям. Из четырех видов используемых креплений анкеровка круглых стержней заливкой была усовершенствована вплоть до полной зрелости ее применения.

Исходя из положительного опыта сооружения моста «Люненше Гассе» было дано разрешение на строительство в Дюссельдорфе моста с новой преднапряженной системой на одной из улиц с большим дорожным движением. Мост Уленбергштрассе, переданный в 1986 г. в эксплуатацию, является важной вехой последовательного развития использования стекловолокнистого материала в технологии преднапряжения. Многочисленные предварительные испытания нового материала стержней проводили в лабораториях партнеров рабочей груп-

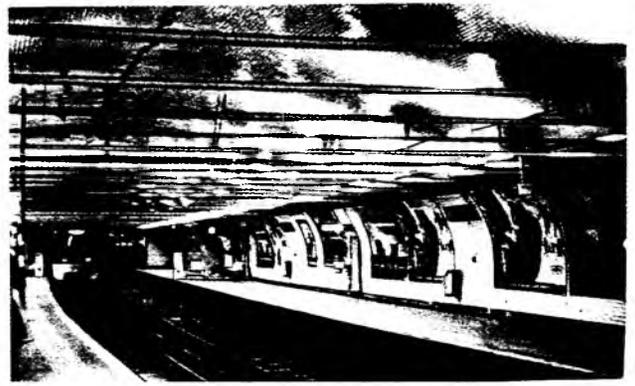


Рис. 4. Станция метро «Мари д'Иври»

Рис. 3. Мост Берлин — Мариенфельде

пы и известных высших учебных заведений ФРГ.

Автодорожный мост Уленбергштрассе (класс мостов 60/30, по ДИН 1072) имеет два пролета 21,30 и 25,60 м и сплошную плиту. Ограниченное преднапряжение в продольном направлении пролетного строения высотой 1,44 и шириной 15 м было достигнуто посредством 59 высокопрочных комбинированных преднапряженных арматурных элементов, которые затем были заинъецированы специально разработанным раствором синтетической смолы. Сопроводительные измерения, особенно хода натяжения при преднапряжении, а также прогиба после передачи в автодорожную эксплуатацию продемонстрировали хорошее совпадение с предварительно вычисленными значениями.

Покрытие ванны для растворения соли на заводе Байер в Дормагене было уже сильно повреждено и даже разрушено под воздействием хлоридных паров. Эти двухпролетные балочные конструкции, которые должны выдерживать нагрузку, соответствующую классу мостов 60 по ДИН 1072, в 1986—1987 гг. были заменены преднапряженной сборной конструкцией (рис. 2). Здесь также использовали высокопрочные комбинированные преднапряженные арматурные элементы типа «Уленбергштрассе» с рабочей нагрузкой 600 кН, причем решающую роль при выборе этого материала сыграла отличная стойкость стекловолокна в агрессивной среде. По-

лученные до сих пор результаты наблюдений показали, что благодаря применению этой коррозионно-устойчивой арматуры для преднапряженных бетонных конструкций значительно повышается срок службы высоконагруженных элементов конструкции.

После успешной реализации проектов мостов с преднапряженной конструкцией в 1988 г. появилась еще одна новинка: пешеходный мост Берлин — Мариенфельде. Этот мост стал первым послевоенным сооружением ФРГ с внешним преднапряжением (рис. 3). Верхнее строение состоит из двухпролетной, двухребристой плиты высотой 1,10 м с размерами пролетов соответственно 22,98 и 27,61 м. Его частичное преднапряжение осуществляется посредством семи высокопрочных комбинированных преднапряженных арматурных элементов, которые свободно располагаются между обоими ребрами; в двух точках каждого пролета, а также на средней опоре они изменяют направление с помощью поворотных элементов и через поперечные опорные балки закрепляются на обоих концах моста.

После сооружения мост загрузили путем укладки пяти слоев бетонных плит общей массой 250 т (это соответствует двойной общей эксплуатационной нагрузке). Испытания под нагрузкой сопровождались обширной программой измерений, при которой постоянно контролировали изменение силы натяжения преднапряженных арматурных элементов, а также прогиб в середине пролета.

Реконструкция станции парижского метро «Мари д'Иври» наглядно демонстрирует разнообразные возможности применения новой арматуры. Из-за односторонней выемки грунта непосредственно рядом со станцией метро в бутывом своде 70-летней давности образовались глубокие трещины длиной примерно 1,10 м. Для реконструкции и обеспечения безопасности было намечено взаимное стягивание стен свода. Путем установки 36 высокопрочных комбинированных преднапряженных арма-

Н. В. СВИРИДОВ, д-р техн. наук, М. Г. КОВАЛЕНКО, инж., В. М. ЧЕСНОКОВ, канд. техн. наук

## Механические свойства особо прочного цементного бетона

Для практического использования в строительстве цементного бетона прочностью 120...150 МПа (особопрочный бетон) исследовали его прочность и деформативность прежде всего при кратковременном осевом сжатии, определяющем основные расчетные характеристики ( $R_b$ ,  $E_b$ ,  $\epsilon_{bu}$ ,  $R_{срс}^0$ ,  $R_{срс}^v$  и  $\nu$ ).

Для экспериментов использовали бетоны номинального состава с соотношением Ц, П, Ш и В  $v_{ц}; v_{п}; v_{ш}; v_{в} = 1:1,2:3:0,82$ . Для приготовления бетона применяли портландцемент марок 500, 550 и 600 Белгородского и Здолбуновского заводов, а также экспериментальные партии цемента марки 700 Подольского завода; песок Академического, Дмитровского, Усть-Каменогорского и Иртышского месторождений; щебень фракций 5...10 и 10...20 мм из базальта, габбро-диабазы, диабазы, гранита, гранодиорита и гранитогайса. В бетонную смесь вводили суперпластификатор С-3 в количестве 0,6...0,8 % массы цемента.

Механические свойства бетона определяли при испытании образцов цилиндров диаметром 7, 10, 15 и 20 см и призм с основанием 4×4, 7×7, 10×10 и 15×15 см с соотношением высоты к диаметру 1, 2, 3 и 4.

В результате установлено, что для повышения достоверности определения механических характеристик особо прочного бетона необходимо учитывать влияние степени неплоскостности опорных поверхностей, формы и размеров образцов, жесткости пресса.

Исследования подтвердили известную статистическую взаимосвязь масштаб-

ного фактора с однородностью структуры бетона. Для особо прочного бетона, характеризуемого высокой однородностью механических свойств, масштабный коэффициент при использовании образцов с размерами основания, отличающимися от стандартных примерно равен 1. Коэффициент призмной прочности особо прочного бетона  $K_{п,п} = 0,8...0,9$  зависит от прочности и количества в составе бетона крупного заполнителя и формы образцов. Меньшее значение  $K_{п,п}$  получено при испытании призм, большее — цилиндров. Наиболее достоверная характеристика прочности бетона отмечена при испытании цилиндров с  $h/d \geq 2$ . Применение цилиндров для нормирования прочности на осевое сжатие позволит более экономично использовать бетон в конструкциях. При испытании цилиндров целесообразно контролировать прочность бетона. Наиболее характерные результаты определения  $K_{п,п}$  бетонов оптимальных составов представлены в табл. 1.

Для создания особо прочного бетона исследовали прочность и деформативность не только бетона, но и его основных структурных элементов (цементный камень и растворная часть). Образцы изготавливали из смесей бетона, раствора и цементного теста номинального состава на портландцементе активностью 53, 56 и 64 МПа, песке с дробимостью зерен 18 и 30 %<sup>2</sup> и щебне

<sup>1</sup> Свиридов Н. В., Коваленко М. Г. Бетон и прочностью 150 МПа на рядовых портландцементе // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 21—22.

Таблица 1

Цемент	$R_b$ , МПа	Крупный заполнитель	$\lambda_p$ , %	Состав бетона, кг/м <sup>3</sup>				В/Ц	$\tau$ , сут	$R_{бк}$ , МПа	$K_{п,п}$
				Ц	П	Ш	С-3				
Белгородский	50,0	Базальт	4,7	540	520	1500	3,8	0,25	120	143	0,83
Здолбуновский	57,0	»	4,7	530	530	1500	3,2	0,25	360	167	0,90
Белгородский	52,5	Габбро-диабаз	5,9	520	525	1515	3,1	0,26	90	132	0,80
»	56,0	»	5,9	525	520	1530	3,7	0,25	90	145	0,86
Здолбуновский	48,0	»	5,9	510	535	1520	4,0	0,26	28	111	0,78
»	53,0	»	5,9	525	520	1540	3,7	0,26	60	146	0,79
»	53,0	»	5,9	520	520	1540	4,2	0,25	90	151	0,80
»	53,0	»	5,9	520	540	1530	3,1	0,25	360	165	0,88
»	53,0	Гранодиорит	8,1	525	520	1390	4,2	0,25	30	124	0,84
»	53,0	»	6,9	520	550	1400	4,2	0,25	30	135	0,82
Белгородский	52,5	Гранит	12,5	520	540	1370	3,1	0,25	360	138	0,92

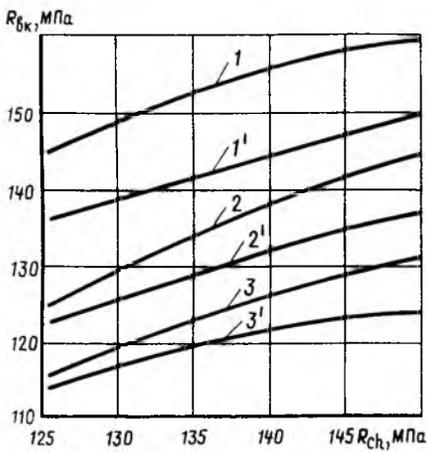


Рис. 1. Зависимость прочности бетона от прочности цементного камня, мелкого и крупного заполнителей дробностью зерен щебня 1, 1' — 5...6; 2, 2' — 7...9; 3, 3' — 10...14 %; дробность зерен песка: 1...3 — 18; 1'...3' — 30 %

с дробностью зерен 5...14 %. На основании полученных результатов (рис. 1, 2) установлена зависимость между механическими свойствами цементного камня, растворной части и бетона

$$R_{bk} = K_{ms} P_{rk} = K_{ms} K_{mp} R_{ch k}; \quad (1)$$

$$E_b = 1,36 E_r = 1,87 E_{ch}; \quad (2)$$

$$\epsilon_{bu} = 0,76 \epsilon_{ru} = 0,59 \epsilon_{chu}; \quad (3)$$

где  $R_{bk}$ ,  $E_b$ ,  $\epsilon_{bu}$  — кубиковая прочность, модуль упругости и предельная деформативность бетона;  $R_{rk}$ ,  $E_r$ ,  $\epsilon_{ru}$  — то же растворной части бетона;  $R_{ch k}$ ,  $E_{ch}$ ,  $\epsilon_{chu}$  — то же цементного камня;  $K_{ms}$ ,  $K_{mp}$  — коэффициент учета влияния прочности основных структурных элементов мезоструктуры и макроструктуры на прочность особо прочного бетона: при использовании мелкого заполнителя с  $D_{pn} \leq 20$  % и крупного заполнителя с  $D_{pn} \leq 9$  % для бетона номинального состава  $K_{ms} = 1...1,2$ ,  $K_{mp} = 0,95...1$ , увеличиваясь с повышением прочности заполнителей.

<sup>2</sup> А. с. 1250948 СССР, МКИ<sup>1</sup> G 01 A 33/38. Способ определения пригодности песка для особочпрочного бетона / Н. В. Свиридов, М. Г. Коваленко, В. М. Чесноков (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 30. — С. 164.

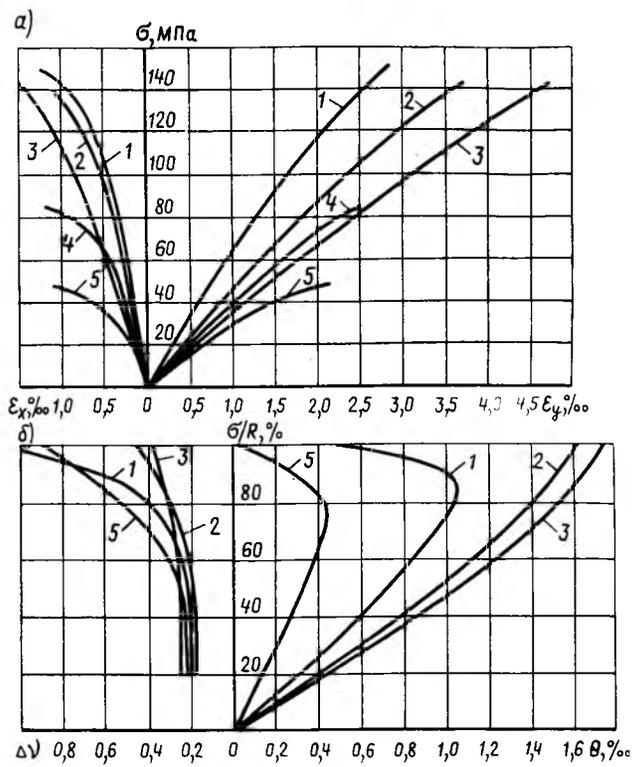


Рис. 2. Диаграммы деформирования (а) и изменения состояния структуры (б) при кратковременном осевом сжатии образцов 1 — бетон с кубиковой прочностью 165 МПа; 2, 3 — растворная часть и цементный камень бетона; 4, 5 — бетон прочностью 108 и 57 МПа

Из рис. 2, на котором представлены также результаты испытаний бетонов прочностью 50...80 МПа, видно, что модуль упругости и предельная деформативность исследуемых бетонов увеличились с  $36 \cdot 10^3$  до  $62 \cdot 10^3$  МПа и с 2,2 до 2,9<sup>0</sup>/<sub>00</sub> при повышении прочности примерно в три раза. В то же время предельная поперечная деформация для всех бетонов осталась почти неизменной и составила в среднем 1,2<sup>0</sup>/<sub>00</sub>. Это объясняется тем, что особо прочный бетон обладает повышенной предельной деформативностью, поскольку цементно-песчаный раствор, являясь матрицей в системе бетона, имеет большую деформативность вследствие применения высококачественных материалов и низкого В/Ц, и ему присуще более позднее начало микротрещинообразования из-за повышения прочности сцепления заполнителей с цемент-

ным камнем и уменьшения общей начальной дефектности структуры.

Анализ результатов экспериментальных исследований модуля упругости и предельной деформативности особо прочного бетона (табл. 2), а также диаграмм  $\sigma$ — $\epsilon$  и изменения полных деформаций образца  $\theta$  и интегрального коэффициента поперечных деформаций  $\Delta v$  при кратковременном осевом сжатии показал (см. рис. 2), что микротрещинообразование в особо прочном бетоне начинается при напряжениях  $R_{срс}^0 = (0,65...0,78) R_B$  и заканчивается при  $R_{срс}^v = (0,82...0,95) R_B$ .

Модуль упругости особо прочного бетона  $(50...60) \cdot 10^3$  МПа, а предельная деформативность 2,4...2,8<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, что на 10...20 % больше, чем для бетонов прочностью  $< 80$  МПа. Предельная поперечная деформация, получаемая при осевом сжатии, 1...1,5<sup>0</sup>/<sub>00</sub>, соответству-

Таблица 2

Цемент	$R_{ц}$ , МПа	Крупный заполнитель	Др. %	Состав бетона кг/м <sup>3</sup>			В/Ц	т. сут	$R_b$ , МПа	$K_{п.п}$	$\nu$	$E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	$\epsilon_{bu}^0$ , %	Границы микротрещинообразования
				Ц	П	Щ								
Подольский	64,0	Гранит	12,5	520	530	1400	0,25	180	105	0,85	0,21	51	2,6/1,2 <sup>1</sup>	0,65/0,92 <sup>2</sup>
»	64,0	Гранодиорит	8,1	520	530	1400	0,25	180	106	0,88	0,21	60	2,4/1,0	0,78/0,97
»	64,0	Базальт	4,7	520	530	1500	0,25	180	111	0,75	0,19	56	2,5/0,9	0,82/0,99
»	64	Габбро-диабаз	5,9	520	530	1550	0,25	180	105	0,77	0,22	60	2,3/1,0	0,67/0,86
Здолбуновский	57,9	Гранит	12,5	520	525	1385	0,26	28	96	0,86	0,23	52	2,3/0,8	0,70/0,91
»	57,9	Гранитогнейс	13,7	520	525	1385	0,26	28	98	0,79	0,22	48	2,4/1,0	0,68/0,93
»	57,9	Габбро-диабаз	5,9	525	530	1500	0,26	90	114	0,81	0,22	58	2,5/1,0	0,71/0,90
»	57,9	Базальт	4,7	525	555	1400	0,26	90	118	0,80	0,19	60	2,2/1,1	0,78/0,93
Белгородский	52,5	Гранодиорит	6,9	520	535	1400	0,24	28	124	0,90	0,23	53	2,9/1,1	0,72/0,95
»	52,5	Габбро-диабаз	5,9	520	530	1530	0,24	28	112	0,82	0,23	65	2,5/1,0	0,66/0,87

Примечания: 1. Перед чертой — продольная; после черты — поперечная.  
2. Перед чертой —  $R_{срс}^0/R_b$ ; после черты —  $R_{срс}^v/R_b$ .

Показатели	B100	B105	B110	B115	B120	B125	B130	B135
$R_{bn}$ , МПа	78,0	82	86	90	94	98	102,0	106
$E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	47,5	50	51	52	53	54	54,5	55

ет аналогичной характеристике цементного камня и раствора (см. рис. 2) и примерно равна их предельной растяжимости. Это подтверждает справедливость того, что разрушение бетона происходит в результате нарушения связей между его структурными элементами и компонентами или самих структурных элементов при достижении в них предельной деформации растяжения. В основном на модуль упругости и предельную деформативность особо прочного бетона влияют упругость и деформативность крупного заполнителя, его объемная концентрация в составе бетона, а также упругость и деформативность растворной части и цементного камня. По результатам исследований предложены эмпирические формулы для расчета модуля упругости и предельной деформативности при сжатии

$$E_b = \frac{K_{0r} E_{ks} E_r}{K_{0r}^2 v_s E_r + v_r E_{ks}}; \quad (4)$$

$$\varepsilon_{bu} = 0,00375 v_r + K_{0r} v_s \frac{R_b}{E_{ks}}; \quad (5)$$

где  $v_s$ ,  $v_r$  — объемная концентрация в бетоне крупного заполнителя и растворной части;  $E_{ks}$  — модуль упругости крупного заполнителя;  $K_{0r}$  — коэффициент неоднородности напряженно-деформированного состояния бетона по сечению образца;  $K_{0r} = 0,8 \dots 0,95$  в зависимости от прочности бетона и крупного заполнителя.

В результате статистической обработки и сравнительного анализа экспериментальных данных по определению механических свойств особо прочного бетона (рис. 3) получены более простые зависимости

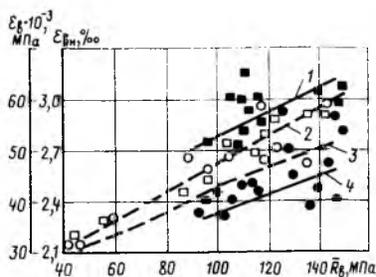


Рис. 3 Зависимость модуля упругости и предельной деформативности от призменной прочности бетона

□, ■ — экспериментальные данные для модуля упругости бетона на щебне с  $D_{max} = 10$  и 20 мм; ○, ● — то же для предельной деформативности бетона; 1, 2 — теоретические кривые для модуля упругости бетона на щебне с  $D_{max} = 10$  (2) и 20 мм (1); 3, 4 — то же для предельной деформативности бетона на щебне с  $D_{max} = 10$  (3) и 20 мм (4)

$$E_b = \frac{R_b + A}{0,00393}; \quad (6)$$

$$\varepsilon_{bu} = \frac{R_b}{E_b \sqrt{1 - \frac{27}{R_b}}}; \quad (7)$$

где  $A$  — коэффициент, зависящий от максимальной крупности щебня:  $A = 86$  при  $D_{max} = 10$  мм,  $A = 100$  при  $D_{max} = 20$  мм.

