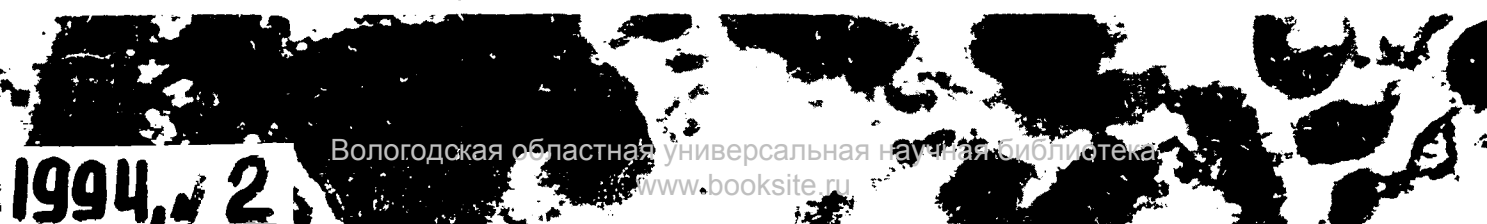
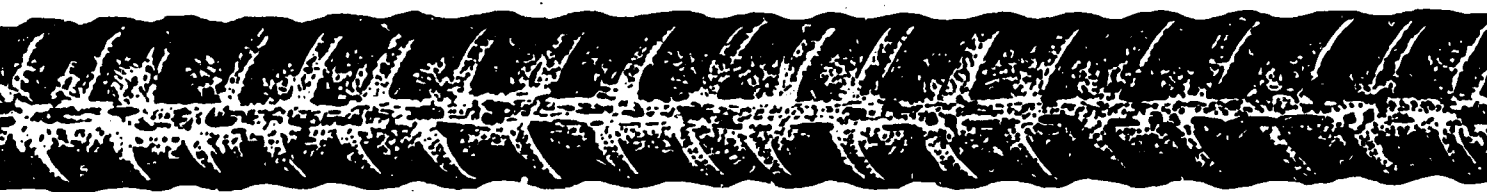
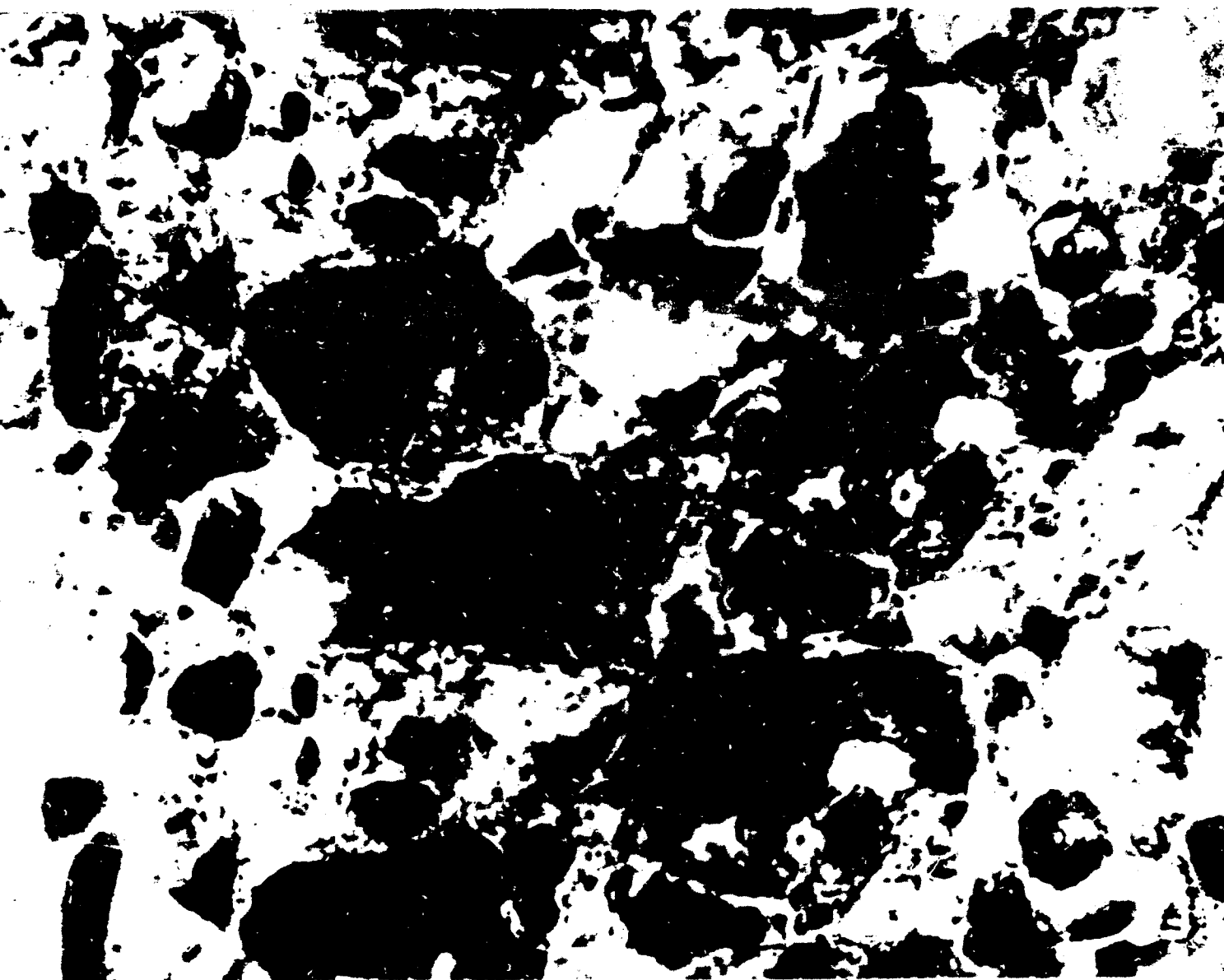


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2

1994



1994, 2

ПРИГЛАШАЕМ ПОСЕТИТЬ ВЫСТАВОЧНЫЙ ЦЕНТР  
"СТРОЙКОНВЕРСТ"

Здесь развернута постоянно действующая выставка-продажа новейших достижений в области строительства:

- строительных материалов;
- контрольно-измерительных приборов для строительной индустрии;
- технологического оборудования;
- прогрессивных технологий;
- нормативно-справочной литературы.

Сегодня в продаже:

- три типа приборов для контроля натяжения арматуры;
- электронные склерометры;
- приборы для контроля температуры, термопары и термопарные шнуры;
- приборы контроля толщины защитного слоя бетона;
- устройство для контроля расстояний между упорами форм;
- дозаторы;
- пособия, предназначенные для контроля качества работ.

ст.м. "Ря

иановки

ВЫШЛЕ

КЦИИ

ПРИГЛАШАЕМ ЗАИ  
С

СТИТЬ ОБРАЗЦЫ

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Учредители:

2(467)

Издается с апреля 1955 г. ВНИИжелезобетон, НИИЖБ, АК "Полимодр"

Апрель 1994

## СОДЕРЖАНИЕ

### Конструкции

- Михайлов К.В., Садырбаев К.* Предсамонапряженные балки, армированные канатами К-19 ..... 2
- Семченков А.С., Залесов А.С.* Совершенствование конструкции экономичных ненапрягаемых ригелей ..... 4

### Бетоны

- Высоцкий С.А.* Минеральные добавки для бетонов ..... 7
- Цыро В.В., Танцюра В.А.* Оптимальные расходы сухих составляющих бетона ..... 11
- Львович К.И.* Выбор песков для песчаного бетона ..... 12

### Заводское производство

- Шилкин П.И., Гончаров И.Т., Белашов А.А.* Пневмопригрузочный комплекс линии формования шлакопемзобетонных панелей ..... 16
- Тимофеев Ю.Л.* Виброимпульсная технология уплотнения бетонных смесей ..... 19

### Строительное производство

- Шихненко И.В.* Оптимизация комплексных добавок в бетоне при зимнем бетонировании ..... 21

### В помощь проектировщику

- Ахматов М.А.* Методы расчета прочности наклонных сечений с учетом свойств бетонов ..... 23

### Теория

- Катаев В.А.* Теоретическое исследование и расчет трубобетона ..... 26

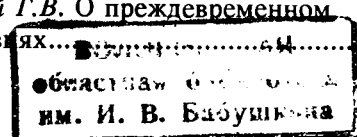
### Долговечность

- Иванов Ф.М., Розенталь Н.К., Чехний Г.В.* О преждевременном повреждении бетона в обычных условиях ..... 29



МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1994

УДК 69.025.22

К.В. МИХАЙЛОВ, д-р техн.наук, проф.,  
К. САДЫРБАЕВ, канд.техн.наук (НИИЖБ)

## Предсамонапряженные балки, армированные канатами К-19

Отечественная цементная промышленность освоила массовый выпуск напрягающего цемента классов НЦ 10 и НЦ 20, которые широко применяются для гидроизоляции и повышения трещиностойкости железобетонных конструкций.

Для предварительного напряженных железобетонных конструкций этот цемент еще мало используется, и только в последние годы проф. В.В. Михайлов начал активно пропагандировать названные им предсамонапряженные конструкции, в которых удачно сочетается предварительное натяжение высокопрочной арматуры с такими свойствами напрягающего бетона, как высокая водонепроницаемость, ускоренный набор прочности и повышенное сопротивление растяжению.

Были проведены исследования опытных конструкций, но в них диаметр использованных напрягаемых семипроволочных канатов не превышал 6 мм.

Между тем одним из наиболее эффективных видов напрягаемой арматуры являются канаты класса К-19, производство которых освоено на Череповецком сталепрокатном заводе. Выпускаются эти канаты диаметром 14 мм, и они взаимозаменяемы с широко применяемыми канатами К-7 диаметром 15 мм.

В связи с этим в НИИЖБ были проведены исследования предсамонапряженных опытных балок прямоугольного и таврового сечения с различными процентами армирования, проведение которых было подробно изучено на этапах передачи предварительного напряжения на бетон балок и их внешнего нагружения до разрушения.

В исследованиях был использован бетон на напряга-

ющем цементе класса НЦ 10 активностью 42 МПа Усть-Каменогорского цементного завода. Класс бетона по прочности составил В40, самонапряжение в среднем равно 1,4 МПа, расход цемента составил 350 кг/м<sup>3</sup>.

Опытные образцы были запроектированы таким образом, что в одной группе балок напряжения в растянутой арматуре при разрушении достигали условного предела текучести  $\sigma_{0,2}$ , а в балках другой группы напряжения в растянутой арматуре находились в пределах между условным пределом текучести  $\sigma_{0,2}$  и временным сопротивлением  $\sigma_u$  (для определения коэффициента  $\gamma_{sb}$ , т.е. учета работы арматуры выше условного предела текучести).