Как видно из рис. 3, расчетные кривые, построенные по формулам (6), (7), удовлетворительно описывают экс-

периментальные данные и согласуются с ранее полученными результатами для особо прочного бетона.

На основании результатов экспериментальных исследований с учетом высокой однородности структуры и механических свойств и в соответствии с требованиями ГОСТ 26633—85 и ГОСТ 10180—78 установлено, что бетон прочностью 120...150 МПа соответствует классам по прочности на сжатие B100...B135. Нормативные сопротивления особо прочного бетона осевому сжатию определяли при коэффициенте призменной прочности 0,8. Поскольку однородность особо прочного бетона достаточно высока (коэффициент вариации прочности 3...5%), то уровень надежности расчетного сопротивления при определении его по действующим нормам составит 4,7 вместо 3. Нормативное сопротивление осевому сжатию и начальный модуль упругости для принятых классов особо прочного бетона представлены в табл. 3

Таким образом, установлены основные механические свойства при кратковременном осевом сжатии цементного бетона прочностью до 150 МПа, имеющие важное практическое значение в создании нормативной базы для проектирования железобетонных конструкций из особо прочного бетона.

## КОМПЛЕКСНЫЕ ПРОТИВОМОРОЗНЫЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

Применительно к беспрогревному бетонированию монолитных и сборных железобетонных конструкций в зимних условиях разработано несколько видов комплексных добавок, обеспечивающих эффективное твердение бетона в условиях отрицательных температур, сопровождающееся снижением (на 15—25%) водопотребности смеси, повышением (на 1—2 порядка) морозостойкости и водонепроницаемости бетона при обеспечении его нормируемой прочности.

Технология приготовления бетона предполагает использование стандартного оборудования при значительном сокращении материалов и трудозатрат при бетонировании.

При внедрении разработок НИИЖБ на хозяйственной основе оказывает методическую и научно-техническую помощь с передачей соответствующих рекомендаций.

Разработчик: НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6), тел. 171-88-51

## О перспективах дальнейшего развития производства экономичных бетонов

В 1925 г. Schönböfer [1, 2] предложил способ приготовления бетонных смесей из доменных шлаков путем кратковременной (3...5 мин) обработки во влажном состоянии в бегунах. В результате они обнаруживали свойство твердеть, приобретая камневидное состояние. По выражению автора, шлаки «пробуждались». С тех пор способ приготовления бетонов способом «пробуждения» получил большое распространение в разных странах.

В СССР этот способ приготовления бетонов привлек внимание исследователей и производителей в 30-е годы при остром дефиците цемента. Исследования [3...6] подтвердили эффективность способа «пробуждения» не только доменных шлаков, но и других материалов (топливных шлаков, горелых пород и т. п.).

В 1944 г. один из авторов статьи (А. В. Волженский) принимал участие в освоении производства трамбованных камней размером  $190 \times 190 \times 380$  мм в Новомосковске из шлакозольной смеси и карбидной извести с обработкой исходных материалов в бегунах и последующим твердением изделий в пропарочной камере. Камни прочностью 4...6 МПа использовали в строительстве и при работах в угольных шахтах.

В конце 40-х годов на одном из московских заводов с учетом работ И. В. Вольфа проводили работы по способу «пробуждения» при изготовлении железобетонных изделий [7].

Вначале в бегунах обрабатывали влажный раствор в течение 5...7 мин до получения однородной, вязкопластичной массы. Далее в бегуны вводили гранитный щебень, и смесь всех компонентов дополнительно перемешивали в течение 2 мин. При использовании известнякового щебня его смешивали с раствором в обычном смесителе.

«Пробужденный» раствор обеспечивал получение бетона прочностью через 28 сут твердения в 1,5 раза выше прочности бетона, приготовляемого в обычном смесителе. При способе «пробуждения» расходовалось около 6 кВт·ч электроэнергии на  $1 \text{ м}^3$  бетона при экономии цемента до 100...150 кг. Если

принять расход электроэнергии на приготовление цемента в  $100 \text{ кВт} \cdot \text{ч}/\text{т}$ , то сокращение его расхода на 100 кг на  $1 \text{ м}^3$  «пробужденного» бетона будет адекватно экономии электроэнергии  $100 \times 0,1 \text{ т} = 10 \text{ кВт} \cdot \text{ч}$ . Кроме того, сокращение расхода цемента на  $100 \text{ кг}/\text{м}^3$  бетона дает экономию, примерно  $150 \times 0,1 = 15 \text{ кг}$  усл. топлива, а в переводе на электроэнергию  $15 \times 2,5 = 37,5 \text{ кВт} \cdot \text{ч}/\text{м}^3$  бетона.

Таким образом, приготовление бетона способом «пробуждения» обеспечивает по сравнению с изготовлением в обычном смесителе принудительного действия экономию электроэнергии  $10 + 35,5 = 47,5 \text{ кВт} \cdot \text{ч}/\text{м}^3$ . Следовательно, расход электроэнергии на «пробуждение» в  $6 \text{ кВт} \cdot \text{ч}/\text{м}^3$  примерно в 8 раз перекрывается экономией электроэнергии при снижении расхода цемента.

Следует подчеркнуть, что вынужденные остановки бегунов во время обработки массы из-за перерывов в подаче электроэнергии в течение 1,5...2 ч не вызывали аварийной ситуации: бетон загустевал, но включение механизма с тяжелыми катками быстро приводило массу в нормальное состояние. При длительной остановке бетонную смесь легко выгружали из открытой части вручную.

Подтверждением высокой эффективности приготовления бетонов в бегунах служат результаты работы [8]. По этим данным обрабатываемая смесь доменного шлака с добавкой цемента (не более  $200 \text{ кг}/\text{м}^3$ ) через сутки нормального твердения достигает прочности 40 МПа, а сразу после пропаривания 60...80 МПа. Морозостойкость достигает F1000, а водонепроницаемость W15.

Как известно, попытки некоторых исследователей осуществлять мокрый помол цемента в шаровых мельницах во время приготовления бетонной смеси неудачны из-за непредвиденных остановок мельниц, в которых быстро затвердевала водная цементная суспензия, омоноличивая шары с выводом мельницы из строя.

Это исключено при работе с бегунами. В то же время этот опыт необходимо учитывать при создании но-

вых механизмов для интенсивной раздельной технологии.

Как же объясняет автор [2] сущность эффекта «пробуждения»? По его мнению, в этом способе решающее значение имеет не просто измельчение материалов, а давящее, разминающее и растирающее действие тяжелых бегунов на влажные частички материала, способствуя получению клейкой, связующей вяжущей массы. «При этом они шлифуют друг друга, давая ультратонкие образования, способные к химическим реакциям» с возникновением вяжущих новообразований. Примечательно, что по опытам [2] обработка в бегунах сухих материалов или тонкое измельчение их в мельнице при той же влажности, что и в бегунах, а также измельчение в мельнице в сухом виде с последующим увлажнением не давали должного эффекта при твердении массы.

Высокая технико-экономическая эффективность производства изделий и конструкций из «пробужденных» бетонов может явиться мощным стимулом к применению в строительстве песчаных бетонов вместо обычных с крупным заполнителем.

Наиболее используемый в строительстве бетон прочностью 20...30 МПа обычно содержит 250...350 кг цемента в  $1 \text{ м}^3$ . В отдельных регионах страны часто отсутствуют крупные заполнители, поэтому к местам потребления их часто перевозят на расстояния до 300...500, а иногда до 1000 км, что не только резко увеличивает стоимость, но и непроизводительно загружает транспорт, особенно железнодорожный.

В целом перевозится до 300 млн. т щебня или гравия в год, средняя же стоимость у потребителя достигает 7...8, а иногда 25...30 р/м<sup>3</sup>. В связи с этим нередки случаи, когда стоимость щебня одинакова со стоимостью цемента, а иногда превышает последнюю, что, конечно, экономически не оправданно.

Месторождения песков более распространены, их добыча и переработка менее капиталоемки по сравнению со щебнем. Стоимость их у потребителя обычно составляет 2,5...3,5 р/м<sup>3</sup>, поэтому

есть основания для более широкого применения песчаного бетона в строительстве.

Исследования последних 20...25 лет и опыт применения изделий и конструкций из песчаных бетонов в различных сооружениях подтвердил экономическую и техническую целесообразность их применения. Так, на строительстве эткосов каналов Рижской электростанции использован песчаный бетон класса В15 при расходе цемента 300 кг/м<sup>3</sup>.

В тресте Севергазстрой Миннефтегазстроя (Надым) отказались от щебня стоимостью 50 р/м<sup>3</sup>, доставляющегося за 1000 км, организовав производство изделий на основе местного речного песка стоимостью 5 р/м<sup>3</sup>. При этом даже с учетом повышенного расхода цемента стоимость бетона сократилась на 30 р/м<sup>3</sup> [9]. Этот пример показывает исключительные возможности снижения стоимости железобетонных конструкций, возводимых на Севере, куда ежегодно доставляется до 10 млн. м<sup>3</sup> щебня.

Во многих районах среднеазиатских республик в строительстве также ощущается острый дефицит не только щебня, но и стандартных песков. Их приходится завозить издалека при резком увеличении стоимости. Вместе с тем здесь имеются неисчерпаемые месторождения пылевидных барханных песков, по стандартам непригодных для изготовления железобетонных конструкций из-за перерасхода цемента, высокой усадки бетонов, низкой трещиностойкости.

Около 30 лет назад, по инициативе Главкаракумстроя, с привлечением МИСИ и института сейсмостойкого строительства Госстроя СССР начались исследования барханных песков с целью использования для производства строительных изделий.

На первом этапе разработана технология крупных стеновых блоков из газобетона с термообработкой горячим воздухом при 80...100 °С (без автоклавов). К настоящему времени из этих блоков, изготавливаемых на заводе газобетонных и железобетонных изделий в пос. Н. Захмет Марыйской обл., смонтировано более 3000 одноэтажных двухквартирных домов и двухэтажных зданий. Строительство из блоков способствовало резкому сокращению потреб-

ности в рабочей силе, используемой на кладке стен из кирпича.

На втором этапе исследований Главкаракумстрой и МИСИ разработали составы плотного бетона из этого песка и способы изготовления армированных изделий. В опытно-порядке выпущено несколько сот кубометров крупных фундаментных блоков марок 150...200 с использованием 350 кг известкового портландцемента [10] на 1 м<sup>3</sup> при содержании в нем около 280 кг клинкерной части. Смеси готовили способом «пробуждения».

Успешный опыт производства изделий из песчаного бетона можно было бы умножить, тем не менее применение их совершенно недостаточно.

Изделия из песчаного бетона легче, чем из обычного на 10...15 %, а при добавке к ним зол от сжигания угля — на 20...25 %, что способствует снижению расхода стали и топлива. Песчаный бетон имеет более высокие показатели однородности, призмочной прочности, морозостойкости, менее капиталоёмок. При использовании химических добавок, зол, новых вяжущих расходы цемента снижаются до нормативных для бетона со щебнем и ниже.

Применение песчаных бетонов регламентировано ГОСТ 10060—76, СН 488—76 и другими нормативными документами. В целом по данным [9] замена щебня в бетонах песком в центральных районах страны дает экономию в 2,7, в районах Средней Азии — 13,9, в Сибири — 29,9 р/м<sup>3</sup>. Уместно напомнить об исследованиях, показавших возможность экономии цемента при приготовлении бетонных смесей путем увеличения длительности перемешивания всех компонентов в обычном смесителе с 2 до 4 мин на 12 %, а до 10 мин — на 20 % [11].

В настоящее время в работах, проводимых в МИСИ, получают бетоны из пылевидных барханных песков (без щебня) обработкой на бегунах классов В15...В30 с расходом клинкерного компонента 260...320 кг/м<sup>3</sup> бетона.

При обычной технологии требуется для тех же классов вводить до 450...600 кг/м<sup>3</sup> цемента при устойчивой работе одного механизма с редкими остановками на ремонт.

## Вывод

Одним из высокоэффективных направлений в дальнейшем развитии производства бетонных и железобетонных изделий и конструкций является широкое применение песчаных бетонов из смесей, приготовляемых в бегунах.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гуттман А. Применение доменных шлаков.— Харьков: ОНТИ, 1935.— 326 с.
2. Schönhöfer R. // *Toning Zeitung*.— 1925.— № 7.— Р. 92—93.
3. Гублер В. С. Использование шлаков и горелых пород для бетонов // *Новые стройматериалы*. Тр. ВНИЖС.— М., 1934.— С. 15—17.
4. Сиверцев Г. Н. Пробужденный шлак // *Строительная промышленность*.— 1935.— № 1.— С. 25—30.
5. Покатиловская И. М., Якоб И. М. Использование доменных негранулированных шлаков в строительстве // *Строительная промышленность*.— 1935.— № 4.— С. 22—23.
6. Сиверцев Г. Н. Что такое пробужденный шлак // *Строительные материалы*.— 1935.— № 4.— С. 18—21.
7. Волженский А. В., Гайсинский И. Е., Абашкина В. Ф. Влияние обработки в бегунах цементных растворов и бетонов на скорость их твердения // *Материалы и конструкции в современной архитектуре / ТРАСИА СССР*.— 1949.— С. 100—107.
8. Виткул А. Б., Рябцев Ю. В., Мелешко А. Н. Активизация металлургических шлаков для получения вяжущих масс и бетонов высокой прочности и стойкости // *Гидратация и твердение вяжущих / Тез. докл. совещ.*— Уфа, 1978.— 321 с.
9. Михайлов К. В., Красный К. М., Демянюк П. А. Применение мелкозернистых бетонов // *Бетон и железобетон*.— 1980.— № 2.— С. 5—7.
10. Эффективность применения в бетоне известкового портландцемента / А. В. Волженский, Ю. Д. Чистов, Т. А. Карпова и др. // *Бетон и железобетон*.— 1988.— № 5.— С. 28—29.
11. Кинд В. А., Огороков С. Д. *Строительные материалы: Учеб. для вузов*.— М: Стройиздат. 1937.— 364 с.

УДК 691.81:621.791.05:539.4

В. А. РАХМАНОВ, В. П. КОНЕВСКИЙ, В. Н. ПАПУ, кандидаты техн. наук  
(ВНИИЖелезобетон)

## Малоцикловая прочность сварных закладных деталей при действии сейсмических нагрузок

Анализ поведения сооружений из сборного железобетона при землетрясении показал, что важнейшими элементами конструкций, обеспечивающими, сейсмостойкость зданий, являются закладные детали и их сварные соединения. Разработка и внедрение эффективных видов сварки в конструкциях, работающих при действии сейсмических нагрузок, позволят повысить надежность и качество строительства.

При изготовлении закладных деталей железобетонных конструкций для массового строительства рекомендуется контактная рельефно-точечная сварка для нахлесточного соединения анкерных стержней с пластинами [1]. По сравнению с ручной дуговой сваркой этот способ обеспечивает высокую производительность, стабильность прочности и экономичность сварных соединений. Однако ее применение для закладных деталей в конструкциях, подвергающихся воздействию вибрационных нагрузок, не допускается [1]. Экспериментальная проверка различных типов сварных соединений на динамическую прочность при действии малоцикловых сейсмических нагрузок не проводилась с 1966 г., а рельефно-точечной сварки вообще [2]. Поэтому ВНИИЖелезобетон в сотрудничестве с НИИЖБом провели исследование.

Известно [3], что для оценки влияния на прочность материалов сейсмических воздействий используют динамическое нагружение чаще всего при действии малоцикловых нагрузок с постоянными амплитудами и периодами. При этих испытаниях за критерий сейсмической прочности обычно принимают прочность, достигаемую примерно при 100 циклах нагружения. Это соответствует результатам обработки акселерограмм реальных землетрясений, для которых число повторений нагрузки высокой интенсивности не превышает 100, а для большинства составляет 40...50.

Другим фактором, имеющим большое значение для работы строительных конструкций и материалов, является часто-

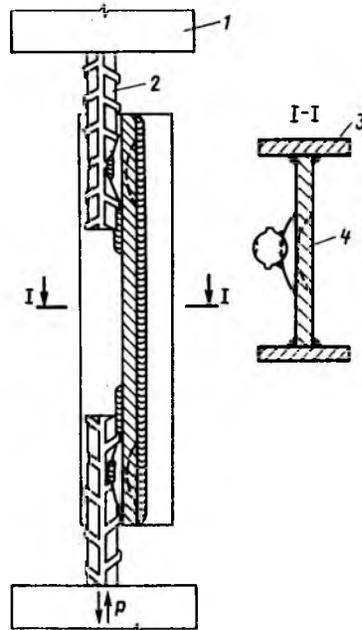


Рис. 1. Опытный образец с двумя нахлесточными соединениями, выполненными контактной точечной сваркой по рельефу 1 — активный и неподвижный захваты нагружающего устройства; 2 — арматурные стержни; 3 — ребра жесткости; 4 — пластина с рельефом

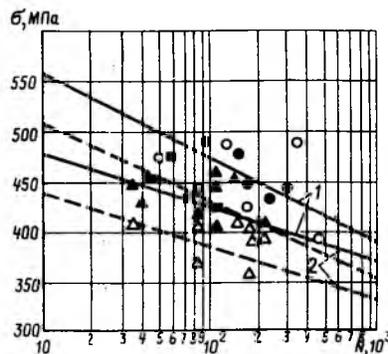


Рис. 2. Результаты малоцикловых испытаний образцов с нахлесточными соединениями при  $\rho = -1$   
○, ● — образцы серий I, II, выполненные дуговой сваркой; ■, △, ▲ — образцы серий III...V, выполненные контактной сваркой по рельефу  
— обобщенная линия регрессии;  
- - - то же для минимальных значений прочности с вероятностью 0,95

та нагрузки. В данных опытах ее приняли равной 3 Гц, что примерно соответствует частоте собственных колебаний крупнопанельных зданий средней этажности.

Для малоцикловых испытаний образцов с нахлесточными соединениями, имитирующих работу закладных деталей, коэффициент асимметрии цикла  $\rho = -1$ . Такое нагружение знакопеременной нагрузкой (сжатие — растяжение) является наиболее опасным и отвечает работе закладных деталей стеновых панелей зданий при сейсмических воздействиях.

Стационарное нагружение по заданной программе осуществили в режиме по силе синусоидально приложенной циклической нагрузкой. Испытания проводили на универсальной сервогидравлической машине фирмы «Шенк» (ФРГ) с регулируемым контуром обратной связи с программным нагружением. Диапазон воспроизводимых частот нагружения — 0,1...100 Гц. Максимальная испытательная сила системы до 1000 кН, максимальная амплитуда  $\pm 75$  мм. Машина оборудована гидравлическими захватами с комплектом зажимных дисков (губок) для образцов диаметром до 64 мм и регулируемым усилием зажима образца.

Опытный образец представлял собой пластину, к которой приваривали с двух сторон анкерные арматурные стержни. Таким образом при нагружении образца испытывали два нахлесточных соединения (рис. 1). Стержни с пластинами соединяли дуговой и контактно-точечной сваркой по рельефу согласно СН 393—78. При этом варьировали диаметр арматурной стали класса А-Ш, марки 35ГС (10 и 14 мм) и толщину пластин из стали марки ВСтЗпс (6 и 8 мм). Всего изготовили пять серий образцов. Методику испытаний и обработки результатов приняли в соответствии с Рекомендациями ВНИИЖелезобетона, а также с использованием метода ступенчатого изменения нагрузки [4].

Серия	Сварка	d, мм	$\sigma_s$ , МПа	$\sigma_M$ , МПа	$\sigma_N^{\min}$ , МПа	$\sigma_{100}$ , МПа	$\sigma_{100}^{\min}$ , МПа	$\frac{\sigma_{100}}{\sigma_s}$
I	Дуговая	10	612	582—54,6 lg N	520,5—54,6 lg N	472,5	411,0	0,77
II	»	14	620	673—96 lg N	667,4—96 lg N	481,2	475,6	0,77
III	Контактно-рельефная	10	612	581,6—73,8 lg N	561,3—73,8 lg N	433,8	413,5	0,71
IV	»	14	620	484,3—25,2 lg N	449,3—25,2 lg N	433,8	398,8	0,70
V	»	10	612	464,13—28,2 lg N	436,33—28,2 lg N	406,7	379,9	0,66

Для анализа служили результаты статистической обработки данных, полученные по методу прямолинейной корреляции с построением линии регрессии в полулогарифмических координатах «напряжение — число циклов» (см. таблицу и рис. 2).

Прочность на базе 100 циклов  $\sigma_{100}$  соединений, выполненных дуговой сваркой, оказалась на 7...14 % выше, чем образцов, с контактно-точечной сваркой по рельефу. Это объясняется характером их разрушения. Все образцы, выполненные ручной дуговой сваркой, разрушились хрупко по стержню. В то же время образцы, выполненные контактной сваркой, разрушались преимущественно от среза по месту сварки (60 %) и от разрыва основного металла стержня вблизи контактной зоны (40 %).

Влияние диаметра стержней, конструкции деталей (образцы серии III были усилены по стержням дополнительными накладками, выполненными дуговыми прихватками с целью повышения устойчивости при испытании знакоперемен-

ной нагрузкой), а также характера разрушения образцов на прочность для исследуемых типов соединений оказалось незначительным.

Полученные в результате статистической обработки соотношения между осредненной малоцикловой прочностью  $\sigma_{100}$  и средней статической прочностью  $\sigma_s$  оказались равными 0,77 для образцов с дуговой сваркой и 0,69 для соединений, выполненных контактно-точечной сваркой по рельефу. При этом были найдены коэффициенты условий работы  $m_{кр}$  для исследованных типов сварных соединений согласно СНиП II-7-81. Следует отметить, что в нормах  $m_{кр}=1$ , а по результатам данных исследований  $m_{кр}=0,7...0,75$ . Это объясняется тем, что в экспериментах [2] образцы сварных соединений испытывали при  $\rho=0,1$ , при этом  $\sigma_{100}/\sigma_s \approx 1$ . Как известно, при знакопеременном режиме нагружения при  $\rho=-1$  отмечается максимальное снижение циклической прочности материала.

Таким образом, полученные в опытах

значения  $m_{кр}$  для нахлесточных сварных соединений закладных деталей стеновых панелей сборных железобетонных зданий позволяют более правильно оценить их несущую способность и обоснованно рекомендовать массовое внедрение экономичных закладных деталей в сейсмостойкое строительство.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций / НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1984. — 87 с.
2. Бычков Ю. Д., Евстратов Г. И. Прочность сварных соединений арматуры из стали 35ГС при нагрузке типа сейсмической // Бюллетень строительной техники. — 1966. — № 5. — С. 24—25.
3. Сейсмостойкое строительство зданий / Под ред. И. Л. Корчинского. — М. Стройиздат, 1971. — 320 с.
4. Степанов М. Н. Статистические методы обработки результатов механических испытаний. — М.: Машиностроение, 1985. — 232 с.

## НЕНАПРЯГАЕМЫЕ РИГЕЛИ С АРМАТУРОЙ А-III ДЛЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Предлагается конструкция ригеля, позволяющая существенно сократить расход арматуры за счет его совместной работы со сборным настилом, рационального обрыва продольной арматуры в пролете и армирования приопорных зон ригеля на участке подрезки с помощью наклонных пластин.

Приобрести Рекомендации можно по хоздоговорной цене или по гарантийному письму.

При этом НИИЖБ оказывает научно-методическую и консультативную помощь по их применению.

**Разработчики: ЦНИИЭП ТБЗ и ТК Госкомархитектуры СССР, НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6), тел. 174-86-77**

УДК 69.022.326

Б. Р. БОЙКО, инж. (Черкасский отдел ПКТЬ НИИСП)

## Совершенствование кассетно-конвейерного производства

Важным направлением в ускорении научно-технического прогресса и интенсификации производства строительной индустрии является создание высокоэффективных линий по производству панелей внутренних стен и перекрытий с последующим внедрением их не только при строительстве новых заводов КЖД, но и при реконструкции и техническом перевооружении существующих заводов с ограниченной площадью и объемом цехов.

Прогрессивные технические решения заложены в зарубежных кассетных и кассетно-конвейерных линиях таких фирм, как «Партек» (Финляндия), «Баукема» (быв. ГДР), «Томас Шмидт» (Дания), «Префабтех» (Швейцария), «Кестинг» (ФРГ), «Институт наземного строительства» (ЧСФР) и др.

В последние годы в нашей стране созданы и получили распространение высокомеханизированные и автоматизированные линии второго поколения, разработчиками которых являются СКБ Стройиндустрия, СКБ Минсевзапстроя РСФСР, ЭКБ Минуралсибстроя РСФСР, ЦНИИЭП жилища и др.

Эксплуатация технологических линий показала, что на большинстве предприятий сборного железобетона рост производительности этих линий сдерживается недостаточной пропускной способностью тепловых агрегатов, а возможность расширения площадей под агрегаты для тепловой обработки изделий, как правило, отсутствуют.

На предприятиях стройиндустрии внедрено более десятка новых линий. Из-за конструктивно-технологических и организационно-производственных недостатков, низкого качества оборудования и применяемых для бетона исходных материалов их мощность освоена лишь на 10...70%. Следует отметить, что на всех действующих конвейерных линиях качество выпускаемых изделий низкое. Учитывая, что каждая из действующих кассетно-конвейерных линий обладает отдельными преимуществами и недостатками, требуется их дальнейшее конструктивное технологическое совершенствование.

Специалистами Черкасского отдела

ПКТЬ НИИСП созданы эффективные кассетные и кассетно-конвейерные линии нового поколения.

Заканчивается разработка рабочей конструкторской документации кассетно-конвейерных линий ЛКК11 и

ЛКК12 (рис. 1). Заказчик Бамтранстрой для завода КЖД в Тынде Амурской обл. Завод-изготовитель — Шимановский завод РДСМ. Ведется подготовка производства к изготовлению данного оборудования.

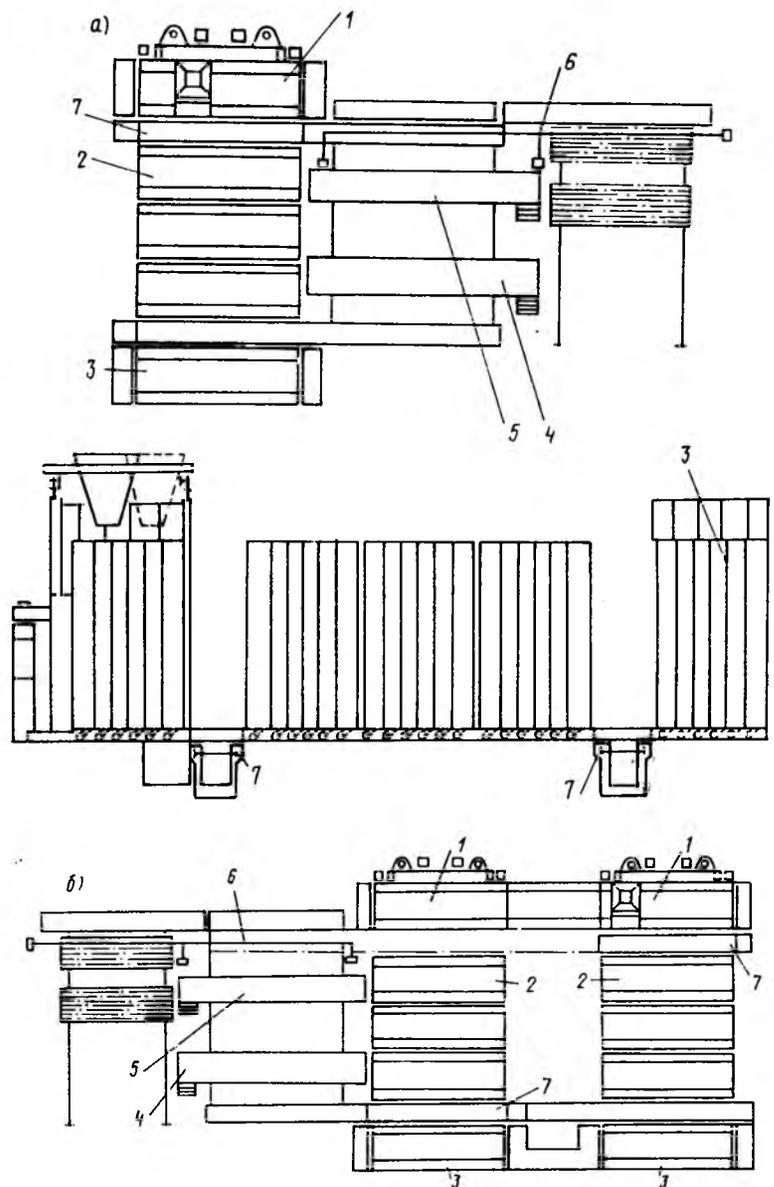


Рис. 1. Кассетно-конвейерные линии

а — однорядная ЛКК11; б — двухрядная ЛКК12; 1 — пост сборки и формования; 2 — пост термообработки; 3 — пост распалубки; 4 — пост чистки; 5 — пост смазки; 6 — установка армокаркасов; 7 — передаточное устройство

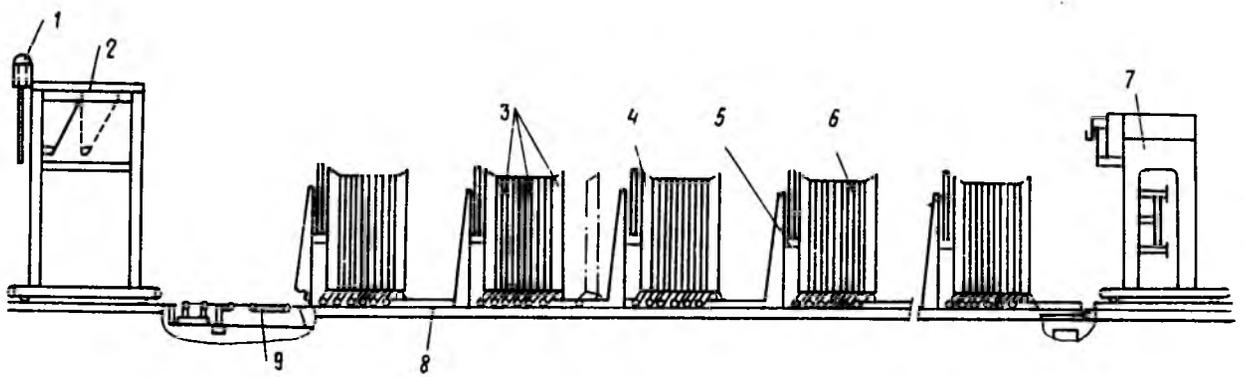


Рис. 2. Кассетная линия ЛКБ

1 — вибропривод; 2 — бетоноукладчик; 3 — подвижные тепловые формы; 4 — неподвижная тепловая форма; 5 — виброблок; 6 — кассетная установка; 7 — распалубочная машина; 8 — направляющая; 9 — уборочное устройство

**Технико-экономические показатели кассетно-конвейерных линий**

	ЛКК11	ЛКК12
Годовая производительность, тыс. м <sup>3</sup> /год	до 18	до 36
Предельные габариты изделий, м	5,67× ×3,6× ×0,16	5,67× ×3,6× ×0,16
Коэффициент заполнения формотсекков, м	0,7	0,7
Число формотсекков в линии, шт.	25	50
Режим термообработки, ч	6	6
Расход пара, кг/м <sup>3</sup>	150	150
Масса линии, т	250	500
Металлоемкость, кг/м <sup>3</sup>	13,9	13,9
Производственная площадь, занимаемая линией, м <sup>2</sup>	476	697
Подвижность применяемой смеси бетона, см	2—6	2—6
Расход цемента марки 400, кг/м <sup>3</sup>	290	290
Число рабочих, занятых на линии, ч	2	4
Режим работы линии, смен	2	2
Габариты линии, м 17×5×28 17×5×41		

Эти линии представляют собой комплекс машин, связанных между собой в единую систему. Замкнутая кассетно-конвейерная линия вертикального формования для изготовления железобетонных изделий (панелей внутренних стен и перекрытий) состоит из участков изготовления изделий и подготовки формирующих тепловых отсеков, связанных передаточными устройствами. На участке изготовления изделий установлено несколько пакетов, каждый из которых сгруппирован из подвижных отсеков, перемещающихся по рельсовым направляющим с помощью толкателей.

С целью использования более жестких смесей для экономии цемента и повышения качества изделий вибро-

уплотнение всей секции выполняется виброблоками с горизонтальными круговыми колебаниями, установленными на посту формования. Интенсификация термообработки изделий осуществляется в эффективных тепловых формирующих отсеках.

Для уборки подкассетного пространства на посту формования предусмотрено мусороуборочное устройство в виде толкателя-скребка.

Линия Б. Р. Бойко ЛКБ (рис. 2) состоит из кассетных установок с виброблоками, собранных из неподвижных и подвижных тепловых форм (отсеков) в автономные пакеты, запираемые устройствами, распалубочной машины в виде передвижного агрегата, бетоноукладчика с виброприводом, направляющих, уборочного устройства, устройства паро- и конденсатопроводов и площадок обслуживания. Все технологические процессы на линии механизированы. Термообработка ведется в автоматическом режиме. Линия обслуживается двумя операторами и одним помощником.

**Технико-экономические показатели кассетной линии ЛКБ**

Годовая производительность, тыс. м <sup>3</sup> /год	до 25
Предельные габариты изделий, м	5,67×3,6× ×0,16
Число формотсекков в линии, шт.	42—49
Коэффициент заполнения формотсекков	0,7
Режим термообработки, ч	6
Расход пара изделий, кг/м <sup>3</sup>	150
Масса линии, т	320
Металлоемкость, кг/м <sup>3</sup>	12,8
Производственная площадь, занимаемая линией, м <sup>2</sup>	405
Подвижность применяемой смеси бетона, см	2—6
Расход цемента марки 400, кг/м <sup>3</sup>	290
Число рабочих, занятых на линии	3
Режим работы линии, смен	2
Габариты линии, м	9×6,2×45

Для более мощных заводов КПД проработано техническое предложение роторно-конвейерной линии. По сравнению с конвейерными линиями роторная имеет преимущество по производительности и однородности, надежности и простоте транспортных средств, а также эффективности использования производственных площадей благодаря расположению постов подготовки на радиальных участках линии.

Технический процесс на роторно-конвейерной линии непрерывен. Исключены холостые ходы, остановки между промежуточными операциями, технологические противотоки, так как транспортные средства работают синхронно.

**Технико-экономические показатели роторно-конвейерной линии**

Производительность линии, тыс. м <sup>3</sup> /год	50
Ритм выпуска одного изделия, мин	21
Ритм линии (передвижные пакеты), мин	163
Режим термообработки, ч	8,5
Масса оборудования, в т. ч. формы, т	650
Металлоемкость, кг/м <sup>3</sup>	13
Число рабочих смен	2
Расход пара, кг/м <sup>3</sup>	до 150
Выпуск изделий в сутки, шт.	91
Габариты линии, м	19×6×40

Роторно-конвейерная линия для вертикально-формируемых изделий (рис. 3) содержит спаренные кассетные установки, расположенные параллельно друг другу на горизонтально замкнутом конвейере с приводом перемещения, передаточные транспортные участки на противоположных концах линии, выполненные радиальными в виде приводного реверсивного сектора с утапливаемыми упорами для периодического контактирования с вертикальными формами (отсеками). При этом посты подготовки размещены на радиальных участках кратно шагу транспортного конвейера и его упоров. Линия снабжена парными постами формования и распалубки.

## Выводы

Каждый вариант линии по компоновке, технологичности и конструктивным решениям имеет достоинства, которые учитываются при эффективном внедрении линии в зависимости от мощности предприятия, его производственных площадей, условий труда и других факторов.

После отработки технологических и конструктивных решений предполагается создать гибкую кассетно-конвейерную линию из унифицированных машин и устройств. Технологические и конструктивные решения этих линий позволяют применять вибраторы разных типов; навесные, глубинные, встроенные в нижние части отсеков.

Внедрение разработанных линий позволит сократить металлоемкость оборудования линии за счет облегченных конструкций тепловых вертикальных форм и повышенной оборачиваемости, расход цемента на  $50 \text{ кг/м}^3$  за счет использования менее подвижных смесей с  $O. K. = 2...6 \text{ см}$  и эффективного объемного виброуплотнения, механизировать и автоматизировать производственные процессы, повысить производительность и создать социально привлекательные условия труда.

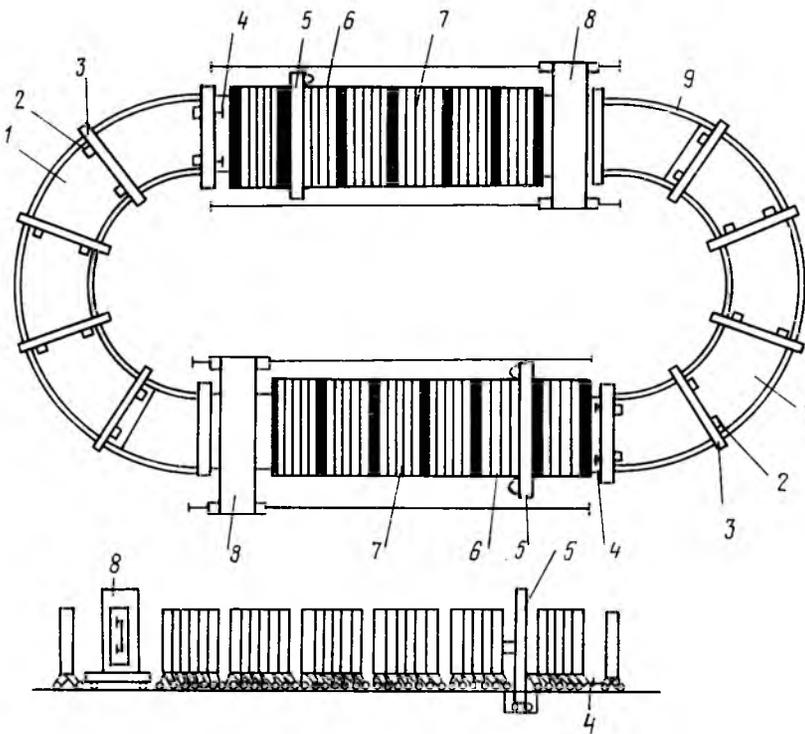


Рис. 3. Роторно-конвейерная линия

1 — передаточные транспортные участки; 2 — утапливаемые упоры; 3 — вертикальные формы; 4 — привод перемещения вертикальных форм на посту сборки в пакет; 5 — вибрирующая рама; 6 — посты формования; 7 — кассетные установки; 8 — распалубочная и транспортная машина для перемещения кассетных установок; 9 — горизонтально-замкнутый конвейер

## БЕТОНИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Эффективность предлагаемой разработки обусловлена применением бетонных смесей, приготовляемых с использованием промышленных отходов в виде гранулированных шлаков (взамен привозного песка) или пылевидных отходов — в сочетании с комплексными противоморозными добавками, что обеспечивает заданную прочность бетона при значительном (на 1—2 марки) повышении морозостойкости и водонепроницаемости бетона применительно к устройству свайных фундаментов буронабивного типа, а также других конструкций в промышленном и гражданском строительстве.

Способ предполагает использование стандартного оборудования.

При внедрении разработки НИИЖБ на хоздоговорной основе оказывает научно-техническую и консультативную помощь с передачей соответствующей документации.

Разработчик: НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6), тел. 171-88-51.

Б. М. КРАСНОВСКИЙ, Н. Н. ДОЛГОПОЛОВ, доктора техн. наук, профессора, В. В. ЗАГРЕКОВ, инж., М. А. СУХАНОВ, Р. Н. ЛОРЕТТОВА, кандидаты техн. наук (ЦМИПКС)

## Твердение бетонов на ВНВ при отрицательных температурах

Одним из перспективных направлений в развитии беспрогреваемых методов зимнего бетонирования является создание и использование специальных цементах и вяжущих. К таким вяжущим можно отнести вяжущее низкой водопотребности (ВНВ), получаемое путем нетрадиционного введения суперпластификатора в цемент при совместном помоле.