Были изготовлены и испытаны две серии балок. В каждой серии две балки изготовлены из напрягающего бетона и одна — из обычного бетона на портланд-

цементе. Сечение и армирование балок показаны на рисунке.

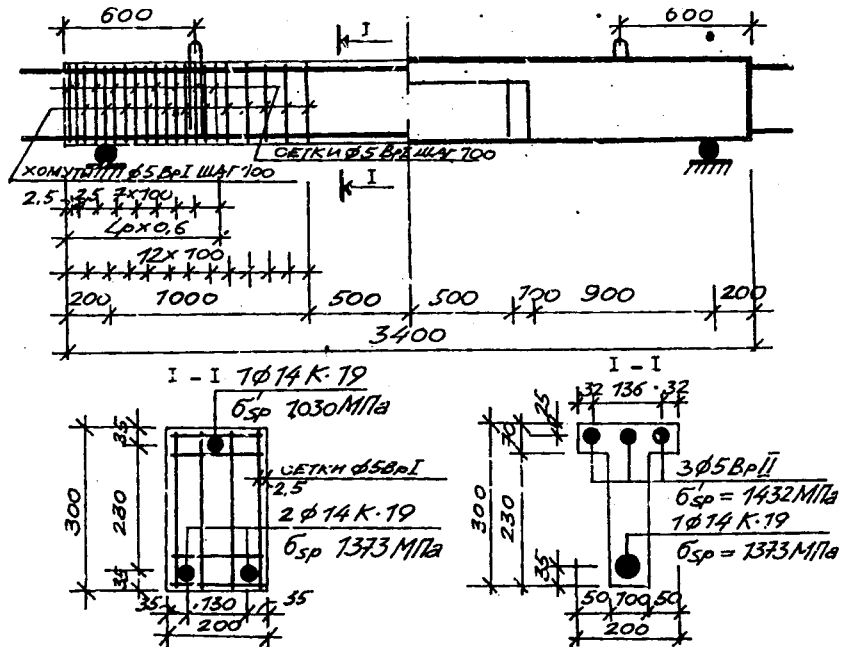
При передаче усилия предварительного напряжения на бетон принята треугольная эпюра обжатия в поперечном сечении опытных образцов при различном расположении напрягаемой арматуры.

Образцы предварительно напряженных балок изготавливали на 16-метровом стенде при одновременном бетонировании шести балок, расположенных по три в двух линиях. На одной линии изготавливали балки прямоугольного, а на другой таврового сечения.

Величина  $\sigma_{sp}$  (начальное напряжение в арматуре) составляла 80% фактического временного сопротивления каната.

Натяжение арматуры производили на стеллажи стенда ме-

Армирование опытных балок прямоугольного и таврового сечения



ханическим способом при помощи гидравлического домкрата ДГ 50.

Состав бетона по прочности класса В40 принимали в соответствии с требованиями ГОСТ 27006-86 и "Рекомендаций по применению добавок суперпластификаторов в производстве сборного и монолитного железобетона".

Одновременно были изготовлены для каждой серии балок контрольные кубы и призмы. Подвижность бетонной смеси составляла 7—8 см. Все образцы находились в условиях естественного твердения бетона. Обжатие бетона опытных балок усилием натянутой арматуры осуществляли на 7—10-й день после бетонирования при прочности бетона, составляющей 60—70% проектной прочности. Отпуск арматуры осуществляли плавно при помощи гидравлического домкрата ДГ 50 за 7—10 этапов без промежуточной длительной выдержки. Длину зоны анкеровки определяли по показаниям тензодатчиков, наклеенных на бетон опытных балок и по втягиванию канатов в торцы балок.

Установлено, что максимальная величина втягивания арматуры в бетон для испытанных образцов при передаточной прочности бетона  $R_{вр} = 27—35$  МПа и предварительном напряжении  $\sigma_{сп} = 1400$  МПа находится в пределах 1,20—2,15 мм.

Максимальные опытные значения длины зоны передачи усилий предварительного напряжения от торца элемента в образцах из бетонов на портландцементе и на напрягающем цементе оказались практически одинаковыми и находятся в пределах 800—1000 мм по сравнению с расчетными значениями, подсчитанными по различным методикам, они оказались:

меньше на 10%, чем по СНиП 2.03.01-84;

по величине втягивания арматуры в бетон при  $\lambda^{оп} = 3,25$  для образцов таврового сечения меньше на 7%; для образцов прямоугольного сечения больше на 5%; при  $\lambda = 3,0$  для образцов таврового сечения меньше на 16%; для образцов прямоугольного сечения меньше на 3%;

больше на 8%, чем по американским нормам (АСИ 318-83).

Опытные значения потерь

усилия обжатия от предварительного напряжения в образцах из бетона на портландцементе составили 20%, на напрягающем цементе 15,5%, т.е. было на 29% меньше.

Испытания опытных балок проводились нагружением двумя равными силами в третях пролета.

При испытании опытных образцов прямоугольного сечения произошло заметное втягивание арматуры. В одном образце смещение канатов началось одновременно на левом и правом торцах балки. Перед разрушением смещение на левом торце достигало 6,5 мм, а на правом 8 мм. В двух других образцах смещение одного каната происходило только на одном торце балок. Интенсивно увеличивалось смещение при  $M = 60$  кН и составило 9,5 мм.

Следует отметить, что даже весьма значительное втягивание (до 10 мм) арматурных канатов К-19 в торцы опытных балок при нагружении не привело к появлению горизонтальных трещин раскалывания и ее преждевременного разрушения. Такое явление, характерное для канатного армирования, отмеченное и другими авторами, должно быть отражено в нормативных документах по контролю прочности, трещиностойкости и жесткости предварительно напряженных железобетонных конструкций.

В одном образце таврового сечения разрушение произошло одновременно в сжатой зоне бетона и от разрыва арматуры в зоне чистого изгиба, при предельной краевой деформации бетона с учетом нисходящей ветви  $\epsilon_{ви} = 7,76\%$  и деформации в арматуре  $\epsilon_s = 3,92\%$ . В других балках деформации в арматуре достигли  $\epsilon_s = 2,21—2,4\%$ , близких к разрыву в соответствии с рабочей диаграммой арматуры. Следовательно, можно сделать вывод, что исчерпание несущей способности испытанных балок произошло по нормальным сечениям с достижением предельных значений по прочности бетона и арматуры.

В опытных образцах уровень момента образования трещин  $M_{срц}/M_u$  находится в пределах 0,55—0,65. На момент образования трещин  $M_{срц}$  повлиял вид вяжущего, т.е.

потери усилия обжатия и сопротивления бетона на растяжение. Опытные значения момента образования трещин  $M_{срц}$  для образцов таврового сечения из бетона на напрягающем цементе оказались больше, чем для балок из бетона на портландцементе на 7,6%; для балок прямоугольного сечения на 14,8%. Соответственно напряжения в арматуре при применении напрягающего цемента оказались выше для балок таврового сечения на 6%, для балок прямоугольного сечения — на 20%.

Сопоставление опытных значений момента образования трещин с нормами СНиП 2.03.01-84\* (нормативное сопротивление бетона на растяжение и фактическое усилие обжатия после полных потерь) показало, что они больше для балок таврового сечения на 12—19%, для балок прямоугольного сечения на 6—13%.

Сопоставление опытных значений по раскрытию трещин  $M_{срц}$  и приращению напряжений в арматуре  $\sigma_s$  с расчетными значениями для испытанных образцов оказались меньше на 45—58%.

На основании проведенных экспериментов можно сделать следующие выводы.

1. Выполненный комплекс исследований указывает на целесообразность применения бетона на напрягающем цементе при армировании предварительно напряженных конструкций канатами всего действующего сортамента.

2. До накопления дополнительных опытных данных следует сохранить без изменения принятые в СНиП 2.03.01-84 зависимости определения длины зоны передачи усилия для арматурных канатов К-19 диаметром 14 мм и в случае использования бетонов на напрягающем цементе.

3. Втягивание канатов К-19 в торец бетона на 6—8 мм при испытании балок до разрушения не вызывает появления горизонтальных трещин раскалывания и преждевременного выхода конструкции из строя.

Это обстоятельство указывает на необходимость внесения уточнения в ГОСТ 8829-85, в котором без достаточного обоснования допустимое втягивание арматуры ограничено величиной 0,2 мм для всех видов арматуры.

4. Формула СНиП 2.03.01-

84\* для расчета ширины раскрытия нормальных к продольной оси элемента трещин для нашего случая (канаты К-19, бетон на напрягающем цементе) мало пригодна, так как приводит к результатам, существенно отличным от опытных данных. Поэтому до разработки новой зависимости значение коэффициента  $\eta$  в формуле норм

с достаточной осторожностью следует принимать равным единице.

#### Библиографический список

1. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цемент и самонапряженные железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1974. — 312 с.

2. Михайлов К.В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона. — М.: Стройиздат, 1964. — 190 с.

3. Мамедов Т.И., Михайлов К.В. Высокопрочная проволочная арматура для предварительно напряженных конструкций. // Обзорная информация. — М.: ВНИИТПИ, 1991. — 64 с.

4. ТУ 21-26-18-90. Цемент напрягающий. ГАПСМ СССР. 1990. — С. 26.

УДК 69.025.22

А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн.наук (НИИП реконструкции городов);  
А.С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн.наук (НИИЖБ)

## Совершенствование конструкции экономичных ненапрягаемых ригелей

В настоящее время экономичные ненапрягаемые ригели высотой 45 см, пролетом до 6 м широко внедрены на заводах строительной индустрии вместо напрягаемых ригелей серии 1.020-1/83, а также введены в качестве типовых в серию 1.020-1/87.