В опытах использовали цемент Белгородского завода активностью 38 МПа, речной песок с  $M_k=1,7$  и суперпластификатор С-3. Образцы-балочки размером  $4 \times 4 \times 16$  см сразу после формирования выдерживали при температуре  $+20, 0, -5$  и  $-10^\circ\text{C}$  и испытывали в возрасте 3, 7 и 28 сут после интенсивного оттаивания в проточной воде в течение 15...20 мин. Температура в центре испытываемого образца составляла  $+1...+3^\circ\text{C}$ . Из приведенных результатов испытаний (табл. 1 и рис. 1) видно, что мелкозернистый бетон на ВНВ\* обладает следующими свойствами:

температура твердения бетона на морозе до  $-10^\circ\text{C}$  зависит от тонны вяжущего; так, с увеличением удельной поверхности с 500 до  $700 \text{ м}^2/\text{кг}$  прочность на сжатие в возрасте 28 сут возрастает с 9 до 28,5 МПа при температуре  $-10^\circ\text{C}$  и с 13,8 до 43,5 МПа — при  $-5^\circ\text{C}$ ;

бетон, находящийся в течение 28 сут при  $-10^\circ\text{C}$ , при последующем выдерживании в течение 28 сут в нормальных условиях достигает 70...80 % марочной прочности, что свидетельствует о небольших структурных нарушениях в бетоне, возникших при замерзании;

нетрадиционный способ введения суперпластификатора в бетонную смесь на основе ВНВ в отличие от введения его с водой затворения позволяет увеличить прочность бетона, твердеющего 28 сут при  $-10^\circ\text{C}$ , с 3...4 до 9, 18 и 28,5 МПа при тонне цемента соответственно 500, 600 и  $700 \text{ м}^2/\text{кг}$  (см. рис. 1).

При введении суперпластификатора с водой затворения в количестве 1 % массы цемента прочность бетона с повы-

верхности цемента не изменяется.

Комплексными физико-химическими методами исследований установлено, что морфология новообразований при твердении ВНВ и обычного портландцемента идентичны. Способность бетона на ВНВ набирать прочность при температуре до  $-10^\circ\text{C}$ , очевидно, связана с особенностями поровой структуры его цементного камня. Исследованиями, проведенными методом ртутной порометрии, установлено, что на 28-е сутки нормального твердения цементный камень, изготовленный из теста нормальной плотности (Белгородский цемент с НГТЦ = 23 %), имеет суммарную пористость  $0,1010 \text{ см}^3/\text{г}$ , в то время как цементный камень из ВНВ (НГТЦ = 16 %) —  $0,0558 \text{ см}^3/\text{г}$ . Больше половины всех пор (61,8 %) материала на основе исходного цемента имеют размеры больше 0,1 мкм. Это крупные капилляры, в которых вода замерзает при  $-3...-20^\circ\text{C}$ . В цементном камне из ВНВ эффективный радиус пор (80 %) сдвигается в сторону более мелких пор размером  $0,1...0,01 \text{ мкм}$ . Вода в таких порах замерзает при температуре  $-20...-40^\circ\text{C}$  [2], что позволяет бетону на ВНВ твердеть на морозе.

Особенности поровой структуры бетона на ВНВ позволяют дополнительно снизить расход противоморозных добавок без увеличения льдистости на морозе, а значит и деструкции бетона, что косвенно подтвердилось и результатами экспериментов (табл. 2).

В опытах использовали цемент Старооскольского завода активностью 34 МПа, речной песок с  $M_k=1,7$ , гранитный щебень размером зерен 5...20 мм и суперпластификатор С-3. В ка-

Таблица 1

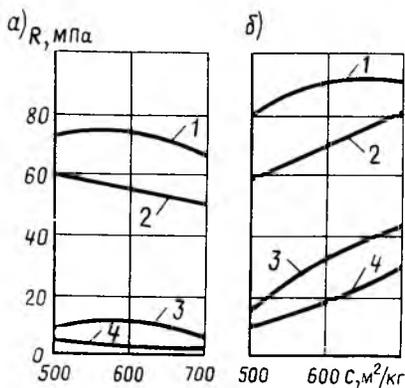


Рис. 1. Зависимость прочности бетона от тонны вяжущего  
а — введение 1 % С-3 с водой затворения; б — введение С-3 по технологии ВНВ; 1...4 — соответственно  $+20, 0, -5, -10^\circ\text{C}$

шением тонкости помола уменьшается. Это объясняется тем, что при таком способе увеличение удельной поверхности цемента приводит к росту водопотребности раствора. При увеличении удельной поверхности с 500 до  $700 \text{ м}^2/\text{кг}$  В/Ц бетона увеличивается с 0,33 до 0,41.

При введении суперпластификатора по технологии ВНВ водопотребность растворов с увеличением удельной по-

Удельная поверхность, $\text{м}^2/\text{кг}$	Расплав конуса, мм	Температура твердения, $^\circ\text{C}$	Прочность, МПа, при сжатии/изгибе		
			7 сут	28 сут	56 сут*
<i>Рядовой портландцемент</i>					
310	108	+20	23,0/5,8	38,0/6,4	46,5/—
310	108	0	9,5/2,4	20,0/4,9	36,3/—
310	108	-5	—	3,7/0,3	29,5/—
310	108	-10	—	—	18,0/—
<i>ВНВ</i>					
500	110	+20	65,5/10,2	80,0/10,9	86,3/—
500	110	0	34,7/8,6	57,8/12,4	83,0/—
500	110	-5	3,4/—	13,8/5,8	63,5/—
500	110	-10	2,3/—	9,0/4,1	53,4/—
600	112	+20	78,0/12,0	91,2/13,3	92,6/—
600	112	0	53,5/9,7	69,5/11,7	85,5/—
600	112	-5	10,2/3,9	33,0/7,9	70,0/—
600	112	-10	6,3/1,9	18,0/7,3	69,7/—
700	115	+20	82,5/10,2	90,9/11,8	90,5/—
700	115	0	58,5/10,9	80,0/12,2	85,0/—
700	115	-5	17,0/8,1	43,5/9,9	75,2/—
700	115	-10	8,6/2,2	28,5/9,2	74,5/—

\* 28 сут при заданной температуре, затем 28 сут в нормальных условиях.  
Примечание. Соотношение Ц:П во всех составах 1:3. В/Ц для рядового портландцемента 0,44, для ВНВ — 0,30.

Таблица 2

Вид добавки	Количество добавки, % массы цемента	В/Ц	О. К., см	Температура твердения, °С	Прочность бетона на сжатие, МПа		
					7 сут	28 сут	56 сут*
<i>Рядовой портландцемент</i>							
НН	10	0,45	3	+20	21,0	36,5	—
		0,45	4	-15	5,1	19,5	36,2
<b>ВНВ</b>							
—	—	0,30	3	+20	63,0	75,0	83,5
НН	1	0,30	3	-15	14,6	22,4	55,6
НН	3	0,30	3	-15	16,5	40,5	58,6
НН	5	0,30	3	-15	17,5	44,5	59,8
НН	1	0,30	3	-20	—	1,5	38,8
НН	3	0,30	3	-20	—	12,0	46,0
НН+ХК	1+0,5	0,30	3	-15	19,7	28,7	50,4
НН+ХК	3+0,5	0,30	3	-15	21,4	43,5	57,8
НН+ХК	3+0,5	0,32	6	-25	3,8	11,5	56,7
НН+ХК	5+0,5	0,30	3	-25	1,0	3,2	49,7
НК	1	0,29	4	-15	5,0	10,0	56,8
НК	4	0,29	4	-15	5,0	9,5	65,4
НК	7	0,29	4	-15	6,5	9,6	59,8
М	2	0,29	4	-15	1,9	18,6	38,5
М	4	0,27	4	-15	1,5	29,4	50,8
М	6	0,25	3	-15	1,8	29,9	46,4

\* 28 сут при заданной температуре, затем 28 сут в нормальных условиях.  
Примечание. Удельная поверхность ВНВ 500 м<sup>2</sup>/кг. Соотношение Ц:П:Ш во всех составах 1:2,03:2,89.

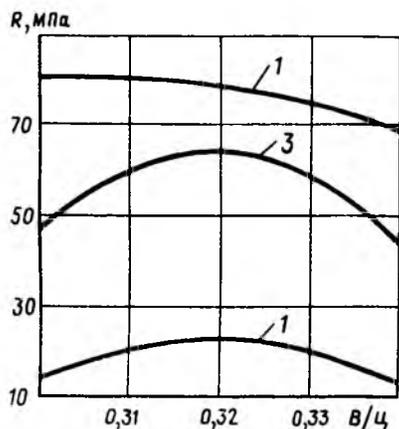


Рис. 2. Зависимость прочности бетона на ВНВ с 3 % НН от В/Ц  
1 — 28 сут (+ 20 °С); 2 — 28 сут (- 20 °С);  
3 — 28 сут (- 20 °С) + 28 сут (+ 20 °С)

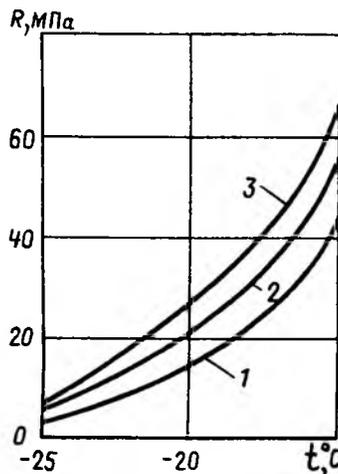


Рис. 3. Зависимость прочности бетона на ВНВ с 3 % НН от температуры твердения и тонны вяжущего  
1... 3 — соответственно 500, 600 и 700 м<sup>2</sup>/кг

честве противоморозных добавок применяются нитрит натрия (НН), нитрит натрия+хлористый кальций (НН+ХК), нитрит кальция (НК) и мочевины (М). Образцы-кубы с ребром 10 см сразу после формования выдерживали при температуре -15, -20 и -25 °С. Прочность на сжатие определяли после оттаивания образцов в комнатных условиях в течение 1... 3 ч. Установлено, что при температуре не ниже -15 °С целесообразно применять НН и НН+ХК в количестве 1...3 %

Таблица 3

Удельная поверхность, м <sup>2</sup> /кг	Количество НН, % массы цемента	В/Ц	О. К., см	Температура твердения, °С	Водонасыщение бетона в возрасте 28 сут, %
<i>Портландцемент</i>					
280	—	0,44	2	+20	9,12
<b>ВНВ</b>					
500	—	0,30	2	+20	5,54
500	3	0,30	2	-15	7,93
500	3	0,32	6	-15	6,89
500	3	0,34	10	-15	8,13

Примечание. Испытывали фрагменты из поверхностных слоев образцов.

Таблица 4

Время предварительного выдерживания бетона в нормальных условиях, ч	Прочность при сжатии, МПа		
	перед замораживанием	28 сут	56 сут
0	0	41,3	57,8
6	0	44,2	66,5
12	3,2	47,5	68,3
24	33,7	48,8	64,2
48	51,0	52,6	62,5

массы цемента, а мочевины в количестве 2... 4 %, что обеспечивает прочность через 28 сут твердения при -15 °С 22... 44 МПа с НН, 28...43 МПа с НН+ХК и 18...30 МПа с мочевиной (см. табл. 2). Увеличение расхода добавок свыше указанного количества не повышает прочности бетона, твердеющего на морозе, а при последующем его выдерживании в нормальных условиях снижает ее.

Использование 1...7 % НК не позволяет бетону на ВНВ набирать прочность при температуре -15 °С более 10 МПа. Однако необходимо отметить, что бетон с НК, твердевший на морозе, при последующем выдерживании в нормальных условиях набирает самую высокую прочность по сравнению с бетонами на других добавках (см. табл. 2).

На прочность бетона с противоморозными добавками влияют также В/Ц, температурные условия твердения, тонина вяжущего и время предварительного выдерживания при положительной температуре. Влияние комплекса этих факторов исследовали на бетоне с использованием ВНВ и 3 % НН.

Закономерности изменения прочности бетона на ВНВ от В/Ц те же, что и для обычного бетона — с уменьшением В/Ц прочность растет. Однако прочность бетона на ВНВ, твердеющего на морозе, имеет параболическую зависимость от В/Ц с экстремумом при В/Ц=0,32 (рис. 2). При этом значении В/Ц в условиях отрицательных температур формируется наиболее плотная структура бетона, о которой можно судить по водонасыщению образцов (табл. 3).

Увеличение тонкости помола цемента с 500 до 700 м<sup>2</sup>/кг приводит к ускорению твердения бетона на ВНВ с 3 % НН в 1,5 раза при температуре -15 °С, в 2 раза при -20 °С и в 2,5 раза при -25 °С (рис. 3).

Предварительное выдерживание в нормальных условиях перед замораживанием бетона на ВНВ с НН способствует повышению прочности. Увеличение времени предварительного выдерживания с 6 до 48 ч дает прирост прочности на 22 %. При последующем твердении в нормальных условиях после выдерживания на морозе при -15 °С наблюдается пик прочности для времени предварительного выдерживания, равного 12 ч (табл. 4).

Таким образом, использование бетона на ВНВ расширяет область и объем беспрогревного бетонирования в зимних условиях, позволяя вести бетонные работы при температуре до -10 °С без противоморозных добавок, а при более низких температурах — с добавками, количество которых можно снизить в 2... 3 раза.

## Виброэлектробетонирование на стройплощадке

В ПМК-242 Ленстройкомитета ежедневно укладывается около 7 тыс. м<sup>3</sup> бетона, транспортируемого на расстояние до 100 км. Зимой для прогрева бетона требуется много электродов, проводов, электроэнергии. С учетом работы автокрана стоимость уложенного бетона достигает 51 р/м<sup>3</sup> при сметной стоимости 22 р/м<sup>3</sup>.

В 1985 г. началось внедрение в производство более эффективной технологии виброэлектробетонирования, разработанного Владимирским политехническим институтом [1] и запатентованного в 12 зарубежных странах. После обработки бетонной смеси в виброэлектрореакторе полностью исключается электропрогрев бетона, а следовательно, электроды и разводящие провода, снижается расход электроэнергии. При этом резко активизируется цементное тесто, позволяющее сократить потребность в цементе, и благодаря последующему естественному выдерживанию бетона значительно улучшаются свойства бетона. Кроме этого снижаются трудозатраты из-за совмещения приема, транспортирования, разогрева и вибрирования смеси в одном агрегате, а также исключения крана при бетонировании фундаментов [2].

По данным технико-экономического расчета, утвержденного Главвладимирстроем, минимальная прибавка с 1 м<sup>3</sup> уложенного бетона составляет 5,1 р., а с одного виброэлектрореактора — 137,7 тыс. р. Однако виброэлектрореакторы, изготовленные СКБ Строймеханизация Минстроя СССР, оказались неработоспособными из-за полного пренебрежения данными экспериментальных исследований.

В связи с этим ПМК-242 обратилась непосредственно к авторам разработки, и в октябре 1989 г. такая установка была изготовлена и испытана за 2 сут из подручных материалов. Представители ЛИСИ отметили ее высокую мобильность, производительность и экономичность при абсолютной безопасности работ.

Изготовленный виброэлектрореактор представляет собой обычную стальную трубу с входным и выходным вырезами, подвешенную на тросах и снабженную двумя периодически работающими ви-

браторами. Внутри трубы коаксиально установлен асбестоцементный стержень, на котором смонтированы электроды из кровельной стали, к последним изнутри трубы подключен кабель. Все соединения выполнены без сварки, с прокладкой амортизирующей резины для полного устранения виброшума (см. рисунок). Для загрузки бетона предусмотрен отдельный бункер, для выгрузки — отверстие, расположенное в целях устранения заторов между вибратором и подвеской.

Таким образом, в виброэлектрореакторе соединены в единое целое элементы вибрототка и вибромаятника, электробункера и соленоида, пропарочной камеры и автоклава. В результате использования энергетических воздействий всех видов: потенциально-вибромеханических, электротепловых и электромагнитных, термохимических и барофазовых — полностью устранены потери энергии, и коэффициент полезного действия достигал 0,94.

Изготовлено несколько типов виброэлектрореакторов. Первый применяли для подогрева и перемешивания раствора при каменной кладке с целью исключения дефицитного и дорогого поташа. В зимних условиях обработанное пластифицированное цементное тесто до замерзания успевало насытить кирпич водой и связать всю свободную воду, что обеспечивало дальнейший после отпелели набор прочности.

Затем виброэлектрореактор использовали при бетонировании фундаментов.

Для этого его подвешивали к каркасу, передвигаемому на полозьях, и бетон непосредственно из бетоновоза поступал в бункер.

Фундаменты бетонировали с модулем поверхности 6 при температуре наружного воздуха — 10 °С из бетона класса В15 с О.К.=6...8 см, которая после обработки смеси возрастала до 8...10 см. Поток бетона зависел от осадки конуса и угла наклона трубы, но, главным образом, от непрерывности поступления бетона (простой достигали 30 %).

Температура разогрева смеси пропорциональна времени разогрева бетона и силе тока, зависящей от степени заполнения трубы. При перерывах в поступлении бетона сила тока снижалась от 400...450 А до 0 и в среднем составила 200 А. В связи с этим требуемая мощность достигала 300 кВт при мощности 150 кВт, и в среднем расход энергии составлял 40 кВт/м<sup>3</sup>.

Обработка данных показала, что поток бетона  $\Pi_6$  в смену можно определить по простой зависимости от угла наклона трубы  $\beta$  и подвижности смеси  $h_k$

$$\Pi_6 = 3\beta h_k \quad (1)$$

Потребляемая мощность  $P_a$  при разогреве смеси до 70 °С зависела от потока бетона с коэффициентом 5 (при увеличении угла наклона трубы уменьшалось время нагрева и увеличивался поток)

$$P_a = 5\Pi_6 \quad (2)$$

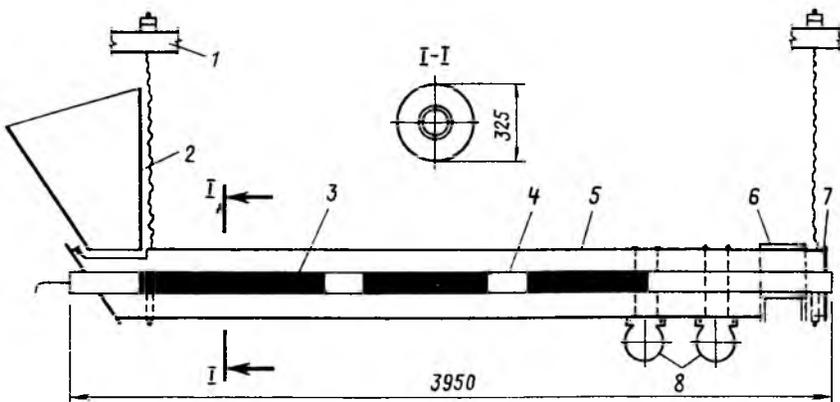


Схема виброэлектрореактора  
1 — подвеска к каркасу; 2 — бункер; 3 — электроды; 4 — сердечник; 5 — труба; 6 — затвор; 7 — торцевые крышки; 8 — вибраторы

Расход энергии  $W_3$  зависит от степени нагрева бетона

$$W_3 = 0,7 \Delta t. \quad (3)$$

От колебаний силы тока возникал перекос фаз, однако на наружной поверхности трубы из-за электромагнитного экрана полностью отсутствовало напряжение.

Бетон укладывали без вибрирования и немедленно укрывали рубероидом. Температура смеси на выходе и в конструкции в зависимости от увеличения потока соответственно снижалась (см. таблицу). После окончания работ стержень вынимали и трубу очищали банником. Время остывания бетона до 0 °С составило 2...3 сут, прочность бетона до замерзания достигала 50...80 % марочной.

За счет отказа от крановщика и стропальщика, а также круглосу-

Угол наклона, °	Время разогрева, мин	Фактический поток бетона, м <sup>3</sup> /смену	Максимальные		Температура, °С		
			сила тока, А	мощность, кВт	на выходе	в центре конструкции	у мерзлого основания
1	30	11,2	400	270	100	94	49
2*	25	14,6	410	280	92	85	43
2	20	17,0	420	290	82	74	41
3	15	22,0	440	300	61	56	29
4	10	35,0	430	290	45	39	21

\* Данные по разогреву раствора.

точного дежурства электрика и электромонтеров по монтажу электродов и электропроводов экономия последних составила до 10 кг/м<sup>3</sup>, число рабочих сократилось до семи. Общая экономия в зависимости от условий бетонирова-

ния составила 5...30 р/м<sup>3</sup> бетона.

Минсевзапстрой РСФСР утвердил временные технические условия по виброэлектробетонированию, а НИИЖБ на базе ПМК-242 в начале 1991 г. наметил провести в Ленинграде Всесоюзное совещание-семинар по виброэлектробетонированию. В настоящее время разработаны рабочие чертежи виброэлектрореактора, которые вместе с техническими условиями можно получить по договору (600026, г. Владимир, ул. Горького, 89, ВПИ НТЦ).

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Арбе́ньев А. С. Бетонирование с непрерывным электроразогревом смеси // Бетон и железобетон.— 1987.— № 7.— С. 22—23.
2. Форсированный разогрев бетонной смеси/Материалы совещания-семинара.— Владимир: ВПИ, 1989.— 151 с.

УДК 666.972.004.12

И. Н. ЛЕГАЛОВ, инж. (Рижский политехнический ин-т)

## Повышение качества цементных литых смесей с химически активным адсорбентом

В современной технологии производства строительных материалов и конструкций использование литых смесей сдерживается перерасходом вяжущего, а также замедлением их схватывания и твердения.

Существует много способов удаления излишков технологической влаги в наливных стяжках [1, 2]. Один из них — соединение в статических условиях двух подсистем А и Б с разным влагосодержанием  $u_A, u_B$ , последующим выравниванием  $u$  и получение композита с более высокими эксплуатационными характеристиками [3, 4]. Система А — мелкозернистый композиционный материал на основе минеральных вяжущих, затворенный водой с избытком. Система Б — аналогичный материал в порошкообразном состоянии. Каждая из подсистем характеризуется своими термодинамическими и реологическими параметрами.

Если совместить подсистемы А и Б в одной форме, то через некоторое время влагосодержание  $u_A$  и  $u_B$  придет в равновесие, т. е. будет получена система АБ (композит) с низким водотвердым отношением (рис. 1). Для материалов на основе минеральных вяжущих это означает получение более высокой плот-

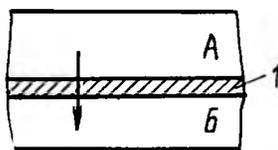


Рис. 1. Конструктивная схема стяжки под полы А, Б — подсистемы; 1 — прокладочный рулонный материал

ности, прочности и других технических характеристик.

Были проведены потенциометрические исследования [3, 4] цементно-известковых литых смесей с контактным химическим стоком влаги на моделях и фрагментах пола. Результаты исследований (табл. 1) показали, что в самонивелирующихся стяжках под полы

Таблица 1

т, сут	и.ч. %
2*	6,8/3,9
1	3,7/5,9
4	2,7/3,9
10	2,6/3,8
18	2,5/3,6

Примечание. Перед чертой — для самонивелирующегося слоя, после черты — для контактного слоя. \* т — в часах.

с контактным химическим стоком влаги при температуре среды 20 °С уже на первые сутки с момента их устройства влагосодержание материала удовлетворяет ( $W=5\%$ ) требованиям СНиП III в гл. 17—72.

Введение в подсистему Б теплоизоляционного материала (перлита) резко повышает теплоизоляционные свойства композита.

Исследования показали, что коэффициент теплопроводности керамзитобетона  $\lambda=0,71$ ; системы Б  $\lambda=0,42$ ; подсистемы Б с перлитом  $\lambda=0,38$  Вт/(м·К). Это позволило провести промышленный эксперимент по устройству цементно-известковых стяжек под полы с химическим стоком воды из раствора стяжек в контактный слой. Для эксперимента было выбрано здание школы с общежитием, имеющее площадь заливаемых полов 2000 м<sup>2</sup>.

Весь опытно-промышленный эксперимент проводили в два этапа. Вначале выполняли стяжки с различным конструктивным устройством пола. Предложены следующие варианты контактных слоев: а — водонепроницаемые пакеты, наполненные порошком гипса (20 кг/м<sup>2</sup>); б — плитки, состоящие из гипса, перемешанного со скопом-отхо-

дами целлюлозно-бумажной промышленности (20 кг/м<sup>2</sup>); в — гипсовая подсыпка с уложенным прокладочным рулонным материалом типа дорнит (20 кг/м<sup>2</sup>); г — контрольный вариант — слой керамзитобетона толщиной до 30 мм.

Технические характеристики цементно-известковой стяжки представлены в табл. 2

Таким образом, предложенные варианты экспериментальных стяжек под полы на 5-е сут удовлетворяют требованиям СНиП III в гл. 17—72 ( $W \leq 5\%$ ,  $R \geq 10,5$  МПа).

Устройство стяжек выполняли при температуре 18...20 °С и  $W = 40...50\%$ .

Для устройства наливных цементных стяжек был выбран вариант по технологическим соображениям.

В состав стяжки входили следующие компоненты: строительный гипс марок ГЗ...Г5 (ГОСТ 125—79), прокладочный рулонный материал — стеклохолст типа ХПС и волокнистый материал типа дорнит, портландцемент марки 400 (ГОСТ 10178—62), строительная известь (ГОСТ 9179—70), кварцевый песок с  $M_k = 1,9...2,5$  (ГОСТ 8736—62).

Для контроля за параметрами твердеющего материала стяжек были специально разработаны приборы (измеритель внутреннего давления, влагометр) и экспресс-методика.

Второй этап. Технология устройства наливных стяжек полов с химическим стоком влаги включает следующие работы: завершение монтажных операций по прокладке электрокабелей, укладке крепежной арматуры и т. д.; замоноличивание монтажных отверстий в железобетонных перекрытиях; фиксацию на стенах уровня чистого пола после заделки всех отверстий в соответствии с проектом.

Толщина контактного слоя принимается исходя из того, что при контактировании подсистем А и Б свободная влага подсистемы А плоским фронтом опускается к границе систем, и влага раствора подсистемы А в капилляре проходит все циклы структурообразования (рис. 2).

Аналогичным образом влага перемещается в подсистеме Б, проходя по четыре цикла сорбционного и десорбционного процессов. Десорбционный процесс подсистемы Б имеет свои особенности. Если подсистема Б при поступлении в нее влаги плоским слоем быстро структурируется (например, схватывается), то образуется фильтр определенной высоты, препятствующий дальнейшему молекулярному стоку влаги в оставшийся объем. Возможен только молекулярный перенос, что замедляет кинетику массопереноса. В этом случае осуществить перенос влаги в подсистему Б по всему объему можно, замедляя

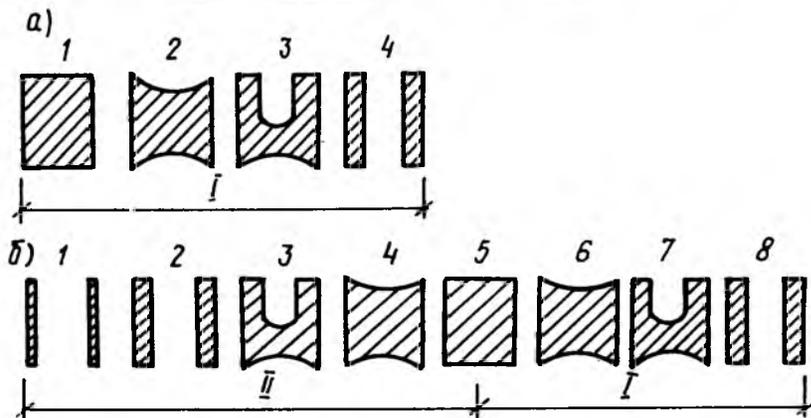


Рис. 2. Изменение характера оводнения и стока влаги в одиночном капилляре 1...8 — циклы; I — десорбционный процесс; II — сорбционный процесс

твердение порошка данной системы, что уменьшит влагосодержание в подсистеме А за более короткий срок и позволит степени завершенности структурообразования  $\eta$  быстрее достигнуть единицы.

Тогда получили

$$V_A^{x,c} = V_A - V_A^{c,b},$$

$$V_A^{c,b} = V_B^a - V_B^{x,c}.$$

Балансовое уравнение будет иметь вид

$$M_A \left( \frac{V_A}{M_A} - \frac{V_A^{x,c}}{M_a} \right) = M_B \left( \frac{V_B^a}{M_B} - \frac{V_B^{x,c}}{M_b} \right),$$

где  $M_A, M_B$  — масса вещества (твердого) в подсистемах А, Б;  $M$  — вода затворения;  $V^{x,c}$  — химически связанная вода;  $V^a$  — адсорбционная (при контакте порошка с водой);  $V^{c,b}$  — свободная влага.

Таким образом, толщина контактного слоя рассчитывается в соответствии с балансовым уравнением и в нашем случае составляет 20 кг на 1 м<sup>2</sup> пола. С технологической точки зрения, между подсистемами А и Б необходимо поме-

щать рулонный прокладочный материал. Предварительно подготовленный раствор транспортировали к месту укладки механизированными установками типа УГМ-2 и СО-165. Как показал опыт, 80 % всей площади не требовалось выравнивать или затирать. Поверхность пола была достаточно гладкой и ровной и соответствовала требованиям ГОСТа, т. е. 80 % площади пола была самонивелирующей. Остальные 15...20 % поверхности пола спустя сутки после заливки затирали специальными металлическими рейками.

Результаты проведенных промышленных испытаний выявили следующие преимущества разработанной технологии по сравнению с традиционной; время достижения нормативных требований к полу ( $W \leq 5\%$ ,  $R_{сж} \geq 10,5$  МПа) сокращается в 1,5...2 раза, а при пониженных температурах (2...10 °С) в 2...3 раза; конструкция основания пола позволяет отказаться от традиционного керамзитобетонного подстилающего слоя, сохраняя нормируемые теплозвукоизоляционные показатели. Использование рекомендуемой технологии позволяет сократить расход цемента на 40...50 кг/м<sup>3</sup>. Экономический эффект составляет 1...1,5 р. на 1 м<sup>2</sup> пола.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. П а н о в В. П. Самонивелирующиеся наливные основания пола из альфа-гипса // На стройках России.— 1987.— № 5.— С. 18.
2. Справочник строителя. Устройство полов.— М.: Стройиздат, 1986.— 45 с.
3. Ц и м м е р м а н и с Л.-Х. Б. Термодинамика многоступенчатого структурообразования при контактном стоке влаги из системы // Технологическая механика бетона.— Рига: Риж. политехн. ин-т, 1989.— С. 17—22.
4. Ц и м м е р м а н и с Л.-Х. Б. Термодинамика влажностного состояния и твердения строительных материалов.— Рига: Зинатне, 1985.— 247 с.

Таблица 2

Контактные слои	Сроки схватывания, * ч	Пластическая прочность, ** МПа	Влагосодержание контактного слоя, %	Влагосодержание стяжки через 5 сут, %	Механическая прочность через 7 сут, МПа
а	0,50	0,044	5	4	12,5
	2,00	3,400			
б	0,55	0,044	5	4	7,5
	2,50	1,900			
в	0,60	0,044	6	5	10,5
	2,50	2,000			
г	6,00	0,044	—	12	6,2
	10,00	0,030			

\* Над чертой — начало схватывания, под чертой — окончание.  
\*\* Над чертой — начальная прочность, под чертой — через 4 ч.

УДК 624.913./917

Ю. В. КРАСНОЩЕКОВ, канд. техн. наук (ПКТИ Горстройпроект);  
Л. И. МРАЧКОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий)

## Резервы прочности решетчатых балок, работающих совместно с плитами покрытия

Несущую способность решетчатых балок при независимой от плит покрытия работе рекомендуется определять методом сечений с учетом перераспределения усилий с нижнего пояса на верхний [1]. Для расчета прочности нормальных сечений балки используют уравнение моментов внутренних и внешних сил относительно нижней арматуры верхнего пояса (рис. б/н)

$$M = A_s R_s \left( h_0 - \frac{0,5h' - a}{\cos \alpha} \right) + 0,5R_b b (h' - a)^2 + \frac{R_{sc} A'_s}{4} \times (h' - 2a), \quad (1)$$

где  $M$  — балочный изгибающий момент от внешней поперечной нагрузки;  $h_0$ ,  $h'$ ,  $b$ ,  $a$ ,  $\alpha$  — геометрические параметры расчетного сечения балки.

Учет перераспределения усилий по условию (1) тем эффективнее, чем выше прочность верхнего пояса на внецентренное сжатие. Это подтвердилось, в частности, исследованиями и внедрением

усовершенствованных конструкций решетчатых балок серии 1.462.1—3/80 с развитым верхним поясом. В реальных системах покрытий строительные конструкции работают совместно с плитами, в результате чего сжимающие усилия возникают не только в верхнем поясе балок, но и частично передаются через замоноличенные швы приопорных участков настила. Несущая способность сжатого комплексного пояса увеличивается, и, следовательно, прочность системы «балка — настил» должна быть больше прочности балки  $M'' = N'z$  (см. рисунок). Эта величина определяет резерв несущей способности балок, работающих совместно с плитами.

Сжимающее усилие  $N'$ , которое передается через плиты с замоноличенными швами в направлении пролета балки, как показано в источнике [2] и на расчетной схеме (см. рисунок), равно минимальному значению равнодействующей усилий сдвига  $T$ , возникающих по контакту плит с балкой, слева или справа от расчетного сечения. Сдвигу

плит к опорам балки препятствуют силы трения и сварные связи между плитами и балками. Усилия в связях зависят от прочности и деформативности опорных участков продольных ребер плит, закладных деталей в сборных изделиях и сварных соединений. В результате анализа опытных данных по каждому фактору для применяемых в настоящее время покрытий установлено, что в предельном состоянии по прочности реальных систем усилия в связях следует принимать равными расчетным значениям несущей способности закладных деталей, расположенных в балке по одну из сторон от расчетного сечения. Следует отметить, что ввиду недостатка опытных данных по работе соединений сборных железобетонных элементов при их взаимодействии излагаемая методика является приближенной и рекомендуется лишь для оценки резервов прочности эксплуатируемых систем.

Плечо  $z$  усилия  $N'$ , создающего момент  $M''$  относительно нижней арматуры верхнего пояса балки, можно вычислить, если известна высота сжатой зоны настила  $x$ . Для рассматриваемого случая применима формула, полученная из условия совместности деформаций настила и балки [2]

$$x = \frac{2f}{3} + \sqrt{\frac{2N'}{E_b' l_k} - \frac{4f^2}{45}}, \quad (2)$$

где  $f$  — максимальные прогибы плит покрытия по середине пролета;  $E_b'$  — модуль деформативности материала замоноличивания межплитных швов;  $l$  — длина плит;  $k$  — приращение кривизны балки после замоноличивания швов.

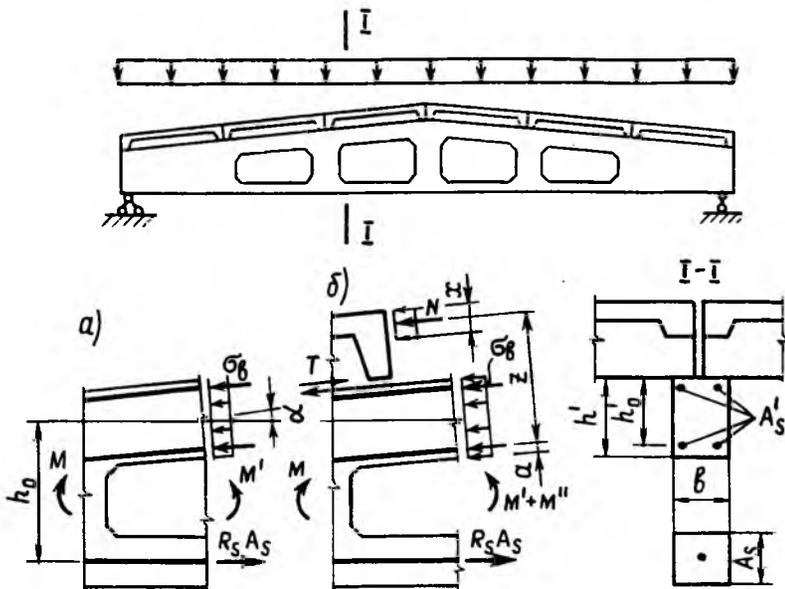
Определение кривизны балки является наиболее трудоемким этапом расчета. Однако погрешность вычисления  $k$  и  $E_b'$  незначительно отражается на конечном результате. Исходя из этого разработан достаточно простой приближенный способ установления кривизны решетчатых балок, в том числе с учетом влияния настила.

В конструкции решетчатых балок имеются четко выраженные пояса, напряженное состояние которых описывается формулой (1). Если пренебречь влиянием местных прогибающих моментов на осевые деформации поясов, то кривизна балки в  $i$ -той стадии загрузки

$$k_i = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_b}{h_0}, \quad (3)$$

где  $\varepsilon_s$  — относительные деформации арматуры растянутого пояса;  $\varepsilon_b$  — осевые относительные деформации сжатого верхнего пояса.

Приращение кривизны  $k$  определяют из разности кривизн  $k_1$  в стадии, близкой к разрушению, и  $k_2$  в стадии замыкания связей.



Расчетная схема покрытия и расчетные сечения  
а — отдельные балки; б — балки, взаимодействующие с плитами

Деформации арматуры в стадии, близкой к разрушению, находят из выражения

$$\varepsilon_s = \frac{R_s}{E_s} + 0,002. \quad (4)$$

Деформации  $\varepsilon_b$  определяют из второго уравнения равновесия для расчетного сечения

$$\sigma_b b h_0' + \sigma_s' A_s' + N = \sigma_s A_s. \quad (5)$$

В уравнение (5) подставляют напряжения в сжатом бетоне верхнего пояса балки  $\sigma_b = \varepsilon_b E_b$ , напряжения в сжатой арматуре, деформации которой принимают равными деформациям бетона ( $\sigma_s' = \varepsilon_b E_s$ ) и условную зависимость характеризующую соотношение коэффициентов упругости  $\nu$  с напряжениями сжатого бетона

$$\nu = 1 - (1 - 400 \frac{R_b}{E_b}) \frac{\sigma_b}{R_b}$$

После преобразований

$$\varepsilon_b = A + \sqrt{A^2 + D}, \quad (6)$$

где

$$A = - \frac{R_b b h_0' + E_s A_s' \frac{R_s}{E_b}}{2 E_s A_s' (1 - 400 \frac{R_b}{E_b})} - \frac{(\sigma_s A_s - N) (1 - 400 \frac{R_b}{E_b})}{2 E_s A_s' (1 - 400 \frac{R_b}{E_b})};$$

$$D = \frac{R_b (\sigma_s A_s - N)}{E_s A_s' E_b (1 - 400 \frac{R_b}{E_b})}$$

В стадии замыкания связей расчет ведут на действие балочного изгибающего момента  $M_2$ , соответствующего внешним нагрузкам, приложенным на этой стадии. При этом

$$\sigma_s = \frac{M_2}{h_0 E_s A_s}. \quad (7)$$

Деформации  $\varepsilon_b$  на этой стадии определяют по формуле (6) при  $\sigma_s A_s - N = M_2 / h_0$ .

По изложенной методике выполнили проверочные расчеты покрытий с типовой решетчатой балкой пролетом 12 м (серия 1.462.1—3/80). Сдвигающие усилия находили по несущей способности типовых закладных деталей балки, которую сопоставляли с прочностью опорных участков продольных ребер плит и сварных соединений плит с балкой. В результате установлено, что при проектном армировании балок разных классов по несущей способности резервы их прочности при взаимодействии с плитами при ширине 3 м — 4...7, при ширине плит 1,5 м — 11...18 %.