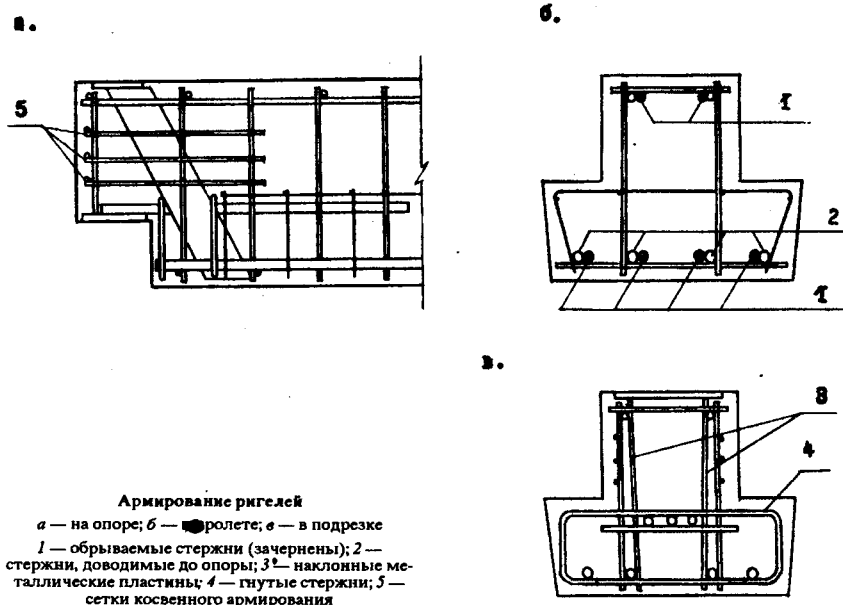
Экономическая эффективность достигается в основном благодаря устройству в сопряжении между ригелями и настилом шпонок смятия и учету в этом случае совместной работы ригелей с настилом (сокращенно СРН) при расчете по 2-й группе предельных состояний, что позволяет увеличить жесткость ригеля на 30...50% и устанавливать продольную арматуру из расчета по 1-й группе предельных состояний [1]. При расчете прочности нормальных сечений ригелей учет СРН значительно менее эффективен из-за отрицательного влияния работы диска в горизонтальной плоскости и взаимодействия диска с вертикальными несущими конструкциями диска на прочность сопряжения между настилом и ригелем на сдвиг. На снижение ширины раскрытия трещин в ригеле влияние СРН также малоэффективно и составляет всего 5...10%.

Армируются ригели двумя вертикальными и одним горизонтальным каркасами (см. рисунок), в которые ввариваются обрываемые в пролете стержни, располагаемые горизонтально. В этом случае полки заармированы, и деформация поперечного сечения

ригеля незначительна, поэтому ширина раскрытия трещин по ширине ригеля примерно постоянна и на боковых гранях ригеля не превышает допустимых значений.

На армирование подрезки приходится до 20% стали, идущей на ригель. На основе анализа различных вариантов армирования подрезок [2] для

горизонтальной пластине, служащей для приварки арматурных связей между плитами-затяжками и ригелем, обеспечивается надежная анкеровка самой пластины и рабочих стержней каркаса. Для предотвращения интенсивного раскрытия трещин у подрезки вдоль контактов стенки и полок ригеля, являющихся местами концентрации



ненапрягаемых ригелей серий 1.020-1/83(87) предложено применять наклонные металлические пластины (см. рис. 1, б). Путем приварки их двумя продольными швами к нижним продольным стержням вертикального каркаса, а сверху — к продольному стержню и

напряжений, в торцах полок перед и за металлическими полосами устанавливаются дополнительные гнутые стержни из стали класса А-III  $\varnothing$  6...10 мм в зависимости от нагрузки. Этот вариант армирования ригелей защищен авторским свидетельством [3].

В процессе разработки и внед-

рения ригелей был выполнен большой объем экспериментальных исследований двухполочных ригелей под нагрузку 110 кН/м, направленный на обеспечение наклонной работы подрезок и опорных зон ригелей в местах обрыва продольных стержней и обеспечение требуемых коэффициентов запаса "С" по ГОСТу [4] при заводских испытаниях. Испытания проводились по схеме, в которой большая часть нагрузки (75%) прикладывалась на ребро, а 25% на торцевые участки полок в месте опирания межколонных плит. Установлено, что разрушение по наклонным сечениям опорных зон происходит от действия изгибающего момента, а не поперечной силы. Для этого до с торы доводятся четыре продольных стержня  $\varnothing 28$  мм класса А-III: два в ребре и по одному в каждой полке. Ввариваемые стержни в вертикальных и горизонтальном каркасе для экономии стали можно обрывать вразбежку относительно середины пролета ригеля. Для снижения растрескивания участков полок на торцевой, боковой и нижней гранях и уменьшения продергивания поперечной и продольной арматуры в полках даже при бетоне класса В40 было предложено дополнительные гнутые стержни делать замкнутого сечения, приваривая их к поперечным стержням горизонтального каркаса. Эти ригели были внедрены на ряде заводов.

Опытные образцы, в которых при расчете прочности наклонных сечений по моменту продольная арматура принималась с расчетным сопротивлением  $R_s$ , а наклонная и вертикальная с  $R_{sw}$  и не учитывалась продольная сила  $N$ , разрушались при коэффициенте  $C$ , большем 1,25 и меньшем допустимого значения 1,4 [4]. Причем разрушение носило пластический характер, но при этом наблюдалось незначительное продергивание арматуры в полках, а результаты испытаний и расчета по фактическим и средним характеристикам материала хорошо согласуются.

Величина коэффициента  $C$  зависит от класса применяемой арматуры и величины коэффициента  $\beta = 0...1$ , показывающего, какую часть момента в сечении воспринимает

горизонтальная арматура, принимаемая в расчете с сопротивлением  $R_s$ . Для случая применения в подрезке всей арматуры из класса А-III при  $R_s = 444$ ,  $R_s = 375$  и  $R_{sw} = 300$  МПа следует, что при  $\beta \geq 0,25$  коэффициент  $C < 1,4$ ; максимальное значение коэффициента  $C = 1,48$  будет при  $\beta = 0$ , а минимальное, равное 1,18, — при  $\beta = 1$ . В этом случае при применении арматуры класса А-I и А-II, пластин из Ст3 величина  $C$  будет еще меньше. Реальное значение коэффициента  $C$  для ненапрягаемых ригелей обычно находится в пределах 0,3...0,7.

При проектировании типовых ригелей наряду с вертикальной нагрузкой необходимо обязательно учитывать продольную растягивающую силу и величину проекции наклонной трещины, оказывающую влияние на усилия в наклонных сечениях. Опорные моменты ввиду их малой величины и в запас прочности не учитываются. В этом случае в испытаниях коэффициенты  $C$ , особенно в ригелях под средние и низкие нагрузки, часто оказываются больше 1,4, даже при фактических характеристиках стали ниже средних значений  $\bar{R}_s$ . Это объясняется тем, что при испытании ригелей прикладывается только вертикальная нагрузка из-за трудности в условиях завода создать одновременное воздействие обоих усилий.

Влияние этой силы на прочность нормальных сечений мало, а на прочность наклонных сечений подрезки более заметное, и поэтому ее отсутствие при испытании должно учитываться при оценке результатов испытаний путем домножения опорных реакций и контрольных коэффициентов на понижающий коэффициент, реальные значения которого составляют 0,8...0,95.

В этом случае расчетная величина коэффициента  $C$  будет меньше 1,4. Для ее повышения сопротивление горизонтальной арматуры следует принимать также равным  $R_{sw}$ , и при проектировании ригеля необходимо проверять, чтобы теоретическое значение  $C$ , найденное при средних характеристиках стали  $R_s$ , было не меньше 1,4. В результате при расчете подрезки ригеля РДП4.56-110 по наклонному сечению из входящего угла при

сечении наклонной пластины 12x80 мм горизонтальная арматура подрезки была увеличена с 2  $\varnothing 16$  мм А-III, требуемых при расчете по [5], до 3  $\varnothing 16$  мм (см. рисунок).

В связи с тем, что многие заводы не изготавливают бетон класса В40, были проведены исследования и широко внедрены ригели под нагрузку 110 кН/м из бетона класса В35 и В30. Ригели под низкие нагрузки с самого начала были запроектированы из бетона класса В30. Сжатая арматура вместо 4  $\varnothing 12$  мм принималась соответственно равной 4  $\varnothing 16$  мм и 4  $\varnothing 18$  мм, а нижняя продольная арматура оставалась без изменения (см. рисунок). Испытания показали, что при классе бетона В35 для улучшения анкеровки продольной арматуры в полках можно наваривать к ней коротыши такого же диаметра 28 мм. При классе бетона В30 наряду с обязательной приваркой коротышей в консоли подрезок для предотвращения раскалывания бетона следует устанавливать сетки косвенного армирования и усиливать контроль за качеством приварки наклонных пластин к продольным стержням каркасов и к верхним горизонтальным пластинам. Металлическая полоса надежно заанкеривает продольную рабочую арматуру, и, кроме того, разгружает бетонный подкос консоли подрезки ригеля. В то же время полоса при отсутствии ее приварки к верхней пластине и классе бетона (на растяжение) менее В30 приводила к образованию вертикальных трещин в бетоне консоли подрезки вдоль анкеров.

В настоящее время разработаны и широко внедряются ригели с нижней продольной арматурой из стержней диаметром не более 25 мм. Этот вариант армирования оказался еще более экономичным и позволил уменьшить количество марок плоских каркасов для всей номенклатуры двухполочных и однополочных ригелей до трех штук вертикальных и двух горизонтальных. Однако в связи с меньшей площадью сечения арматуры, доводимой до опоры в ригелях под тяжелую нагрузку (4  $\varnothing 25$  мм вместо 4  $\varnothing 28$  мм), специально потребовалось улучшить анкерровку продольных стержней в полках. Разрушение в испытаниях происходило в зоне подрезки по

наклонным сечениям, начинающимся за наклонной полосой.

Оба продольных стержня в ребре благодаря хорошей анкеровке достигают текучести, в то время как стержни в полке работают в упругой стадии. Причем самоанкеровка стержней обеспечивает по расчету примерно 30% расчетного усилия, а приварка коротышкой длиной 100 мм такого же диаметра добавляет дополнительно 20...25%. Поэтому хотя разрушение и носит плавный характер, и трещины превышают 1,5 мм, тем не менее теоретически оно происходит не в результате одной лишь текучести арматуры, а в результате текучести некоторой части арматуры и продергивания другой. Такой вид при оценке прочности ненапрягаемых конструкций не предусмотрен в ГОСТе, поэтому возможно принимать  $C = 1,4$ , учитывая признаки пластического характера разрушения. В испытаниях коэффициент  $C$  может превышать 1,6 благодаря лучшей, против расчетной, анкеровке арматуры.

В связи с появлением свариваемой арматуры класса А<sub>т</sub>-IVс большого диаметра были разработаны и испытаны опытные образцы ригелей под нагрузку 110 кН/м из бетона класса В40. Из-за отсутствия других диаметров верхняя продольная арматура с западом принята 2  $\varnothing$  25 мм класса А<sub>т</sub>-IVс, а нижняя — 5  $\varnothing$  25 мм. Средний продольный стержень, входящий в состав горизонтального каркаса, обрывался в пролете.

Общий вес стали в ригеле оказался на 10% меньше, чем в ригеле с арматурой из стали класса А-III. Расчетные ширины трещин хотя и превышают таковые в ригелях с арматурой класса А-III, однако не превышают допустимых значений по СНиПу [5]. Тем не менее для снижения их ширины в испытаниях, особенно в ригелях под низкие и средние нагрузки, следует располагать ее горизонтально и часть ее ставить в полках.

Ригель был изготовлен и испытан в НИИЖБе, при равномерном нагружении полки ригеля 16 силами. Прогиб при контрольной нагрузке составил 22 мм, а ширина раскрытия трещин в средней части пролета равнялась 0,23 мм. При нагрузке 900 кН ширина трещин в пролете достигала 0,3 мм, а в подрезках во входящих углах — 0,4 мм; напряжения в продольной растянутой арматуре составили 570 МПа, а в сжатой — 500 МПа, а в сжатой зоне бетона они равнялись 23 МПа. Разрушение ригеля произошло при нагрузке 1030 кН вследствие раздробления сжатой зоны бетона при прогибе 54,6 мм, превышающем прогиб при контрольной нагрузке в 2,48 раза.

Сравнение опытных величин прогибов и раскрытия трещин при контрольных нагрузках, а также разрушающей нагрузки с теоретическими, рассчитанными по фактическим характеристикам бетона и стали, удовлетворительно согласуются. Это позволило рекомендовать (см. таблицу) экономичные не-

напрягаемые ригели пролетом 6 м с арматурой класса А<sub>т</sub>-IVс и А-IIIв с контролем удлинений (вар. 4) для внедрения в типовую серию. В случае увеличения допустимых значений ширина трещин на 0,1 мм расход стали может быть еще более снижен (вар. 5).

Ригели пролетом 7,2 м под нагрузку до 7 кН/м в серии разработаны с экономичным смешанным армированием из арматуры класса А<sub>т</sub>-V (вар. 6). Расход стали в ригелях, армированных сталью А-III, без учета СРРН очень высокий (вар. 3, 6), а при учете намного меньше (вар. 2, 7). Использование более прочной ненапрягаемой арматуры класса А-IIIв и А-IV не эффективно, поскольку устанавливается она из расчета по 2-й группе предельных состояний.

Внедрение ригелей с экономичным армированием (вар. 3, 4, 5, 8, 9) требует индивидуального подхода, учитывающего особенности заводской технологии изготовления, обязательного испытания головных образцов до разрушения нормальных и наклонных сечений и правильной оценки результатов испытаний [1, 4].

В настоящее время разработаны и проходят успешные испытания и экспериментальное внедрение ненапрягаемые ригели серии 1.020-1/83 пролетом 9 м.

#### Библиографический список

1. Семченков А.С., Клевцов В.А., Кутовой А.Ф. Исследование и проектирование экономичных ненапрягаемых ригелей связевого каркаса // Бетон и железобетон. — 1989. — 8.
2. Семченков А.С., Акерничный С.Р., Залесов А.С. Совершенствование армирования подрезки ригелей // Жилищное строительство. — 1982. — 2. — С. 21—23.
3. А.с. 2330627 СССР. Арматурный каркас железобетонной балки / А.С. Семченков, Б.Н. Волынский, А.С. Залесов, В.А. Клевцов (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1990. — 29.
4. ГОСТ 8829-85. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости. — М.: ЦИТП Госстроя СССР. — 1985. — 24 с.
5. СНиП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР. — 1985. — 79 с.
6. Баранова Т.И. Короткие железобетонные элементы (экспериментально-теоретическое исследование, методы расчета, конструирование): Автореф. дис. докт. техн. наук. — М., 1987. — 45 с.

№ вар.	P, т/м	Класс арматуры	Площадь арматуры		M <sub>сеч</sub> /M	f/f <sub>т</sub>	$\frac{a_{срс1}}{a_{срс1}}$	$\frac{a_{срс2}}{a_{срс2}}$	Расход стали	
			A' <sub>s</sub> + A <sub>s</sub>	%					кг	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2**			49,64	90	104,6	111	52,0	43,2	260,72	91,5
3		А-III	45,91	83	101,1	116	52,7	43,8	234,75	82,3
1*	11		55,37	100	116,0	100	49,0	40,7	285,12	100
4		А-IIIв	39,67	72	102,0	129	77,0	62,5	221,41	77,6
5		А <sub>т</sub> -IVс	35,56	64	102,0	139	101,0	83,3	196,93	69,1
6*			30,56	100	115,0	99	61,0	48,0	158,68	100
7**		А-III	24,28	79	100,0	114	76,0	64,0	146,00	93,0
8	7	А-IIIв	21,20	69	103,5	120	99,0	82,5	144,07	92,0
9		А-IV	20,92	68	108,0	130	85,0	76,0	127,14	81,0

Примечание \* — без учета СРРН; \*\* — серия 1.020-1/87



УДК 691.327:666.972.16

С.А. ВЫСОЦКИЙ, канд.техн. наук (НИИЖБ)

## Минеральные добавки для бетонов

К минеральным добавкам для бетонов, а также для вяжущих материалов относятся природные и техногенные вещества в дисперсном состоянии, преимущественно неорганического состава, не растворимые в воде (основное отличие от химических добавок) и характеризующиеся крупностью зерен менее 0,16 мм (основное отличие от заполнителей). Как показывают исследования [1], применение их в качестве самостоятельной составляющей бетонных смесей является одним из существенных резервов для повышения экономичности бетонов по стоимости и расходу цемента и улучшения свойств бетонов.

Однако использованию этого резерва уделяется недостаточное внимание, что отчасти связано с несовершенством или даже отсутствием необходимой нормативно-технической документации. Так, ГОСТ 24211 не затрагивает МД. Отсутствует стандарт, регламентирующий методы испытаний МД для бетонов.

Существующие методы испытаний аналогичных добавок для цементов (ГОСТ 25094) плохо отражают специфику действия МД в бетонах, являются мелодинамическими. Вплоть до сегодняшнего дня они базируются на оценке свойств композиций, состоящих из МД, гидратной извести и гипса, весьма далеких от реальных, причем в них используются столь неопределенные показатели, как водостойкость и сроки схватывания теста.

Усовершенствованный и ожидающий своего введения вариант данного стандарта основывается на оценке МД в композиции с портландцементом, однако в нем принято завышенное по сравнению с практикуемым содержание добавки

(70%), искусственно выбран эталон — вяжущее с грубодисперсным кварцевым песком, используется монофракционный заполнитель. Результаты испытаний дают лишь качественную оценку добавок, разделяя их на активные и неактивные. Характерно, что ограниченности метода привели к причислению таких торных пород, как базальты и фельзиты, к активным МД, тогда как они проявляют себя в бетоне как инертные.

Наконец, существующий стандарт на золу-унос — наиболее распространенную МД (ГОСТ 25818) — не содержит характеристик потребительских свойств золы, хотя стандарты зарубежных стран (Великобритания, США и др.) включают такие показатели, причем не только для зол, но и для природных МД пуццоланического действия и доменных гранулированных шлаков.

В связи с изложенным в НИИЖБе был выработан методический подход к оценке качества МД для бетонов, который включает упрощенную оценку добавки на первой стадии и дает достаточно полную ее характеристику по результатам проектирования и оптимизации состава бетона с МД — на второй [2].

Анализ данных показывает, что упрощенный способ имеет самостоятельное значение и может быть использован для решения ряда технологических задач. В настоящей статье рассматриваются особенности этого способа и результаты, полученные с его использованием, при изучении нескольких десятков МД, различающихся по виду, происхождению и свойствам, и в том числе таких малоизученных веществ, как цеолитовые, перлитовые и сопутствующие перлитам породы, высушенный белитовый шлак, отходы

производства ферросплавов, диатомиты, золы различного состава и другие материалы.

В основе упрощенного способа лежат сопоставительные испытания бетонных смесей заданной подвижности и изготовленных на них бетонов эталонного состава (БЭС) — бездобавочного и содержащего заданное количество МД, характеризующихся фиксированным соотношением расходов сухих составляющих.

При этом в конкретных практических условиях используют БЭС и исходные материалы для него, отвечающие изготовлению изделий массового выпуска. В абстрагированных же от конкретики условиях целесообразно использование бездобавочного портландцемента по ГОСТ 10178, речного кварцевого песка с  $M_k = 1,8 \pm 0,2$  и гранитного щебня фракций 5—10 и 10—20 мм в соотношении 36:65 по массе, а в качестве БЭС — состава без МД с соотношением Ц:П:Щ 1:2:3,5 по массе и состава с исследуемой добавкой при соотношении Ц:МД:П:Щ соответственно 0,6:0,4:2:3,5 по массе при ОК бетонных смесей  $4 \pm 1$  см в обоих случаях. Такие условия были приняты и в проведенной экспериментальной работе.

Процедура испытаний включала назначение расходов составляющих в начальных составах, которое рекомендуется осуществлять по данным табл. 1, приготовление замесов и уста-

Таблица 1

№ состава	Расход составляющих, кг/м <sup>3</sup>					
	Щ фракций, мм	МД	В	П	Щ фракций, мм	
					5—10	10—20
1	417	—	175	680	417	774
2	417	136	175	680	417	774

У — определяется экспериментально

новление в них опытным путем расхода воды исходя из достижения  $OK = 4 \pm 1$  см, определение плотности смесей, корректировку в них расходов составляющих, изготовление кубов с ребром 10 см и определение их прочности на сжатие после выдерживания при ТВО (2+3+6+2 ч при  $80^\circ\text{C}$ ) и в нормальных условиях.

При выборе критерия эффективности МД учитывали, что снижение стоимости бетона в значительной степени связано с экономией цемента как наиболее дорогостоящего компонента. Ее достижению было подчинено и традиционно сложившееся в нашей стране направление использования МД в бетонах общестроительного назначения. Исходя из этого в качестве основного критерия эффективности МД ( $\mathcal{E}_d$ ) при реализации упрощенного способа был принят условный показатель, численно равный экономии цемента ( $\mathcal{E}_ц$ ) в БЭС с минеральной добавкой и выраженный в процентном отношении к массе добавки

$$\mathcal{E}_d = \mathcal{E}_ц = \frac{Ц_1/R_1 - 0,6Ц_2/R_2}{0,4Ц_1/R_1} \times 100, \% \quad (1)$$

где  $Ц_1$  — расход портландцемента в БЭС без МД,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $R_1$  — прочность БЭС без МД, МПа;  $Ц_2$  — суммарный расход портландцемента и МД в БЭС, содержащем МД,  $\text{кг}/\text{м}^3$ ;  $R_2$  — прочность БЭС с МД, МПа.

В частном случае, при близких значениях водопотребности и плотности смесей с МД и без нее, формула (1) приобретает вид

$$\mathcal{E}_d = (2,5 - 1,5R_1/R_2) \times 100, \% \quad (2)$$

причем при  $R_2 = 0,6R_1$   $\mathcal{E}_d = 0$ , что характерно для инертных добавок, а при  $R_2 = R_1$   $\mathcal{E}_d = 100\%$ , что означает эквивалентность добавки цементу.