Сопоставление расчетных деформаций верхней грани балок с деформациями опорных участков продольных ребер плит и закладных деталей подтвердило полноту включения типовых закладных деталей в совместную работу сборных железобетонных элементов.

## Выводы

Экспериментально-теоретические исследования свидетельствуют о совместной работе стропильных балок с ребристыми плитами покрытий. На основании анализа результатов исследований разработан метод расчета несущей способности решетчатых балок с учетом влияния плит, базирующийся на следующих предпосылках:

совместная работа балок и плит обусловлена сваркой закладных деталей и замоноличиванием швов между сборными элементами;

вплоть до наступления предельного состояния балок обеспечивается нормальная эксплуатация плит покрытия;

на покрытие действуют только поперечные нагрузки.

Предложенный метод расчета целесообразно применять при оценке резервов прочности конструктивных систем покрытий в случаях, когда влияние горизонтальных и температурных воздействий на покрытие незначительно.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Клевцов В. А. К расчету стержневых статически неопределимых конструкций // Бетон и железобетон. — 1979. — № 8. — С. 33—34.
2. Краснощеков Ю. В., Саунин В. И., Шилов Е. В. Учет влияния сборного настила при расчете ригелей // Бетон и железобетон. — 1983. — № 6. — С. 20—21.

УДК 624.016:620.193.2:699.81

В. И. СОЛОМАТОВ, д-р техн. наук, проф., В. С. ФЕДОРОВ, канд. техн. наук (МИИТ);  
В. В. ЖУКОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

## Прогнозирование огнестойкости строительных конструкций

Известные методы расчета огнестойкости конструкций по признаку потери несущей способности заключаются в определении несущей способности  $\Phi$  конструкции в различные моменты времени  $\tau$  воздействия пожара. Предел огнестойкости конструкции  $\tau_0$  устанавливают из условия предельного состояния [1]

$$\Phi [T(\tau)] = N^*(M^*), \quad (1)$$

где  $\Phi [T(\tau)]$  — количественное значение несущей способности конструкции после воздействия пожара в течение времени  $\tau$ ;  $N^*(M^*)$  — то же усилия от нормативной нагрузки.

Существующие методы расчета несущей способности нагреваемой конструкции  $\Phi [T(\tau)]$  связаны с установлением температуры и механических свойств нагретого материала по всей площади поперечного сечения элемента. Известно, что для оценки огнестойкости конструкции необходимы значительные вычислительные или экспериментальные работы. Однако полученные результаты, обеспечивая количественную оценку огнестойкости конструкции, не дают полной картины влияния на ее огнестойкость размеров сечения, величины защитного слоя, армирования, нагрузки, температурного режима, времени эксплуатации в конкретных условиях и др.

Избежать эти недостатки позволяют специальные деградационные функции стойкости, учитывающие синергический эффект многих факторов [2,3]. С учетом специфических условий пожара эти функции предлагается назвать функциями огнестойкости

$$\Phi(\tau) = \frac{\Phi [T(\tau)]}{\Phi_0} = f [T(\tau), S, \mu, c, k], \quad (2)$$

где  $\Phi_0$  — начальное значение несущей способности конструкции после изготовления;  $T(\tau)$  — температурный режим теплового воздействия (реального пожара);  $S$  — геометрические размеры конструкции;  $\mu$  — армирование конструкции;  $c$  — теплофизические и физико-

механические характеристики материала;  $\kappa$  — конструктивное решение здания и конструкции.

Функции огнестойкости выражают изменение во времени огневого воздействия относительных значений несущей способности конструкций. Например, для армополимербетонных конструкций функция огнестойкости описывается экспоненциальным уравнением

$$\Phi(\tau) = \exp(-\psi\tau), \quad (3)$$

где  $\psi$  — коэффициент, отражающий интенсивность изменения несущей способности конструкции при нагреве.

Анализ выражения (2) и практика исследования огнестойкости конструкций показали, что функции огнестойкости можно получить известными экспериментальными и аналитическими методами. По значениям уровня приложенной нагрузки  $\gamma = \Lambda / \Lambda_0$  ( $\Lambda_0$  — разрушающая нагрузка при кратковременных испытаниях конструкции в нормальных условиях) и времени теплового воздействия до наступления предельного состояния по огнестойкости можно определить координаты кривой изменения относительных значений несущей способности от времени нагрева, используя соотношение

$$\Phi(\tau_i) = \frac{\Lambda[T(\tau_i)]}{\Lambda_0} = \frac{\Phi[T(\tau_i)]}{\Phi_0}. \quad (4)$$

С помощью функций огнестойкости на стадии проектирования конструкций можно проанализировать влияние различных конструктивно-технологических факторов на повышение предела огнестойкости и прогнозировать его изменение с учетом времени и условий эксплуатации конструкции без сложных вычислений, характерных для традиционных методов.

В процессе эксплуатации несущая способность строительных конструкций  $\Phi_0$  изменяется в зависимости от условий эксплуатации, материала конструкции и других факторов. Это связано с накоплением необратимых повреждений механического (усталость, растрескивание, пластические деформации) и физико-химического (коррозия, адсорбция и др.) происхождения. Физический износ строительных конструкций наиболее интенсивно происходит в производственных зданиях и сооружениях со специфическими условиями среды.

В настоящее время известны многочисленные исследования, в которых предложены теоретические основы расчета срока службы конструкции и несущей способности с учетом времени эксплуатации. В общем виде несущая способность конструкции  $\Phi$  представляется функцией времени эксплуатации  $t$  [4]

$$\Phi(t) = \Phi_0 [1 + a_\Phi(t)], \quad (5)$$

где  $a_\Phi(t)$  — функция времени, отражающая изменение несущей способности с течением времени при работе в конкретных условиях.

Снижение несущей способности в процессе эксплуатации уменьшает предел огнестойкости, определяемый для вновь

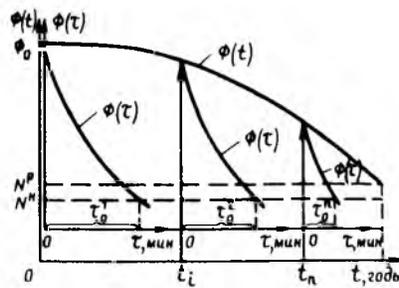


Рис. 1. Изменение несущей способности и предела огнестойкости конструкции во времени в конкретных условиях  
 $N^p, N^i$  — усилие от расчетной и нормативной нагрузки

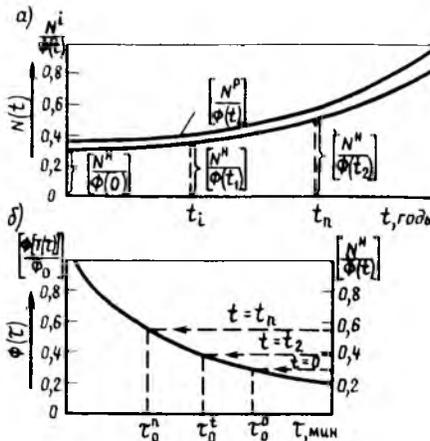


Рис. 2. Оценка предела огнестойкости конструкции с учетом срока эксплуатации в конкретных условиях  
а — изменение уровня усилий от нагрузки во времени; б — предел огнестойкости конструкции

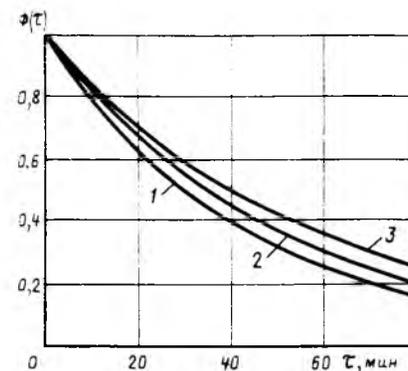


Рис. 3. Зависимость огнестойкости армополимербетонных колонн сечением  $35 \times 35$  см при одном температурном режиме от  $\mu$  1 —  $\mu=0,83$ ; 2 —  $\mu=2$ ; 3 —  $\mu=2,96\%$

запроектированной конструкции без учета условий ее работы (рис. 1). При традиционных методах оценки огнестойкости прогнозировать изменение предела огнестойкости трудно, поскольку необходимо вновь проводить расчеты на огнестойкость для отдельных периодов эксплуатации с учетом физико-химических характеристик материалов и геометрических размеров конструкции.

Функции огнестойкости позволяют без дополнительных расчетов прогнозировать предел огнестойкости в любой момент времени. Для этого необходимо усилие от нагрузки  $\Lambda^i(M^i)$  выразить через уровень загруженности

$$\Lambda(t) = \frac{\Lambda^i(M^i)}{\Phi(t)}. \quad (6)$$

В этом случае относительное значение усилия от нагрузки является также функцией времени эксплуатации (рис. 2). Изменение нормативной нагрузки во времени также учитывает формула (6).

При этом условии предельного состояния по огнестойкости (см. рис. 2)

$$\Phi(\tau) = \Lambda(t).$$

Частным случаем предлагаемого критерия предельного состояния является традиционный подход — условие (1). Расчетами огнестойкости армополимербетонных конструкций с помощью функции огнестойкости (3) и условиями предельного состояния (7) с учетом изменения рабочего армирования (рис. 3) установлено, что предложенный способ прогнозирования предела огнестойкости значительно сокращает объем вычислительных работ, требует меньше машинного времени и дает больше информации для анализа по сравнению с традиционным. Расчеты показали, что коэффициент  $\psi$  в формуле (3) линейно зависит от  $\mu$ .

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций/НИИЖБ.— М.: Стройиздат, 1986.— 82 с.
2. Соломатов В. И. Технология полимербетонов и армополимербетонных изделий.— М.: Стройиздат, 1984.— 141 с.
3. Соломатов В. И., Селяев В. П. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов.— М.: Стройиздат, 1987.— 264 с.
4. Чирков В. П. Принципиальные основы расчета строительных конструкций эксплуатируемых зданий//Межвузовский сб. науч. тр.— М.: МИИТ, 1989.— Вып. 812.— С. 4—10.

## Вероятностно-экономическая оптимизация железобетонных конструкций

Перспективным для обоснования материалоемкости конструкций является использование вероятностно-статистических методов, позволяющих минимизировать приведенные затраты  $Z_{прив}$  на изготовление  $Z_{изг}$  и эксплуатацию  $Z_{экспл}$  конструкции вследствие изменения ее материалоемкости [1]

$$Z_{прив} = Z_{изг} + Z_{экспл} N \rightarrow \min, \quad (1)$$

где  $N$  — число отказов за срок эксплуатации.

Минимизацию приведенных затрат производят численными методами в следующем порядке:

1.  $\bar{M} = \bar{K}_{ош} \bar{M}_{норм}$ ;
2.  $\sigma_M^2 = [(\bar{M}_{норм} V_{K_{ош}})^2 + \sigma_{M_{норм}}^2] \bar{K}_{ош}^2$ ;
3.  $n_{\Psi_m} = \frac{\bar{M}_m - \bar{q}_m}{\sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_q^2}}$ ,  
 $m=1, T$ ;
4.  $n_{\Psi_m} = t_m - \frac{2,069 - 0,421 t_m}{1 + 0,315 t_m - 0,091 t_m^2}$ ;
- $t_m = \sqrt{\ln \frac{1}{p_m^2}}$ ,  
 $m=1, T$ ;
5.  $W_m = 1 - p_m$ ;
6.  $H_n = \sum_{i=1}^T \sum_{j=1}^i p_i H_{i-j}$ ;
- $H_0 = 1$ ;  $H_{i-j} = \frac{H_{i-j}}{(1+E)^i}$ ;
7. — по формуле (1).

где  $\bar{M}$ ,  $\bar{M}_{норм}$ ,  $\bar{q}$  — средняя несущая способность элемента, определенная с учетом и без учета расчетных процедур, а также нагрузок;  $K_{ош}$ ,  $V_{K_{ош}}$  — средняя ошибка расчетной процедуры и коэффициент ее вариации;  $\sigma_M^2$ ,  $\sigma_{M_{норм}}^2$ ,  $\sigma_q^2$  — дисперсия теоретических значений несущей способности и нагрузок;  $T$  — срок эксплуатации конструкции;  $p$  — вероятность отказа конструкции;  $E$  — коэффициент приведения разновременных затрат:  $E = 0,1$ .

Для установления статистических характеристик несущей способности введен коэффициент ошибки расчетных

процедур, равный единице [2]. Однако он обладает изменчивостью, что влияет на теоретическое значение дисперсии несущей способности, которое можно найти методом линеаризации [3].

Для оценки верхней границы коэффициента вариации расчетных процедур изучали изменчивость отношений свойств конструкций, установленных в ходе экспериментов, по сравнению с вычисленными по нормированным зависимостям. При этом проанализировали указанные отношения на основе результатов испытаний более чем 4000 конструкций, заимствованных из 66 источников:

Результаты расчета Коэффициент вариации отношений, %

Прочность нормальных сечений (β ниже граничного) при изгибе . . . . .	7,7
Прочность наклонных сечений . . . . .	14,6
Момент трещинообразования нормальных сечений при изгибе . . . . .	8,8
Ширина раскрытия трещин в нормальных сечениях при изгибе . . . . .	37,2
То же в наклонных сечениях . . . . .	63,0
Прогиб при кратковременном воздействии нагрузок . . . . .	15,0
То же при длительных нагрузках . . . . .	20,1
Полный прогиб . . . . .	61,5
Длина зоны передачи напряжений . . . . .	28,9

Для подсчета прочности изгибаемых элементов предложена формула, определяющая коэффициент вариации расчетных процедур в зависимости от коэффициента армирования  $\mu$  и средней прочности бетона и арматуры  $\bar{R}_b$ ,  $\bar{R}_s$  на основе учета погрешностей, вносимых в расчет гипотезой о прямоугольной эпюре напряжений в бетоне сжатой зоне

$$V = \frac{0,025\mu}{\frac{\bar{R}_b}{\bar{R}_s} - 0,53\mu} \quad (2)$$

Коэффициент вариации геометрических размеров (за исключением толщины защитного слоя) подсчитывали по формуле, полученной на основе обработки результатов обследования более 2000 конструкций

$$V = \exp(0,253 - 4,75l \cdot 10^{-4}), \quad (3)$$

где  $l$  — абсолютный размер.

Для вывода расчетных формул алгоритма приняли, что статистическое распределение прочности бетона, арма-

туры и конструкций, а также длительно действующих нагрузок подчиняется закону нормального распределения; кратковременно действующих нагрузок — двойному экспоненциальному закону.

Для установления вероятности отказа в композиции нормального и двойного экспоненциального распределений использовали аппроксимацию [4], в которой коэффициенты были специально обоснованы для указанной композиции.

Для определения надежности конструкций в любой момент эксплуатации служила экспоненциальная зависимость [5]

$$W_t = \frac{S}{t^u + S}, \quad (4)$$

где

$$S = \frac{W_1}{1 - W_1}; \quad S_T = \frac{W_T}{1 - W_T};$$

$$u = \frac{1}{\ln T} \ln \frac{S}{S_T}$$

Число отказов за срок эксплуатации конструкций находили по зависимости, предложенной в источнике [5].

Поиск параметров конструкций, соответствующих минимуму приведенных затрат, в данном случае является трудоемким. Поэтому автором разработан полуаналитический метод поиска оптимальных параметров конструкции. Приведенные затраты в области экстремума описывались зависимостью

$$Z_{прив} = \frac{1-p}{ap} (1+bp) + \frac{kp}{1-p} (1+rp), \quad (5)$$

где  $a$ ,  $b$ ,  $k$ ,  $r$  — коэффициенты, получаемые по результатам решения четырех задач численным методом в области ориентировочного нахождения минимума приведенных затрат.

После дифференцирования зависимости получено уравнение четвертой степени относительно  $p$ , решение которого дает минимум приведенных затрат. По оптимальному значению вероятности отказа далее вычисляют соответствующие параметры конструкции

$$p^4 + p^3(-2) + p^2\left(-\frac{ka-b-1}{kar+b}\right) + p \times \times \left(-\frac{2}{kar+b}\right) + \frac{1}{kar+b} = 0. \quad (6)$$

Разработан инженерный аппарат оптимизации материалоемкости конструкций, существенно упрощающий вычисления. Для этой цели построены графики, позволяющие при заданном  $T$  по  $n_{\phi 1}$  и  $n_{\phi 2}$  сразу определить число отказов за срок эксплуатации.

Оптимизированная экономическими методами конструкция может не обладать надежностью, обеспечивающей безопасность людей при отказе конструкции. Такую надежность можно оценить на основе сравнения неэкономических потерь, возникающих при отказе проектируемой конструкции с эталонной, например, эффективной и надежной пустотной плитой перекрытия жилых зданий. В сельском жилом доме серии 25 эталонные неэкономические потери составили  $4,2 \cdot 10^{-4}$  чел./50 лет.  $\Pi$  — неэкономические потери — число людей  $\Lambda$ , находящихся на площади поражения в момент отказа конструкции:  $\Pi = \Lambda p$ .

Таким образом, верхней границей вероятности отказа для проектируемой конструкции является  $p_{np}$ , соответствующая эталонным неэкономическим потерям  $p_{np} = \Pi_{ст}/\Lambda_{ст}$ .

Для железобетонных конструкций

сельскохозяйственных зданий максимально возможная вероятность отказов оказалась в 6...136 раз больше, чем предусмотрено рабочими чертежами. Это позволяет многочисленным производственным сооружениям отнести к зданиям с чисто экономической ответственностью.

В настоящее время результаты оптимизации можно внедрить в проектную практику при корректировке коэффициента надежности по назначению  $\gamma_n$ . Для некоторых железобетонных конструкций получила зависимости оптимального значения  $\gamma_n$  от параметров, характеризующих качество материалов и экономическую ответственность конструкций,  $\beta = Z_{эспл}/Z_{изг}$ .

Для рамы животноводческого здания

$$\gamma_n^{opt} = 0,624 + 0,035 \ln V_{R_1} + 0,03 \ln \beta + 0,042 \ln L; \quad (7)$$

для плиты перекрытия животноводческого здания

$$\gamma_n^{opt} = 0,62 + 0,04 \ln V_{R_1} + 0,02 \ln V_h + 0,092 \ln V_{a'} + 0,012 \ln \beta; \quad (8)$$

для подстилающих слоев полов и проездов в животноводческих зданиях

$$\gamma_n^{opt} = a + b \ln \beta + \frac{k_0 - 3}{5,5} (c \ln \beta - d), \quad (9)$$

где  $V_{R_1}$ ,  $V_h$ ,  $V_{a'}$  — коэффициенты вариации прочности арматуры, высоты сечения и толщины защитного слоя;  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  — коэффициенты (см. таблицу);  $L$  — пролет рамы.

Класс бетона	$a$	$b$	$c$	$d$
B7,5	0,447	0,075	0,022	0,024
B15	0,490	0,080	0,063	0,012
B22,5	0,531	0,100	0,045	0,019

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Р ж а н и ц и н А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. — М.: Стройиздат, 1978. — 238 с.
2. Р а й з е р В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1986. — 187 с.
3. В е н т ц е л ь Е. С. Теория вероятностей. — М.: Наука, 1969. — 575 с.
4. Справочник по специальным функциям / Под редакцией М. Абрамовица и И. Стигана. — М.: Наука, 1979. — 823 с.
5. С у х о в Ю. Д. Некоторые особенности теории надежности строительных конструкций // Строительная механика и расчет сооружений. — 1985. — № 2. — С. 6—10.

УДК 624.012.45

Э. Н. КОДЫШ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий)

## Нормирование выгибов сборных конструкций от усилий предварительного обжатия

В настоящее время отсутствуют нормативы, определяющие допустимые выгибы и разницу в них рядом расположенных конструкций (клавишность). Выгибы, вызываемые обжатием конструкций преднапряженной арматурой, можно определить по действующим нормам расчета железобетонных конструкций, и на практике они часто превышают расчетные значения, особенно при повышенной деформативности бетона, недостаточной жесткости форм, непроектом расположении напрягаемой арматуры.