Водопотребность МД ( $V_d$ ) по своему смыслу может быть определена как расход воды, требуемый для получения бетонной смеси эталонного состава подвижностью 4\_1 см, приготовленной с использованием МД взамен цемента.  $V_d$  рассчитывается по формуле

$$V_d = \frac{B_1 - 0,6B_2}{0,4Ц_2} 100, \% \quad (3)$$

где  $B_1$  — содержание воды в бетонной

смеси без МД,  $\text{л}/\text{м}^3$ ;  $B_2$  — содержание воды в бетонной смеси с МД,  $\text{л}/\text{м}^3$ .

Следует отметить, что оба показателя характеризуют потребительские свойства добавок, существенно важные для их выбора и проектирования состава бетона.

Результаты, полученные по данной методике, а также при реализации полной схемы подбора состава бетона, позволили классифицировать добавки различного вида, выработать к ним ряд требований, подлежащих учету как изготовителями, так и потребителями МД, дать рекомендации по их применению.

В соответствии с предложенной классификацией (табл. 2) основным показателем качества МД служит эффективность добавки по экономии цемента ( $\mathcal{E}_d$ ), аккумулирующая в себе такие характеристики, как водопотребность и химическая активность.

По нему все МД разделены на эффективные низкой, средней и высокой степени и неэффективные, причем за нижнюю границу эффективности принято значение  $\mathcal{E}_d = 10\%$ , соизмеримое с ошибкой определения данной величины для инертных добавок типа кварцевого песка.

Наиболее предпочтительными являются добавки высокой эффективности ( $\mathcal{E}_d > 70\%$ ), характерными представителями которых являются измельченные доменные гранулированные шлаки. Достижимый эффект обусловлен сочетанием высокой химической активности (степень гидратации может достигать 25% [1]) и низкой водопотребности, находящейся на уровне водопотребности цементов.

Важнейшее условие его достижения — соблюдение тонкости помола не более 15% по остатку на сите 008. С увеличением тонкости возрастает химическая активность при сохранении примерно на одном уровне водопотребности БЭС и как следствие увеличивается эффективность добавки. Высокоосновные разновидности доменных гранулированных шлаков, измельченные до средней или высокой тонкости (соответственно 5—10% и менее 5% по остатку на сите 008), могут давать  $\mathcal{E}_d$  100%, проявляя тем самым равноценные с цементом или даже лучшие вяжущие свойства. Однако лимити-

рование верхней границы тонкости нецелесообразно, так как она определяется в первую очередь возможностями помольного агрегата и технико-экономический эффективностью изменения.

Как следует из данных рис. 1, эффект добавок этой группы сохраняется в бетонах достаточно высокой прочности, что позволяет рекомендовать их для всех распространенных классов по прочности. Наиболее пригодны они и для редко практикуемого способа улучшения свойств бетонов (прочности, морозостойкости, непроницаемости) путем введения МД, реализация которого предполагает ступенчатый переход на более высокие классы (марки) бетонов и требует, как правило, сохранения неизменным расхода цемента.

Значительный интерес представляет группа добавок средней эффективности ( $\mathcal{E}_d = 41—70\%$ ). Спектр их широк, запасы велики, однако использование пока еще незначительно.

На их примере отчетливо проявляется подчиненное (по отношению к  $\mathcal{E}_d$  как основному показателю) значение таких характеристик, как водопотребность и пуццоланическая активность ( $A_d$ ), определение которой осуществлялось по ускоренной методике [2]. Для многих веществ при одновременном возрастании или уменьшении показателей  $V_d$  и  $A_d$  в достаточно широких пределах сохраняется их принадлежность к группе средней эффективности. Например, грубодисперсные золы с незначительным содержанием негоревшего топлива, обладая низкой водопотребностью, характеризуются и слабой пуццоланической активностью, а такие вещества, как диатомит, трепел, ультрадисперсные отходы ферросплавного производства имеют высокую водопотребность, нивелирующую положительное влияние на  $\mathcal{E}_d$  их значительной активности.

Условия рационального применения добавок этой группы связаны с их дисперсным состоянием, активностью, водопотребностью, а также содержанием некоторых нежелательных ингредиентов (в частности, свободных оксидов кальция и магния). Для МД, образующихся в дисперсном состоянии и не содержащих вредных составляющих, специальные требо-

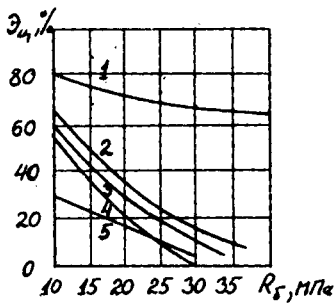


Рис. 1. Экономия цемента в пропаренных бетонах на основе портландцементов при использовании МД различного вида

1 — ДГШ ( $E_d = 100\%$ ,  $B_d = 49\%$ ); 2 — перлит ( $E_d = 45\%$ ,  $B_d = 49\%$ ); 3 — вулканический шлак ( $E_d = 35\%$ ,  $B_d = 51\%$ ); 4 — цеолитовая порода ( $E_d = 20\%$ ,  $B_d = 60\%$ ); 5 — кварцевый песок ( $E_d = 10\%$ ,  $B_d = 49\%$ )

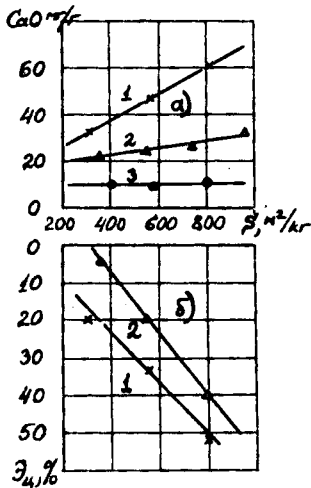


Рис. 2. Влияние удельной поверхности МД на их пуццоланическую активность (а) и эффективность по экономии цемента (б)

1 — перлит; 2 — вулканический шлак; 3 — кварцевый песок

вания по дисперсности излишни. Для добавок же, подвергаемых перед использованием измельчению, как и для ДГШ, целесообразно устанавливать нижнюю границу тонкости измельчения, причем если для сравнительно активных веществ (гранулированные электротермофосфорные и топливные шлаки) она может быть принята равной не более 15% по остатку на сите 008, то для менее активных белитовых шламов рекомендуется не более 10%, а для стекловидных вулканических пород, типа перлитов, туфов, туфобазальтов, желательна не более 5%.

Опыты показали, что для достижения максимума  $E_d$  необходимо стремиться к максимальной дисперсности, так как вплоть до удельной поверхности 800—1000 м<sup>2</sup>/кг отмечается прямо пропорциональное увеличение  $A_d$  и  $E_d$  при повышении удельной поверхности (рис. 2). Однако на практике,

так же как и для ДГШ, его значение определяется возможностями конкретного помольного агрегата и энергозатратами на помол.

Аналогичное положение справедливо для основных топливных зол, обладающих смешанным (гидравлически-пуццоланическим) механизмом активности в том случае, если испытаниями подтверждена равномерность изменения объема

цементного камня МД (по ГОСТ 310). Однако в зависимости от содержания свободных оксидов кальция и магния требования по минимально допускаемой дисперсности могут быть скорректированы и должны устанавливаться опытным путем исходя из предотвращения деградации цементного камня вследствие длительной гидратации этих составляющих. С

Таблица 2

$E_d$ , %	$B_d$ , %	Активность			Остаток на сите 008, %	Характерные представители МД	
		преобладающий механизм	степень активности	поглощение CaO, мг/г			
> 70	< 50	Гидравлический	Высокая	—	< 15	Доменные гранулированные шлаки различного химико-минералогического и фазового состава	
41-70	< 50	Пуццоланический	Низкая	10-30	—	< 5	Кислые топливные золы, преимущественно сухого отбора, низкой дисперсности, в естественном состоянии
			Средняя	31-70	—		
		Смешанный	Низкая	10-30	< 15	< 5	Электротермофосфорные и топливные гранулированные шлаки
			Средняя	—	—		
		Гидравлический	Средняя	—	< 10	< 5	Нефелиновые и бокситовые шламы
			Средняя	—	—		
50-60	Пуццоланический	Низкая	10-30	—	—	< 5	Кислые топливные золы со значительным содержанием частиц несгоревшего топлива и (или) полых зерен
> 60	Пуццоланический	Высокая	> 70	—	< 5	Ультрадисперсные отходы производства кристаллического кремния и ферросплавов	
10-40	< 50	Пуццоланический	Низкая	10-30	—	—	Кислые топливные золы, преимущественно отвальные, низкой дисперсности, в естественном состоянии
		Микронаполняющий	—	< 10	—	< 5	Закристаллизованные металлургические шлаки, неактивированный минеральный порошок для асфальтобетонных смесей, формовочные земли, известняки и кварцевые пески
50-60	Пуццоланический	Низкая	10-30	—	—	< 5	Гранулированные шлаки цветной металлургии
50-60	Пуццоланический	Низкая	10-30	—	—	< 5	Кислые топливные золы, преимущественно отвальные, со значительным содержанием частиц несгоревшего топлива и (или) полых зерен
> 60	Пуццоланический	Высокая	> 70	—	< 5	< 5	Цеолитовые горные породы

учетом проявляемого эффекта в бетонах различной прочности (см. рис. 2) среднеэффективные добавки, характеризующиеся низкой и средней водопотребностью, были рекомендованы нами для применения в бетонах широко распространенных классов по прочности (преимущественно  $B \leq 25$ ).

Дальнейший анализ привел к выводу, что при определении условий рационального применения МД показателю их водопотребности ( $V_d$ ) принадлежит определенная самостоятельная роль, проявляемая вне зависимости от  $\mathcal{E}_d$ . Особо значима она для группы добавок, имеющих  $V_d > 60\%$ . При их использовании становится, как правило, обязательным условие одновременного введения в смесь пластифицирующих добавок, предпочтительно суперпластификаторов или пластификаторов высокой степени действия (типа ЛСТМ-2), которые предотвращают флокуляцию зерен МД, способствуют однородному их распределению в смеси и обеспечивают в полной мере проявление ими микронаполняющего эффекта. Вследствие этого МД высокой водопотребности (в первую очередь ультрадисперсные отходы производства ферросплавов, а также диатомиты, трепелы, ряд цеолитовых пород) более правомерно называть минеральными составляющими комплексных добавок, включающих в свой состав пластификатор. В отсутствие пластификаторов они допускаются к применению лишь в бетонах низкой прочности (ниже В15), в которых благодаря их введению снижается водоотделение и формируется более однородная структура.

МД средней водопотребности целесообразно применять совместно с пластификаторами различной эффективности, добавки низкой водопотребности могут быть использованы и в отсутствие пластификаторов.

При назначении расходов материалов в начальных составах бетона при подборе состава следует учитывать, что при увеличении водопотребности

МД снижается как рекомендуемое для введения количество добавки, так и шаг его варьирования.

Дополнительного обоснования и конкретизации требуют взаимосвязи показателя пуццоланической активности МД с условиями их применения в бетонах. Использование данных о пуццоланической активности в бетонах общестроительного назначения связано с ограничением соотношения МД: портландцемент, причем если для добавок низкой активности оно определяется главным образом из условий достижения заданной прочности бетона, то для МД средней и высокой активности — из условий соблюдения максимально допускаемой диффузионной проницаемости бетона по отношению к  $CO_2$  и минимально допускаемого уровня щелочности жидкой фазы.

Группа низкоэффективных добавок ( $\mathcal{E}_d = 10-40\%$ ) также весьма представительна (см. табл. 2), однако область их применения по рекомендуемым классам бетонов по прочности существенно уже (см. рис. 2). Организация специального измельчения исходных материалов, дающих добавки этой группы, в большинстве случаев представляется малоперспективной.

В частности, нецелесообразна она для таких веществ, как медно-железистые, никелевые и другие шлаки от выплавки цветных металлов, характеризующиеся значительной энергоемкостью измельчения по стандартной методике Гипроцемента. Более предпочтительно применение подобных материалов в качестве заполнителей для бетонов. Как исключение могут служить легкоразмалываемые вещества (энергзатраты на помол менее 20 кВт·ч/т), к числу которых относятся отдельные виды зол, а также цеолитовых пород и известняков.

Наконец, группа низкоэффективных добавок рекомендуется к применению лишь в отдельных частных случаях: либо когда велик эколого-эко-

номический эффект от утилизации их техногенных разновидностей, либо при необходимости повысить плотность, непроницаемость и однородность бетонов низкой прочности (бентонитовые глины, введенные в количестве 2—10% массы цемента в гидротехнические бетоны).

Сопоставление полученных результатов с литературными данными позволяет в заключение отметить, что как предложенная методика оценки качества МД, так и рассмотренная их классификация имеют преимущества перед существующими аналогами, являются достаточно простыми и информативными. Их использование позволяет облегчить, а при ориентации на результаты испытаний после ТВО и ускорить выбор МД, дать прогнозную оценку новым разновидностям добавок, более обоснованно подойти к назначению начальных составов бетона с МД при проектировании и оптимизации его состава. Целесообразно рекомендовать их для широкого практического использования, придав им статус государственного стандарта. Выработанные к отдельным группам МД требования следует учитывать при изготовлении добавок как самостоятельного товарного продукта, а также при применении добавок в бетонах различного вида.

#### Библиографический список

1. Бетоны с дисперсными минеральными добавками. Сб. трудов НИИЖБ /Под ред. С.А. Высоцкого. — М., 1992, 149 с.
2. Высоцкий С.А., Бруссер М.И., Царик А.М., Смирнов В.П. Оптимизация состава бетонов с дисперсными минеральными добавками //Бетон и железобетон. — 1990. — 2. — С. 7—9.
3. Степанова В.Ф., Курбатова И.И., Абрамкина В.Г., Харитонова Е.Д. Определение и влияние гидравлической активности заполнителя на коррозию арматуры в бетоне //Бетон и железобетон. — 1989. — 8. — С. 21.
4. Высоцкий С.А. Бетоны на новых видах многокомпонентных цементов. Обзорная информация ВНИИС. Сер: "Строительные материалы", Вып. 3. — М., 1993. — 77 стр.

## Оптимальные расходы сухих составляющих бетона

Проблема получения плотного бетона с высокой прочностью, водонепроницаемостью и морозостойкостью до сих пор является актуальной. Но эту проблему мы пытаемся решить только за счет увеличения расхода цемента и применением пластифицирующих добавок.

Это, по мнению многих исследователей, объясняется тем, что увеличение в бетоне количества цемента повышает "клейкость" цементного теста, улучшает удобоформуемость (удобоукладываемость) бетонной смеси и тем самым улучшает качество бетона.

В то же время Скрамтаев Б.Г., Горчаков Г.И. и Капкин М.М. доказали, что увеличение расхода цемента повышает пористость бетона, величина которой, даже при расходе цемента  $250 \text{ кг/м}^3$ , равна  $20 \text{ л/м}^3$  (8 мл на 100 г цемента). Кроме этого, они отмечают, что чем больше в бетонной смеси цемента, тем больше усадка бетона и даже увеличивается капиллярная пористость.

Из этого следует, что повышение расхода цемента до какого-то предела уменьшает капиллярную пористость бетона, а дальнейшее его увеличение проявляет обратное действие: происходит увеличение общей пористости бетона от суммирования объема капиллярных и контракционных пор, увеличивается усадка бетона и в конечном счете ухудшаются его прочностные характеристики.

Известно, что одним из главных факторов, существенно влияющих на плотность и прочность бетона, является коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя.

Одним из авторов этой информации он определен и подтвердилось, что числовая величина его относительно постоянная. Это позволило определить оптимальное количество щебня в бетоне. Бетонные смеси с таким количеством щебня хорошо формируются и уплотняются. Но эффективность

значительно выше, по сравнению с бетонными смесями с малыми В/Ц и с расходом цемента  $250 \text{ кг/м}^3$ , и при его активности 39,7 МПа через 28 сут получаем бетон с прочностью более 45 МПа. Предложенные бетонные смеси можно успешно применять также с использованием центрифугирования и вакуумирования, так как избыточную воду эти способы формирования максимально удаляют, а при уплотнении сопутствует прессующее давление.

Проведение исследований с целью определения оптимальных расходов щебня, песка и цемента стало объективной необходимостью.

Анализ результатов экспериментов в лабораторных и производственных условиях по материалам, применяемым в существующих технологиях, подтверждает возможность экономии цемента и песка. При уменьшении П/Щ фактора, т.е. при увеличении количества щебня, даже с повышением В/Ц прочность бетона не уменьшается. При проведении экспериментов по изготовлению в производственных условиях

многопустотных плит перекрытия и центрифугированных безнапорных труб не обнаружено расслоения бетонной смеси ни при ее подаче, ни в свежесформованном бетоне. Испытанием многопустотной плиты перекрытия ПК-60-12 засвидетельствовано, что через 12 дней после формирования плита выдержала испытания на жесткость и трещиностойкость при расходе цемента  $246 \text{ кг/м}^3$ . При нагрузке 4898 кг трещин не обнаружено, поэтому испытание не доведено до разрушения. Активность применяемого цемента была 39,7 МПа. Необходимо также отметить, что формуемость этих бетонных смесей хорошая, хотя показатель их пластичности (ОК = 1,0...1,5 см) ниже применяемых на заводах. Заглаживаются такие бетонные смеси тоже хорошо. Щебень по крупности применяется таким же, как и в заводских составах. При формировании опытной партии многопустотных плит перекрытий применяли щебень фракций 10...20 мм (42%) и 5...10 мм (58%).

Испытания безнапорной центрифугированной трубы

Марка и класс бетона	Уменьш. цемента, $\text{кг/м}^3$	Прочность бетона, МПа, 28 сут		Расход цемента, $\text{кг/м}^3$		П/Щ		В/Ц	
		1	2	1	2	1	2	1	2

### Каховский завод ЖБИ Активность цемента 34,0 МПа

M100, B7,5	—	15,4	17,1	202	202	0,596	0,473	0,678	0,693
M150, B10	—	17,5	18,6	218	218	0,562	0,456	0,628	0,565
M200, B15	-48	25,5	20,5	290	242	0,493	0,408	0,431	0,551
M300, B22,5	-47	31,5	32,5	347	300	0,493	0,383	0,429	0,501
M300, B22,5	-67	—	29,5	—	280	—	0,481	0	0,541
M400, B30	-102	48,1	41,1	449	347	0,428	0,337	0,429	0,447

### Арпизский завод ЖБИ Активность цемента 39,7 МПа

M200, B15	-45	24,1	24,6	290	245	0,564	0,432	0,473	0,674
M200, B15	-40	—	27,9	—	250	—	0,436	—	0,560
M200, B15	-40	—	25,4	—	250	—	0,436	—	0,580
M200, B15	-40	—	29,9	—	250	—	0,436	—	0,480
M300, B22,5	-50	31,9	32,2	400	350	0,564	0,388	0,375	0,486
M400, B30	-100	41,4	40,0	445	345	0,531	0,351	0,360	0,427
M400, B30	-55	—	41,0	—	390	—	0,337	—	0,533
M450, B33	-150	—	47,8	—	390	—	0,468	—	0,408

1 — заводской состав бетонной смеси;  
2 — предлагаемый состав бетонной смеси.

диаметром 1000 мм показали, что она с большим запасом выдержала нагрузку по трещиностойкости и нагрузку по прочности. Расход цемента активностью 39,7 МПа составил 350 кг/м<sup>3</sup> вместо 445 кг/м<sup>3</sup> по заводскому составу. Прессующее давление достигало 0,5 МПа.

Определение прочности бетона на цементе М300 в более поздние сроки показало, что этот показатель также увеличивается. Более того, при расходе цемента М300 (его активность в возрасте 26 сут была 30,5 МПа) в количестве 318 кг/м<sup>3</sup> через 9 мес обеспечивается прочность бетона 41,3 МПа. т.е. мы можем получать бетон марки 400 из цемента М300 при В/Ц = 0,491 и П/Щ = 0,444.

Затем было проведено сравнение заводских и предлагаемых составов бетонной смеси (см. таблицу).

Анализируя данные таблицы, мы обнаруживаем, что увеличение количества щебня и уменьшение количества цемента при оптимальном расходе песка и уменьшении В/Ц обеспечивают увеличение прочности бетона.

Увеличение В/Ц фактора (для обеспечения формуемости бетонной смеси) не может на-

рушить эту зависимость. Она наблюдается на обоих заводах, которые используют для своего производства далеко не одинаковые по качеству материалы. О том, что увеличение прочности экспериментальных составов обеспечивается не за счет В/Ц фактора, который во всех экспериментах был больше, чем в заводских, говорит и факт получения бетона марки 400 из цемента М300. А это значит, что В/Ц фактор не играет главенствующей роли в экономии цемента и тем более песка, но на практике пренебрегать им нельзя.

Из этого следует, что все вышеизложенное подтверждает правильность сделанного предположения о существовании оптимальных расходов щебня, песка и цемента, которые и обеспечивают получение бетона с максимальной плотностью и прочностью. А это позволяет обеспечить экономию цемента и песка без ухудшения качества.