Так, в Баку на строительстве объекта «Улдуз» на одном из участков фактический выгиб плит перекрытия длиной 12 м составил около 12 см при расчетном значении 3...4 см. Увеличенные выгибы особенно негативно проявляются в конструкциях перекрытий многоэтажных зданий. Акустический и теплоизоляционный слои, а также выравни-

вающая стяжка под пол проектной толщины соответственно 40 и 20 мм при наличии выгиба выполняются некачественно. В точке максимального выгиба толщина теплоизоляционного слоя приближается к нулю, что не обеспечивает выполнение нормативных требований, а на концевых участках значительно превосходит требуемую. В некоторых случаях значительные выгибы элементов перекрытий препятствуют соблюдению проектного положения сборных перегородок. Кроме того, впоследствии изменения положения поверхности конструкции в стадии эксплуатации нарушают целостность пола, его гидроизоляцию.

Указанные явления отмечаются и в зарубежной практике строительства.

Было просчитано большое количество типовых железобетонных конструкций. В стропильных балках перекрытия пролетом 18 м выгиб достигал 43 мм, в бал-

ках пролетом 24 м — 73 мм; в ребристых плитах перекрытия, рассчитанных на максимальную нагрузку, — 63 мм. В наиболее часто применяемых многопустотных плитах серии 1.041.1-2 длиной 8,65 м и высотой 220 мм с учетом постоянной нагрузки выгиб достигает 27 мм.

В настоящее время разрабатываются плиты перекрытия промзданий длиной 12 м и высотой 600 мм с выгибом 30 мм. В ребристых плитах перекрытия массового применения серии 1.042.1-4 выгиб достигает 25 мм.

Приведенные выше примеры и результаты расчетов свидетельствуют о возможных негативных последствиях, связанных с учетом выгиба.

Следует отметить, что отрицательное влияние выгиба стропильных и большепролетных конструкций значительно меньше сказывается на эксплуатационных свойствах здания, чем влияние

выгиба конструкций перекрытий. В связи с этим целесообразно нормировать значение расчетного выгиба только в конструкциях перекрытия зданий. Для наиболее часто встречающихся пролетов 3, 6, 9, 12 м предлагаются допустимые значения выгибов в стадии строительства соответственно 15, 25, 35, 40 мм. Для промежуточных значений длины элементов значение выгибов можно определять по линейной интерполяции.

Максимальный выгиб при пролетах до 12 м не должен превышать 40 мм, исходя из вышеизложенных требований к установке перегородок, дверей, устройству стяжек. При пролете свыше 12 м можно допустить некоторое снижение требований к установленным значениям выгибов, поскольку их негативное влияние, зависящее от отношения выгиба к длине элемента, уменьшается из-за ограниченных размеров сборных перегородок, дверей и т. п. Допустимый выгиб при длине элемента более 12 м можно определять по формуле

$$L/300 + 5 \text{ мм.}$$

Расчетное значение выгиба, сопоставляемое с нормируемым, следует вычислять при воздействии нагрузки от собственной массы конструкции и постоянной нагрузки от пола. Выбор минимально необходимого натяжения напрягаемой арматуры при использовании смешанного армирования позволяет уменьшить расчетные выгибы.

Существуют также технологические отклонения от плоскостности конструкций. Эти параметры нормируются ГОСТ 13015.0—83 и ГОСТ 21779/82 (СТ СЭВ 2681—80). По ГОСТ 13015.0—83 отклонения конструкций от прилегающей плоскости не должны превышать предельных, соответствующих 1...3-му классам точности по ГОСТ 21779—82 (см. рисунок).

Значение технологического допуска в соответствии с ГОСТ 21779—82 вычисляют по формуле

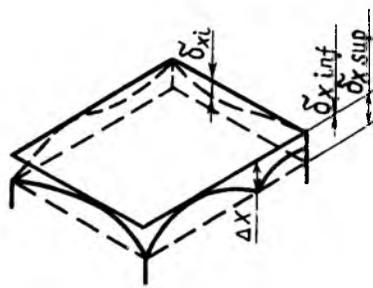
$$\Delta x = iK, \quad (1)$$

где  $i$  — единица допуска, определяемая из выражения

$$i = \alpha_i (0,8 + 0,001 \sqrt{L}) \times (\sqrt[3]{L + 25} + 0,01 \sqrt[3]{L^2}), \quad (2)$$

здесь  $L$  — длина элемента, мм;  $\alpha_i$  для нашего случая равно единице;  $K$  — коэффициент точности, устанавливающий число единиц допуска для данного класса и в соответствии с ГОСТ 21779—82, принимаемый для классов точности 1...3 соответственно 0,25; 0,4 и 0,6.

Значения допусков, определенных по формулам (1) и (2), приведены в табл. 1.



Отклонение конструкций от прилегающей плоскости

Суммарный выгиб, который можно контролировать при монтаже с учетом вероятности сочетания максимального выгиба и отклонения от плоскости для пролетов 6, 9, 12, 18 и 24 м составит соответственно 27,4; 37,5; 42,9; 53,3 и 63,7 мм.

Таким образом, предлагаемые нормы выгиба позволяют обеспечить необходимое качество возведения зданий.

Разница в выгибах рядом расположенных конструкций (клявишность) особенно негативно проявляется в перекрытиях, в которых уступ, образовавшийся вдоль стыка соседних плит, необходимо штукатурить и обеспечить надежность сцепления штукатурки с бетоном, например, с помощью насечки бетона.

Аналогичное явление отмечается и в зарубежной практике. Так, в США для обеспечения качественной заделки швов

Таблица 1

Пролет конструкции, м	Класс точности	Единица допуска, мм	Допуск, мм
6	1	18,86	4,7
	2	18,86	7,5
	3	18,86	11,3
9	1	22,49	5,6
	2	22,49	9,0
	3	22,49	13,5
12	1	25,59	6,4
	2	25,59	10,2
	3	25,59	15,4
18	1	30,89	7,7
	2	30,89	12,4
	3	30,89	18,5
24	1	35,47	8,9
	2	35,47	14,2
	3	35,47	21,3

Таблица 2

Длина элементов, м	Клявишность, мм	
	жилые и общественные здания	промздания
6	10	15
9	13	19
12	16	22,5
18	22	30
24	28	38

плиты типов Т и 2Т длиной 12...18 м соединяют накладными деталями. Для выравнивания поверхности иногда необходимо устраивать набетонку. В связи с этим в США начали изготавливать плиты типа 2Т с утолщенными консольными свесами.

К основным причинам клявишности относятся: технологические — характеристики бетона соседних конструкций, вызывающие различную деформативность бетона, непроектное расположение напрягаемой арматуры, разброс точности натяжения арматуры и др.; монтажные — некачественная подготовка плоскости, на которую опирается конструкция.

Опыт изготовления и применения железобетонных конструкций свидетельствует о том, что наиболее часто встречающейся причиной клявишности является отклонение от проектного преднапряжения. Возможное отклонение установлено в СНиП 2.03.01—84. Коэффициент точности натяжения арматуры  $\gamma_{sp}$  определяют по формуле

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta \gamma_{sp},$$

и при механическом способе натяжения он может быть равен 1,1 или 0,9. При электротермическом и электротермомеханическом способах колебания могут быть большими. Для уточнения было составлено дополнение к программе «Балкан» и просчитано много массовых конструкций плит.

В типовых многопустотных плитах серии 1.041-2 номинальной длиной 6, 7,2 и 9 м клявишность может составлять соответственно 2; 3,6 и 7,4 мм. В типовых ребристых плитах высотой 300 мм и длиной 5,65 м серии 1.042.1-4 клявишность может достигнуть 12 мм. В плитах длиной 12 м как многопустотных, так и ребристых, расчетная клявишность не превышает 16 мм. Предложения учитывать разброс модуля упругости бетона вряд ли справедливы, так как вероятность изготовления рядом лежащих плит из бетонов с разной деформативностью мала. Однако этот вариант также просчитывался —  $E_b$  менялось на  $\pm 20\%$ . Результаты превосходили вышеприведенную клявишность в 3...4 раза.

На основе расчетов с учетом требований эстетики для монтажников предлагаются ограничения клявишности в перекрытиях в зависимости от пролетов и назначения здания (табл. 2). Клявишность для конструкций промежуточной длины предлагается определять по линейной интерполяции.

С учетом проделанной работы в СНиП 2.01.07—85 включен п. 10.19, нормирующий предельные выгибы элементов междуэтажных перекрытий от усилий предварительного обжатия.

Л. П. ОРЕНТЛИХЕР, д-р техн. наук, проф., И. П. НОВИКОВА, канд. техн. наук (МИСИ);  
И. И. ЛИФАНОВ, д-р техн. наук, Э. Н. ЮРЧЕНКО, инж. (ВНИИФТРИ)

## Способы оценки влияния поверхностной гидрофобизации бетона и модифицирующих его структуру добавок

Для оценки степени и причин повышения долговечности бетона при защите его поверхности гидрофобными составами проводили dilatометрические и calorиметрические исследования [1...3] нескольких партий керамзитобетона класса В12,5 средней плотности 1200 кг/м<sup>3</sup>. Слитная структура бетона при этом модифицировалась воздухововлекающей добавкой КМ или суперпластификатором С-3. Поверхность бетонных образцов покрывалась кремнийорганическим гидрофобизатором И19-215, либо кремнийорганической жидкостью 136-41.

Dilatометрический эффект характеризовался депрессией температуры фазового перехода воды и значением

относительного удлинения — скачка деформаций. Как известно, депрессия температуры замерзания воды определяет размер пор, в которых замерзает вода. Чем меньше поры, тем при более низкой температуре вода переходит в лед; температурный скачок деформаций оценивает число пор, в которых удерживается вода.

На рис. 1 представлены результаты dilatометрических измерений воздушно-сухих и водонасыщенных образцов с защитным покрытием и без него. Из сопоставления кривых видно, что в воздушно-сухом состоянии низкотемпературные деформации образцов, защищенных и не защищенных гидрофобизатором, практически идентичны. Однако

температурные деформации водонасыщенных образцов резко отличаются. Dilатометрический эффект образцов без покрытия проявляется при температуре —4 и —10 °С. При этом предельное относительное удлинение составляло  $\epsilon_t = \Delta l/l = (56...76) \times 10^{-5}$ . Образцы того же состава с покрытием И19-215 имели меньший разброс депрессии температуры замерзания воды, удерживаемой порами бетона (—8...—10 °С), и небольшой dilatометрический эффект, равный  $\epsilon_t = (7...10) \times 10^{-5}$ . Меньшее значение dilatометрического эффекта наблюдалось у образцов, покрытых самым эффективным в настоящее время гидрофобным составом 136-41. Для них предельное относительное уд-

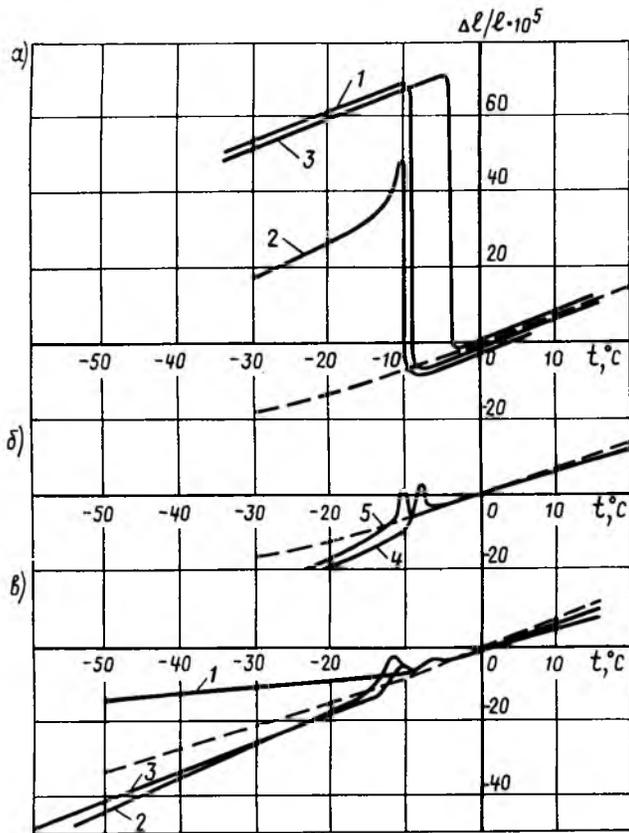


Рис. 1. Деформации образцов керамзитобетона класса В12, 5 состава 1  
а — без покрытия; б — с покрытием И19-215; в — с покрытием 136-41; — — — воздушно-сухие образцы; — — — водонасыщенные образцы; 1... 5 — номера образцов

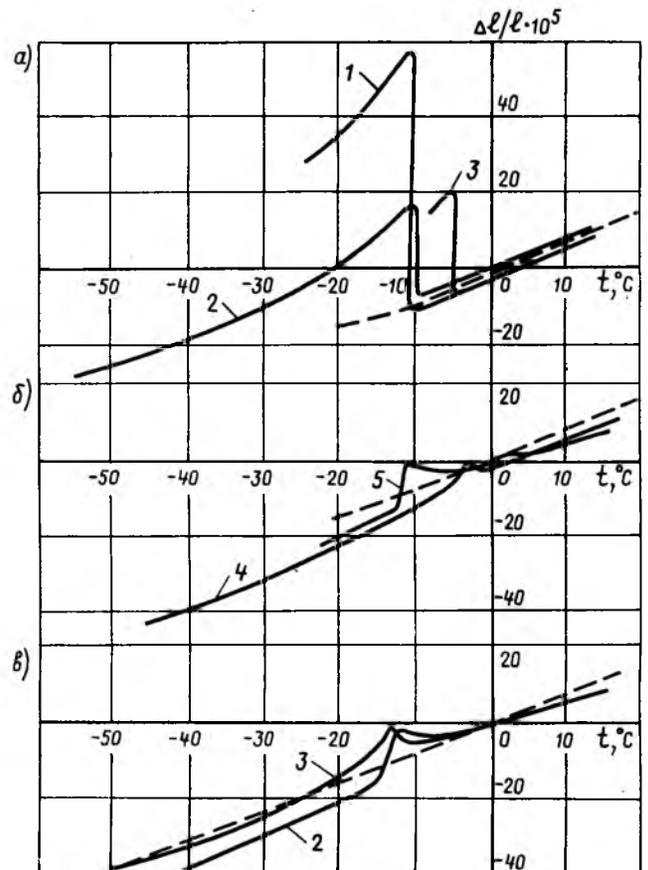


Рис. 2. Деформации образцов керамзитобетона класса В12,5 состава 2  
Условные обозначения см. рис. 1

линие составляло  $\epsilon_l = (3..6) \times 10^{-5}$ .

На рис. 2 представлены результаты дилатометрических измерений образцов керамзитобетона состава 2 с добавкой КМ. Введение добавки КМ не меняет размер пор по отношению к контрольному составу, о чем свидетельствует переход воды в лед при тех же температурах ( $-4$  и  $-11$  °С). Однако добавка КМ влияет на перераспределение объема этих пор. Так, для состава 2 оказалось, что пор, в которых вода переходит в лед при  $-4$  °С, в 3 раза меньше, чем в составе 1. Гидрофобное покрытие 119—215 во всех рассматриваемых случаях резко уменьшает дилатометрический эффект. Приведенное относительное удлинение  $\epsilon_l$  при температуре  $-11$  °С уменьшилось с  $\epsilon_l = 64 \times 10^{-5}$  до  $\epsilon_l = 8 \times 10^{-5}$ . При температуре  $-5$  °С этот эффект у образцов состава 2 с покрытием 119—215 практически отсутствовал. У образцов с кремнийорганическим покрытием 136-41 температура замерзания воды смещена к  $-12..-13$  °С. Разброс депрессии температуры и дилатометрического эффекта не наблюдается ( $\epsilon_l = 8 \times 10^{-5}$ ).

На рис. 3 представлены результаты дилатометрических измерений образцов керамзитобетона с добавкой С-3 (состав 3). Введение С-3 не приводит к образованию пор, в которых вода переходит в лед при  $-4$  °С. Защитные покрытия 119-215 и 136-41 для бетона состава 3, как и для керамзитобетона состава 2, резко снижает дилатометрический эффект. Дилатометрические кривые образцов с С-3 характеризуются появлением второго температурного скачка — резкого деформирования бетона при  $-50$  °С (см. рис. 3).

Из анализа результатов дилатометрических измерений видно, что добавки и поверхностное гидрофобное покрытие бетона по-разному влияют на поведение водонасыщенного бетона при замораживании.

Модифицирующие добавки приводят к образованию в бетоне более мелких (в нашем случае незначительно отличающихся по размеру) пор, что подтверждается более низкими температурами фазового перехода воды ( $-10$  °С). Модифицирующие добавки, введенные в состав бетона при изготовлении, ненамного уменьшают деформации водонасыщенного бетона при замораживании. В то же время гидрофобное поверхностное покрытие бетонных образцов кремнийорганическими жидкостями 119-215 и 136-41 независимо от наличия в них модифицирующих добавок способствовало многократному уменьшению деформаций образцов при замораживании. Гидро-

фобное покрытие препятствует насыщению пор бетона водой до критического состояния и, как следствие, неизбежно приводит к повышению водо- и морозостойкости бетона. Однако эффект гидрофобизации поверхности с точки зрения значительного снижения водопоглощения бетона наблюдается при кратковременном увлажнении до 24 ч. Затем при нахождении в воде в течение 48 ч, по методике дилатометрических испытаний эффект гидрофобизации сводится к нулю и восстанавливается при высыхании бетона. При этом водонасыщенные образцы с покрытием и без него, казалось бы, не должны отличаться дилатометрическим эффектом, так как водопоглощение у них к этому времени уравнивается [4]. Но, как видно из рис. 1...3, резкое снижение дилатометрического эффекта наблюдается у образцов с кремнийорганическими покрытиями. Дилатометрическая кривая водонасыщенных образцов без покрытия выше дилатометрической кривой тех же образцов в воздушно-сухом состоянии. Это свидетельствует о том, что при охлаждении последних (в данном случае до  $-30$  °С) происходит обезвоживание бетона вследствие

миграции воды из центральной части образцов к периферии. Незначительный дилатометрический эффект обусловлен тем, что в поверхностном слое бетона, защищенном кремнийорганическим покрытием, отсутствовала вода насыщения, а следовательно, и лед, поэтому мигрирующая вода свободно проникала в поры и капилляры поверхностного слоя, постепенно замерзая в них по мере заполнения. Это приводило к тому, что фазовый переход воды практически не вызывал деформирования образцов.

При калориметрическом методе [3] структура бетона оценивается по объемной льдистости  $i_0$  (калориметрическому эффекту) или по обобщенному параметру  $m = i_0 (V/\Omega)^{-1/3}$ . Объемную льдистость  $i_0$  определяют, исходя из экспериментальных данных, как отношение объема образовавшегося в порах бетона льда к объему образца. Объем образовавшегося льда определяют по формуле

$$V_{\text{л}} = V_{\text{в}} i, 1,09,$$

где  $V_{\text{в}}$  — объем поглощенной образцом воды;  $i$  — льдистость, представляющая отношение массы образовавшегося льда к массе поглощенной воды; 1,09 — коэффициент, учитывающий приращение объема воды при переходе в лед.