Делать это необходимо на каждом конкретном заводе, исходя из качественных характеристик применяемых материалов и прежде всего песка, так как стабильность его крупности имеет огромное влияние на плотность и прочность бетона. В этом случае постоянство поставщиков песка, щебня и

цемента имеет тоже не второстепенное значение. Постоянный поставщик -- гарант стабильного качества материала (материалов), а затем и качества самого бетона.

В заключение необходимо отметить, что такие составы бетона позволяют также значительно сократить количество дозировок бетонной смеси, дают возможность применить форсированные режимы тепловой обработки, т.е. значительно сократить время изотермии и тем самым сэкономить энергоресурсы.

Применение предлагаемых составов бетонной смеси:

обеспечивает экономию цемента до 100 кг/м<sup>3</sup>, а песка более 200 кг/м<sup>3</sup>;

положительно решает проблему использования мелких и даже мельчайших песков;

позволяет на заводских расходах цемента использовать для тепловлажностной обработки теплоносители с температурой 63°С и менее;

дает возможность применять форсированные режимы тепловлажностной обработки, что тоже экономит энергоресурсы;

позволяет более эффективно использовать низкомарочные цементы.

УДК 691.327:691.223

К.И. ЛЬВОВИЧ, канд.техн.наук (МНИПТИ "Стройиндустрия")

## Выбор песков для песчаного бетона

Несмотря на ряд технических преимуществ песчаного бетона и экономическую целесообразность его использования, особенно в районах, где дефицитен крупный заполнитель, применение этого материала в промышленности сборного железобетона ограничено. Его широкому внедрению препятствует ряд обстоятельств, среди которых одним из наиболее существенных является повышенный (по сравнению с бетоном на крупном заполнителе) расход цемента. Это, в свою очередь, связано с применением для изготовления конструкций из песчаного бето-

на, как правило, случайных природных песков, в том числе мелких и загрязненных с самой разнообразной гранулометрией.

Создание песчаных бетонов с расходами цементов в границах, нормируемых в промышленности сборного железобетона для бетонов с крупным заполнителем либо приближающихся к этим расходам, требует направленного выбора песка или специальной предварительной переработки (отмыв, классификация) и, следовательно, предполагает разработку расчетного аппарата, позволяющего дать обоснованные рекомендации по вы-

бору (оценке) песка.

В настоящее время нет единого мнения о том, какой песок является наилучшим для изготовления конструкций из песчаного бетона и что должно являться критерием качества такого песка. Приемлемыми для любых видов песчаных бетонов считаются пески, соответствующие требованиям ГОСТ 10268—70, а предпочтительными из них — крупные пески (М<sub>кр</sub> 2,5).

Научно-исследовательскими работами, проведенными в НИПТИ "Стройиндустрия", решались две основные задачи для промышленности сборного

Таблица 1

Номер опыта	Кодированные значения факторов			Содержание фракции, %			Пустотность, %	
	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$K$	$C$	$M$	экспериментальная	вычисленная по модели
1	2	3	3	5	6	7	8	9
1	1	0	0	50	40	10	28,3	
2	0	1	0	10	80	10	30,7	
3	0	0	1	10	40	50	28,1	
4	1/2	1/2	0	30	60	10	29,1	
5	1/2	0	1/2	30	40	30	26,4	
6	0	1/2	1/2	10	60	30	28,5	
7	1/3	1/3	1/3	23	54	23	27,8	27,7
8	1/6	2/3	1/6	17	66	17	29,7	29,1
9	1/6	1/6	2/3	17	47	36	28,1	27,3
10	2/3	1/6	1/6	36	47	17	27,5	27,6

железобетона Москвы: выбор карьера для преимущественного использования песка при изготовлении конструкций из песчаного бетона и подготовка рекомендаций по использованию фракционирования песков.

Сравнение песков производилось по расходу цемента при постоянной жесткости смеси и условия полного заполнения межзернового пространства цементным тестом. Эти два условия, интегрально характеризующая свойства песков, позволяют оценить рациональность их применения для различных марок и разных технологий изготовления песчаных бетонов. Для решения задач был применен расчетно-экспериментальный метод: пустотность сравниваемых песков определялась экспериментально, а необходимое количество цементного теста и, следовательно, цемента — путем расчета.

Расчеты выполнялись с учетом следующих предпосылок:

1. Все зерна песка представляют собой эллипсоиды вращения, полученные вращением эллипса с полуосями  $b$  и  $a$  вокруг большей оси ( $b > a$ ).

2. Коэффициенты формы зерен  $K_f = b/a$  одинаковы для всех зерен одной фракции.

3. В каждой фракции содержится одинаковое количество частиц с любым размером  $a$  (величина  $a$  не выходит за пределы, характеризующие данную фракцию).

4. Минимальная толщина прослоек цементного теста между зернами заполнителя зависит от жесткости смеси и считается одинаковой во всем объеме бетона.

При решении первой за-

дачи — выбора карьерных песков — влияние granulометрии оценивалось ролью трех фракций при расसेве по стандартным ситам через одно: крупной  $K$  (-5; +1,25); средней  $C$  (-1,25; +0,31); мелкой  $M$  (-0,31).

Для определения межзерновой пустотности был проведен планированный эксперимент с  $D$ -оптимальным планом второго порядка. В качестве значимых факторов приняты процентные содержания крупной, средней и мелкой фракций. Интервалы варьирования факторов назначены по результатам анализа данных granulометрического состава подмосковных песков. Матрица планирования эксперимента и результаты измерения пустотности песков (после их уплотнения на лабораторной виброплощадке в стальном мерном цилиндре) приведена в табл. 1.

В результате проведения указанного эксперимента построена модель второго порядка, отражающая зависимость пустотности от процентного содержания указанных фракций

$$P = 28,3X_1 + 30,7X_2 + 28,1X_3 - 1,6X_1X_2 - 7,2X_1X_3 - 3,6X_2X_3. \quad (1)$$

Результаты испытаний первых шести песков (см. табл. 1) послужили базовыми точками для построения модели (1). Пустотность последних четырех песков определена для проверки адекватности модели.

Для определения количества цементного теста, достаточного для заполнения межзерновых пустот и создания необходимых

прослоек между частицами песка, весь объем цементного теста  $V_{ц.т.}$  условно делился на две части. Первая часть  $V_1$  включала цементное тесто, идущее на "обмазку" зерен заполнителя слоем равномерной толщины  $\delta$ , причем минимальная величина определялась водоцементным отношением и интенсивностью средств уплотнения и, следовательно, жесткостью смеси. Вторая часть  $V_2$  — цементное тесто, используемое для заполнения пространства между "обмазанными" частицами песка. Коэффициенты формы зерен определялись по данным статистической обработки результатов измерений, проведенных на микроскопе с 20-кратным увеличением.

Объем отдельной частицы песка равен

$$V = \frac{\pi K_f (3 - K_f) a^3}{12}, \quad (2)$$

где  $K_f$  — коэффициент формы.

Объем такой же частицы, покрытой слоем обмазки толщиной  $\delta$ , определяют по формуле

$$\bar{V} = \frac{\pi K_f (3 - K_f)}{12} a^3 + \frac{\pi \delta}{6} \times \times (3 + 4K_f - K_f^2) a^2 + \frac{\pi \delta^2}{3} \times \times (5 + K_f) a + \frac{4}{3} \pi \delta^3. \quad (3)$$

Если суммарный объем зерен  $i$ -той фракции песка равен  $V_{\phi}$ , а объем цементного теста, покрывающего эти зерна, —  $V_{1\phi}$ , то

$$\frac{V_{\phi} + V_{1\phi}}{V_{\phi}} = \frac{\int_{a_i-1}^{a_i} \bar{V} da}{\int_{a_i-1}^{a_i} V da}, \quad (4)$$

где интегрирование выполняется в пределах изменения  $a$ , характеризующего данную фракцию.

Подставляя формулы (2) и (3) в (4) и интегрируя, получим

$$\gamma_i = \frac{V_{\phi} + V_{1\phi}}{V_{\phi}} = 1 + \frac{\delta (3 + 4K_f - K_f^2)}{K_f (3 - K_f)} \cdot \frac{8}{3} \times$$



$$x \left( \frac{a_i^3 - a_{i-1}^3}{a_i^4 - a_{i-1}^4} \right) +$$

$$+ \frac{8\delta^2 (5 + K_i)}{K_i (3 - K_i) (a_i^2 - a_{i-1}^2)}$$

$$+ \frac{64\delta^3}{K_i (3 - K_i)} \left( \frac{a_i - a_{i-1}}{a_i^4 - a_{i-1}^4} \right) \quad (5)$$

Для вычисления  $V_2$  необходимо заданное соотношение фракций  $K:C:M$  пересчитать с учетом "обмазки". При этом следует принять во внимание, что часть частиц перейдет из мелкой фракции в среднюю, а часть — из средней в крупную.

Величину  $V_2$  в процентах от общего объема бетона определим по модели (1), используя формулы перехода:

$$X_1 = \frac{\bar{K} - 0,1}{0,4}; \quad X_2 = \frac{\bar{C} - 0,4}{0,4};$$

$$X_3 = \frac{\bar{M} - 0,1}{0,4} \quad (6)$$

Числовые коэффициенты в формулах (6) определены принятыми интервалами варьирования отдельных фракций (см. табл. 1). Тогда величина  $V_1$  может быть определена по формуле

$$V_1 = [K(\gamma_K - 1) + c(\gamma_c - 1) + M(\gamma_M - 1)](1 - V^2/100). \quad (7)$$

Общее количество цементного теста  $V_{ц.т.}$  при различных заданных соотношениях фракций песка, коэффициентах формы зерен, толщинах обмазки рассчитывалась на ЭЦВМ по специально составленной программе. Сравнение различных песков по расходу цемента производилось для смесей различной жесткости, соответствующих применяемым в настоящее время технологиям приготовления песчаного бетона в широком диапазоне прочностей материала.