Калориметрические измерения показали, что в бетоне с добавкой КМ

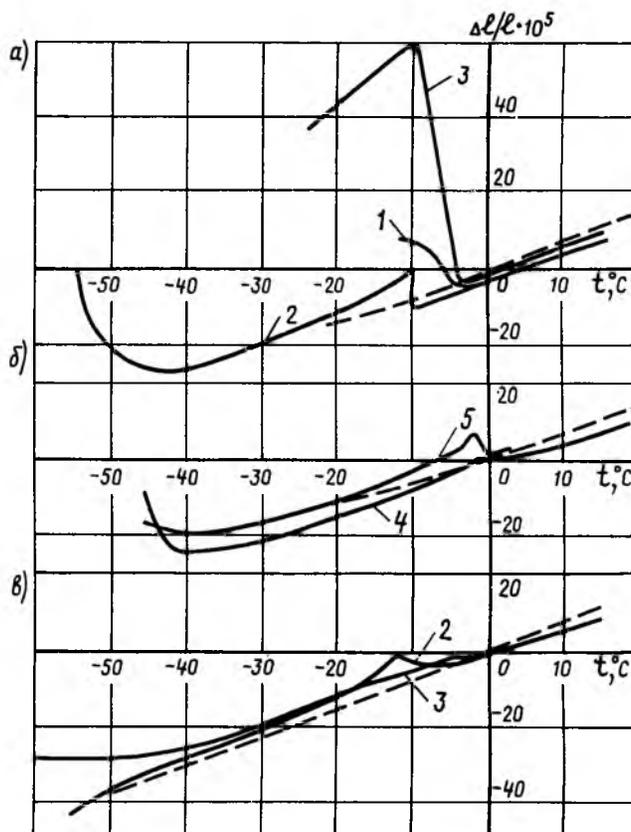


Рис. 3. Деформации образцов керамзитобетона класса В12,5 состава 3  
Условные обозначения см. рис. 1

(образцы 2—1 и 2--2) образуется меньшее количество льда по сравнению с контрольными образцами. Меньшее количество льда образуется также в образцах с покрытием (1-4п и 1-5п). Льдистость по массе образцов бетона составов 1 и 2, имеющих гидрофобное покрытие, примерно одинакова (см. таблицу). Несмотря на высокую льдистость, образцы имели незначительный дилатометрический эффект.

На первый взгляд, кажущихся противоречий по результатам дилатометрических и калориметрических измерений нет. В образцах с гидрофобным покрытием и без него вода замерзает в различных условиях. Вода, содержащаяся в поверхностном слое контрольного бетона без покрытия, замерзая, в первую очередь блокирует воду, находящуюся в центральной части образцов, поэтому последняя как бы замерзает внутри образца, расширяя его объем. В бетонных образцах с гидрофобным покрытием поверхностный слой содержит меньшее количество воды, поэтому при охлаждении образцов она мигрирует, а следовательно, замерзает без деформирования бетона.

Таким образом, в незащищенных и защищенных гидрофобными составами образцах замерзает примерно одина-

Состав бетона	Вид добавки	Шифр образца	$i_0$ , %	$m$	$i$ , %
1	—	1—1	9,18	10,0	50,1
		1—2	12,23	13,3	64,1
		1—4п	7,08	7,2	40,7
		1—5п	8,10	8,8	46,8
2	КМ	2—1	6,85	7,75	45,3
		2—2	5,46	6,17	36,8
		2—4п	5,80	6,55	43,5
		2—5п	5,92	6,68	41,8
3	С-3	3—1	6,3	7,00	40,3
		3—3	7,7	8,55	50,1
		3—4п	6,6	7,30	47,1
		3—5п	8,8	9,78	55,1

Примечание. п — образцы покрыты гидрофобным составом 119-215.

ковое количество воды. В первом случае это приводит к деформированию образцов, во втором — деформирования не происходит.

Калориметрия замерзшего бетона, отражая его капиллярно-пористое строение, позволяет прогнозировать морозостойкость, но не способна выявить влияние порораспределения влаги при ее замерзании на морозостойкость бетона при наличии гидрофобного покрытия, которое не изменяет структуру материала.

Дилатометрические испытания четко

показали изменение качественных и количественных характеристик бетона при его замораживании и положительное влияние гидрофобного покрытия на морозостойкость керамзитобетона.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Терехин Л. Н. Коэффициент температурного расширения и температурных деформаций строительных материалов. — М.: Изд-во стандартов, 1968. — 166 с.
2. Ускоренное прогнозирование морозостойкости легких бетонов на пористых заполнителях дилатометрическим методом / Г. И. Горчаков, Л. П. Оrentлихер, И. П. Новикова и др. // Межвуз. сб. Работоспособность строительных материалов при воздействии различных эксплуатационных факторов. — Казань: КИСИ, 1988. — С. 9—14.
3. Влияние льдообразования в порах бетона на морозостойкость / Г. И. Горчаков, В. И. Иванов, И. И. Лифанов, Э. Н. Юрченко // Бетон и железобетон. — 1977. — № 2. — С. 37—41.
4. Горчаков Г. И. Оrentлихер Л. П. Новикова И. П. Повышение водостойкости наружных стеновых панелей // Бетоны на пористых заполнителях Дальнего Востока и их применение в строительстве. Науч.-техн. конф. — Владивосток, 1980. — С. 157—165.

## Информация

УДК 666.972.16.006

### Суперпластификаторы в бетоне

Третья международная конференция по суперпластификаторам и другим химическим добавкам в бетоны по традиции была организована и проведена Канадским центром технологии переработки минерального сырья и энергетических ресурсов (КАНМЭТ) в сотрудничестве с Американским институтом бетона (АСИ) в октябре 1989 г. в Оттаве. В конференции приняли участие более 200 специалистов из 21 страны, в том числе из Канады — 91, США — 38, Японии — 23, Франции — 9, Италии — 8.

Если в начале 40-х годов внедрение воздухововлекающих добавок явилось революционизирующим моментом в технологии бетонов, то внедрение суперпластификаторов в настоящее время

является еще более значительным прорывом.

В промышленно развитых странах бетоны без химических добавок практически не используются (см. таблицу).

В ходе обсуждения более 45 представ-

Страна	Доля товарного бетона с суперпластификатором, %	Доля сборного бетона с суперпластификатором, %
США	8—10	80
ФРГ	15	30
Англия	1	25
Швеция	45	45
Япония	9,7	100
Италия	10	25
Швейцария	8	20
Австралия	1	20—30

ленных докладов и дискуссий с ведущими зарубежными специалистами четко проявились основные направления развития дальнейшей химизации бетона. Активно изучается влияние фракций суперпластификаторов (молекулярно-массовое распределение) на свойства цементных систем. Большое внимание уделяется разработке теоретических основ модифицирования цементных систем, зависимости их свойств от строения органических соединений, природы и расположения функционально-активных групп, радикалов, их конформационного состояния, длины олигомерной цепи, емкости и толщины монослоя.

Многие ученые считают, что применение суперпластификаторов с целью экономии цемента, повышения удобо-

укладываемости и прочности бетона является важным, но побочным эффектом. Основное и главное назначение суперпластификаторов и комплексных модификаторов на их основе — это улучшение качества бетонной смеси и бетона, повышение его долговечности.

Из 12 сессий, на которые была разбита работа конференции, две были посвящены качеству и долговечности, а представленные в той или иной степени касались этих проблем. Можно особо отметить работы японских и канадских специалистов, посвященные исследованиям долговечности суперпластифицированных бетонов в зависимости от характеристик поровой структуры бетона, введения новейших ингибиторов коррозии в виде полимерных дисперсий, кремнийорганических соединений, микрокремнезема и различных воздухововлекающих добавок, а также работы по созданию дорожных и других бетонов, способных противостоять действию солей-антиобледенителей.

В работе конференции наглядно проявилось стремление к использованию в бетонах отходов промышленности. Наибольший интерес вызвал доклад проф. М. Колепарди из Италии по оптимизации суперпластифицированных бетонов. Доклад, отмеченный первой премией жюри оргкомитета, был посвящен подбору состава бетона на основе золы-уноса, не уступающего по прочности бетону на основе дефицитного и дорогостоящего микрокремнезема. Авторам удалось получить такой бетон на цементе типа III (по ASTM) при его расходе около 300 кг/м<sup>3</sup>, содержании золы-уноса в количестве 12...20 % массы цемента и суперпластификатора — 2...4 %. Отличное впечатление произвела также работа японских специалистов по суперпластифицированным бетонам с высоким расходом доменных шлаков.

Большое внимание привлек отмеченный второй премией оргкомитета доклад Ф. Кинни (США) по повторному использованию неуложенного бетона. Известно, что только в США ежегодно более 7,5 млн. м<sup>3</sup> товарного бетона по разным причинам не укладывают в формы и возвращают на бетоносмесительные узлы и в отвалы. Введение новейших комплексных добавок, стабилизирующих процессы гидратации цемента, позволяет хранить неуложенные товарные смеси до 72 ч с последующей активацией смеси и ее укладкой.

Важное место в работе конференции заняли доклады по химическим добавкам специального действия, в том числе для применения в легких бетонах. Например, в Италии создан новый суперпластификатор, который позволя-

ет улучшить удобоукладываемость смеси, не вызывая расслоения. В сочетании с новыми технологическими приемами введение такого суперпластификатора позволяет обеспечить прочность легких бетонов свыше 60 МПа при плотности менее 1700 кг/м<sup>3</sup>.

Следует отметить сильноводоредуцирующие японские добавки на основе сополимера с функциональными щелочными и карбоксильными группами и сульфонируемого нафталинформальдегида, позволяющие более эффективным способом получать удобоукладываемые высокопрочные бетоны с применением микрокремнезема.

Несколько типов модификаторов бетона разработано и с успехом применено в Италии и Японии для подбора составов при подводном бетонировании. Указанные бетоны обладают высокой прочностью, сульфатостойкостью, водонепроницаемостью, удобоукладываемостью и связностью, дают большой экономический эффект в результате ускорения производства работ.

Американская фирма «Мастер Билдерс» представила новый бесхлоридный ускоритель твердения, работающий в интервале температур — 7...+ 35 °С. Добавка позволяет регулировать время схватывания, которое отодвигается при замешивании части цемента золой-уносом.

Несколько докладов было посвящено созданию новейших методов исследования свойств суперпластификаторов и бетонов на их основе, идентификации их природы с помощью инфраспектрометрии, термогравиметрии и других современных методов. Разработаны приборы для оценки эффективности и выбора оптимальной дозировки суперпластификаторов для конкретного вида цемента.

Интерес к суперпластификаторам проявился в широко представленном на конференции опыте применения бетонов на их основе в таких ответственных сооружениях, как защитные оболочки атомных реакторов, платформы для добычи нефти на шельфе и в других сложных инженерных сооружениях. Так, в Норвегии, где более 95 % товарного бетона содержат химические добавки с расходом не менее 2 л/м<sup>3</sup> бетона, при возведении платформы «Осеберг А» были применены четыре различные добавки одновременно и скорость возведения в скользкой опалубке впервые диктовалась не сроками схватывания, а скоростью укладки бетона.

Советская делегация, принимавшая участие в конференции, посетила Канадский институт исследований в строительстве (ИИС) и ознакомилась с работой секции материалов (руководитель д-р В. Рамачандран). Строительство Канады представляет собой развитую

и специализированную отрасль, включающую около 110 тыс. фирм и 12 % всей рабочей силы. В 1988 г. в строительстве и сопутствующих отраслях создано ценностей более чем на 90 млрд. канадских долларов.

Техническую политику и общее руководство строительством в Канаде осуществляет Национальный Совет по исследованиям в строительстве, а основной объем исследований выполняется ИИС. Бюджетный фонд института в 1988—1989 гг. составлял 20 млн. 150 тыс. долларов, из которых на разработки и исследования израсходовано 11 млн. 250 тыс., на передачу технологий — 3 млн., на разработку норм и стандартов — 1,7 млн., на аттестацию новых материалов и конструкций — 1,3 млн., на административные нужды — 2,9 млн. долларов. Штат сотрудников распределяется таким же образом: исследования и разработки — 106, передача технологий — 47, нормы и стандарты — 34, аттестация материалов — 15, администрация — 37 чел.

Институт оснащен самым современным оборудованием, укомплектован высококвалифицированным персоналом, имеет широкие связи с промышленностью и научными центрами за рубежом. В институте действует группа технической информации, имеется библиотека с компьютерным обеспечением, группа маркетинга и контрактов, а также издательская группа. Секция материалов в составе 23 чел. является средним по величине подразделением, и в ее работе основное место занимают исследования новых видов бетонов, создание современных методов прогнозирования долговечности бетонов, разработка новых эффективных модификаторов, выявление механизма разрушения бетона.

Определенный интерес вызывают работы по созданию сверхдолговечных бетонов с планируемым сроком службы в 500 лет для хранилищ радиоактивных и других особо опасных отходов промышленности.

Участие в конференции позволило выявить новейшие направления в развитии исследований в области создания добавок-модификаторов различного назначения, оценить место и уровень отечественных достижений в этой области.

В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф.;  
В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ,  
канд. техн. наук  
(НИИЖБ)

# Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 69.057.13

**Предельное состояние платформенных стыков в панельных системах с нерегулярными проемами** / Э. Л. Вайсман, Е. Г. Валь, В. С. Коровкин, Н. Я. Кузьминер // Бетон и железобетон.— 1991.— № 2.— С. 2—4.

Приведены результаты теоретических и экспериментальных исследований различных типов панельных конструкций первых этажей с большими проемами. Показаны возможные схемы их разрушения, даны рекомендации по расчету и конструированию.— Ил. 4.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327:620.17

**Свиридов Н. В., Коваленко М. Г., Чесноков В. М. Механические свойства особо прочного цементного бетона** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 2.— С. 7—9.

Изложены результаты исследования механических свойств цементного бетона прочностью 120...150 МПа при испытании образцов различного размера и формы. Установлена зависимость между свойствами бетона и его структурными элементами. Приведены математические выражения для расчета модуля упругости и предельной деформативности бетона. Разработаны предложения по назначению расчетных характеристик.— Ил. 3, табл. 3.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327.003.13

**Волженский А. В., Чистов Ю. Д. О перспективах дальнейшего развития производства экономичных бетонов** // Бето и железобетон.— 1991.— № 2.— С. 10—11.

Рассмотрена эффективность приготвления бетонов в бегунах способом «пробуждения». Высокие технико-экономические показатели производства бетонных и железобетонных изделий из «пробужденного» бетона являются стимулирующим фактором более широкого применения песчаных бетонов в строительстве без перерасхода дорогостоящего цемента.— Библиогр.: 11 назв.

УДК 691.81:621.791.05:539.4

**Рахманов В. А., Коневский В. П., Папу В. Н. Малоцикловая прочность сварных закладных деталей при действии сейсмических нагрузок** // Бетон и железобетон.— 1991.— № 2.— С. 12—13.

Представлены результаты исследования прочности нахлесточных сварных соединений закладных деталей сборного железобетона при действии сейсмических нагрузок. Приведены результаты испытаний опытных образцов, выполненных контактно-рельефной и дуговой сваркой, при частоте знакопеременной нагрузки 3 Гц и коэффициенте  $q = -1$ . Даны рекомендации по применению указанных видов сварки для закладных деталей в сейсмостойком строительстве.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 693.547:666.972.16

**Твердение бетонов на ВНВ при отрицательных температурах** / Б. М. Красновский, Н. Н. Долгополов, В. В. Загреков и др. // Бетон и железобетон.— 1991.— № 2.— С. 17—18.

Изучено влияние на прочность бетона на ВНВ температурных условий выдерживания, В/Ц, количества и вида противоморозных добавок, времени предварительного выдерживания в нормальных условиях и удельной поверхности вяжущего.— Ил. 3, табл. 4.— Библиогр.: 2 назв.

**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. Демьянук, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлык (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 05.12.90. Подписано в печать 29.01.91. Формат 60×88<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,77. Уч.-изд. л. 5,57. Тираж 10 297 экз. Заказ 7057. Цена для индивидуальных подписчиков 80 коп., цена для организаций — 1 р. 40 к.

А Д Р Е С Р Е Д А К Ц И И :

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж  
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23 а  
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Государственного комитета СССР по печати. 142300 г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Государственного комитета СССР по печати. 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

# АВТОМАТИЗАЦИЯ БЕТОННЫХ ЗАВОДОВ

Всесоюзный институт Оргэнергострой (г. Москва)

предлагает

Автоматическую систему многомарочного многокомпонентного циклического дозирования с измерением и регистрацией влажности всех требуемых по технологическому процессу заполнителей, автоматическим ежезамесным пересчетом дозировок с учетом влажности, учет расхода сыпучих материалов, в том числе цемента.

Основные технические характеристики одной системы на одну секцию завода:

- количество компонентов бетонной смеси, дозируемых одновременно, — до 10
- количество оперативных марок (рецептур) смеси — 8 (любая из 8 марок выбирается переключателем, перестраивается любая марка в течение 15 с)
- количество марок может быть увеличено до 16, если количество дозируемых компонентов не более 5
- количество марок может быть увеличено
- число устанавливаемых датчиков влажности — до 3
- максимальный объем памяти учета расхода цемента — 99 999 999 кг
- погрешность учета расхода цемента, регистрируемого нарастающим итогом, — не хуже  $\pm 1$  кг на 1 замес.

Виды проводимых работ:

- разработка технико-экономических показателей внедрения автоматической системы
- обследование объекта внедрения, исследование и анализ технических и организационных причин погрешностей дозирования и колебаний подвижности
- разработка проекта привязки автоматической системы к технологическому процессу
- руководство и участие в подготовительных работах по внедрению автоматической системы
- поставка аппаратуры.

Внедрение всей аппаратуры без остановки технологического процесса

- поставка технической документации по эксплуатации, диагностике и устранению неисправностей
- обучение представителей заводской лаборатории, обучение операторов бетоносмесительного цеха, обслуживающего персонала
- сервисное обслуживание автоматической системы.

Экономический эффект от внедрения системы:

- снижение коэффициента вариации бетона по прочности в среднем на 20 % (по аналогии с ныне действующими системами), что уменьшает требуемую прочность и ведет к снижению расхода цемента в среднем на  $25 \text{ кг/м}^3$
- стабилизация подвижности бетонной смеси
- снижение брака
- улучшение условий труда операторов и уменьшение их ошибок в работе
- улучшение общего технического и организационного порядка на бетоносмесительном узле
- повышение технического уровня обслуживающего персонала
- анализ накапливаемой устройством информации позволяет получить статистические данные, оценить показатели технологического процесса, сделать выводы о производственных потерях, принять правильные технические и организационные решения для повышения эффективности производства
- подтвержденный экономический эффект от внедрения системы на крупных заводах составляет 150...200 тыс. р в год при годовой производительности 200...300 тыс.  $\text{м}^3$  бетонной смеси.

**Мы также готовы выполнить и другие виды работ по автоматизации бетонных заводов.**

Исполнитель: лаборатория автоматики Оргэнергострой, 113105, г. Москва, М-105, Варшавское шоссе, д. 17, тел. 275-00-23, добавочный 25-15 или 25-14: 498-19-29 (звонить после 19.00).

# Всесоюзный ордена Трудового Красного Знамени заочный ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

## объявляет прием студентов на СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФАКУЛЬТЕТ

Факультет готовит инженеров без отрыва от производства по специальности **производство строительных изделий и конструкций** (с углубленным изучением вопросов производства строительных материалов, изделий и конструкций из отходов промышленности и вопросов экологии на предприятиях строительной индустрии).

В специализированную группу без вступительных экзаменов зачисляются лица, имеющие высшее техническое образование, и ИТР с незаконченным высшим образованием, а также выпускники общетехнических факультетов. Срок обучения студентов в специализированной группе — 3 года.

В связи с переходом высшей школы на договорные отношения при подготовке кадров в счет частичного возмещения затрат на обучение специалистов организация, посылающая на учебу своих работников, заключает с ВЗПИ договор, согласно которому вносит плату за обучение в размере 1500 руб. за каждого студента (после зачисления 50 % указанной суммы, а оставшиеся 50 % — при завершении обучения).

**Заявления о приеме в специализированную группу принимаются в деканате строительного факультета с приложением следующих документов:**

- направления-рекомендации на учебу в ВЗПИ с места работы
- документа о среднем образовании (в подлиннике) или копии диплома о высшем образовании
- академической справки вуза установленной формы
- выписки из трудовой книжки
- шести (6) фотокарточек размером 3×4 см
- медицинской справки (форма № 086/у)

Адрес института: 129805, Москва, ул. Павла Корчагина, д. 22, ВЗПИ, строительный факультет, тел. 283-87-97.