Проведено свыше 300 вариантов расчетов, охватывающих практически все виды песков подмосковных карьеров, марки песчаных бетонов от М200 до М600, в широком диапазоне подвижности (жесткости) це-

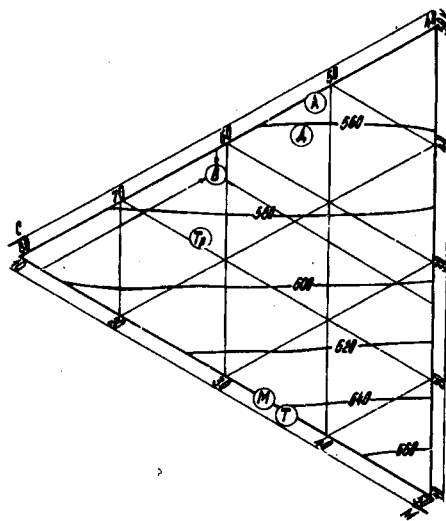


Рис. 1. Расход цемента для природных песков ( $V/C = 0,3$ , особо жесткие смеси)

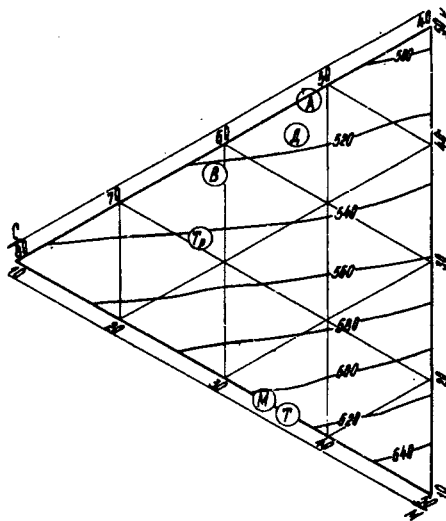


Рис. 2. Расход цемента для природных песков ( $V/C = 0,4$ , жесткие смеси)

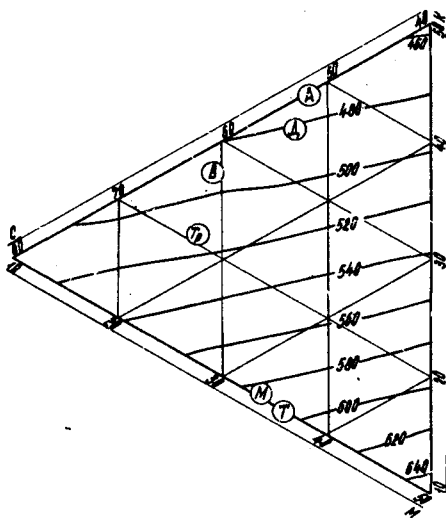


Рис. 3. Расход цемента для природных песков ( $V/C = 0,5$ , подвижные смеси)

ментно-песчаных смесей.

Некоторые данные результатов исследований приведены на рис. 1—3. На рис. 1 представлена диаграмма для песчаного бетона марок 500—600, приготовляемого из особо жестких смесей (например, виброштампованием) при  $V/C = 0,28—0,34$ .

Результаты опытных формованных изделий из песчаного бетона на оборудовании московского завода ЖБИ 17, позволяющем качественно перерабатывать особо жесткие цементно-песчаные смеси, показали, что на применяемом там песке Академического карьера, цементе Воскресенского завода марки 500 с НГ 26% без пластифицирующих добавок минимальное водосодержание смеси при условии хорошего уплотнения составляет около  $170 \text{ л/м}^3$ . При известной гранулометрии песка Академического карьера из результатов расчета  $V_{ц.т.}$  была определена соответствующая величина "обмазки"  $\delta$ ; равная  $0,012 \text{ мм}$ , принятая постоянной для всех остальных песков на этой диаграмме. Полученная величина  $\delta$  хорошо совпадает с данными прямыми измерениями толщин контактных слоев в песчаных бетонах, изготовленных из смесей жесткостью около 160 с [1].

После вычисления расходов цемента  $C$  была построена модель второго порядка и определены величины  $C$  для ряда промежуточных точек. По координатам этих точек построена диаграмма "состав — свойство" (см. рис. 1). На диаграмме кружками обозначен ряд песков подмосковных карьеров: Т — Тучковский, М — Московский, К — Калининский, Тр — Терелесовский, В — Вяземский, Д — Дровнинский, А — Академический.

Линии внутри треугольной области соответствуют одинаковым расходам цемента ( $\text{кг/м}^3$ , без пластифицирующих добавок), цифры вдоль сторон треугольных областей соответствуют долям фракций песка в % по массе. На рис. 1 приведен пример определения расхода цемента для песка Вяземского карьера с соотношением фракций  $K:C:M$ , равным 27:61:12.

Из диаграммы видно, что применение для рассматриваемых песчаных бетонов песка Академического месторождения вместо Тучковского позволяет



Таблица 2

№ опыта	Кодированные значения факторов					Содержание фракций, %					Пустотность, %	
	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	A	B	B	Г	Д	эксперимент	по модели
1	1	0	0	0	0	70	30	0	0	0	38,3	
2	0	1	0	0	0	10	90	0	0	0	40,5	
3	0	0	1	0	0	10	30	60	0	0	35,7	
4	0	0	0	1	0	10	30	0	60	0	30,9	
5	0	0	0	0	1	10	30	0	0	60	30,3	
6	1/2	1/2	0	0	0	40	60	0	0	0	37,1	
7	1/2	0	1/2	0	0	40	30	30	0	0	32,7	
8	1/2	0	0	1/2	0	40	30	0	30	0	28,2	
9	1/2	0	0	0	1/2	40	30	0	0	30	25,0	
10	0	1/2	1/2	0	0	10	60	30	0	0	35,6	
11	0	1/2	0	1/2	0	10	60	0	30	0	31,5	
12	0	1/2	0	0	1/2	10	60	0	0	30	28,0	
13	0	0	1/2	1/2	0	10	30	30	30	0	31,4	
14	0	0	1/2	0	1/2	10	30	30	0	30	28,5	
15	0	0	0	1/2	1/2	10	30	0	30	30	28,4	
16	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	22	42	12	12	12	28,6	27,94
17	3/5	1/10	1/10	1/10	1/10	46	36	6	6	6	30,6	30,45
18	1/10	3/5	1/10	1/10	1/10	16	66	6	6	6	32,3	32,73
19	1/10	1/10	3/5	1/10	1/10	16	36	36	6	6	29,3	30,08
20	1/10	1/10	1/10	3/5	1/10	16	36	6	36	6	27,2	28,26
21	1/10	1/10	1/10	1/10	3/5	16	36	6	6	36	26,0	26,14

фракций песка). Интервалы и уровни варьирования фракций выбраны с учетом имеющихся в литературе сведений об областях оптимальной гранулометрии. Матрица планирования эксперимента и результаты измерения пустотности песков представлены в табл. 2.

Интервалы и уровни варьирования фракций приведены в табл. 3.

Отсутствие фракции песка менее 0,14 мм вызвано тем, что при гидроклассификации песков указанная фракция, как правило, отмывается. При последующем сравнении карьерных песков эта фракция, присутствовавшая при экспериментальном определении пустотности, не учитывалась при вычислении  $V_1$ . Объем частиц, меньших 0,14 мм, сравнимых с размерами зерен цемента, был включен в  $V_{ц.т.}$

Таблица 3

Обозначение фракций	Размеры зерен, мм	Верхний уровень, %	Нижний уровень, %
A	+2,5; -5,0	70	10
B	+1,25; -2,5	90	30
B	+0,63; -1,25	60	0
Г	+0,31; -0,63	60	0
Д	+0,14; -0,31	60	0

снизить расход цемента в среднем на 90 кг/м<sup>3</sup> для бетонов марок 500 и 600.

Аналогично построены диаграммы, приведенные на рис. 2 ( $V/Ц = 0,35 - 0,44$ ; бетон М400 и М500; смеси жесткостью 20—40 с) и рис. 3 ( $V/Ц = 0,45 - 0,55$ ; бетон М200 и М300; смеси с ОК = 1—4 см).

В каждом случае величина  $\beta$  была выбрана (рассчитана) по результатам предварительных формований образцов-кубов, изготовленных на песке с известной гранулометрией.

Разработанный расчетный аппарат был использован для решения и второй из указанных задач — выбора оптимальных вариантов фракционированных песков. Число исследуемых фракций, полученных рассевом по стандартным ситам, здесь было принято равным пяти. Увеличение количества рассматриваемых фракций вызвано желанием дать более приемлемые, чем в работах [2, 3], рекомендации для реальных песков. В указанных работах предусматривалось деление песка на три фракции в следующих пределах: 70—80% крупной фракции, 0—20% средней и

0—30% мелкой. Реальные же пески (в том числе и пески Подмосквья) состоят в основном из средней фракции, "необходимой" при предлагаемой схеме классификации.

Кроме того, рекомендации такого типа не учитывают особенности применяемых технологий изготовления песчаных бетонов, существенно сказывающиеся на оптимальных составах песка. Проведенные расчеты показывают, что эти рекомендации удовлетворительны (по условиям расхода цемента) только для особа или сверхжестких цементно-песчаных смесей. При наличии широкой гаммы разновидностей песков (даже в границах Московской области) и разнообразии применяемых при изготовлении песчаных бетонов технологий в любом случае необходим расчетный аппарат, позволяющий решать задачу для конкретного случая.

Для построения математической модели пустотности исследуемых песков был проведен планированный эксперимент по Д-оптимальному плану второго порядка при пяти факторах (по числу рассматриваемых

по результатам обработки данных проведенных экспериментов получена модель второго порядка — зависимость пустотности песка от процентного содержания отдельных фракций

$$P = 0,716A + 0,701B +$$

$$+ 0,726B + 0,726Г + 0,854Д -$$

$$- 0,00256AB - 0,00478AB -$$

$$- 0,00712AG - 0,0103AD -$$

$$- 0,00278BB - 0,00467BG -$$

$$- 0,00822BD - 0,00211BG -$$

$$- 0,005BD - 0,00244GD -$$

$$- 27,41. \quad (8)$$

Первые пятнадцать песков (см. табл. 2) — базовые точки для построения модели пустотности. Пустотность последних шести песков определена для оценки адекватности модели, которая проведена по F-критерию при 5%-ном уровне значимости. Расходы цемента вычислены на базе указанной модели при трех различных толщинах обмазки зерен, соответствующих смесям жесткостью около 160 с, 30 с, ОК = 3 см и среднему коэффициенту формы зерен для всех фракций  $K_f = 1,3$ . Влияние коэффициента формы, зависящего в основном от генезиса песка, было затем проанализировано расчетным путем и оценено по расходу цемента

в пределах до 1% при  $K_f$ , изменяющемся от 1,1 до 1,5.

По результатам вычислений построены модели второго порядка: расход цемента в песчаном бетоне — функция градиентного состава песка

$$C_1 = 590A + 617B + 644B + \\ + 714Г + 906Д - 142AB - \\ - 108AB - 536AG - 484AD - \\ - 90BB - 422BG - 462BD - \\ - 132BG - 384BD - 120ГД (9)$$

$$C_2 = 554A + 582B + 621B + \\ + 705Г + 920Д - 64AB - \\ - 238AB - 418AG - 468AD - \\ - 118BB - 314BG - 420BD - \\ - 156BG - 294BD - 94ГД (10)$$

$$C_3 = 448A + 520B + 563B + \\ + 657Г + 901Д - 52AB - \\ - 198AB - 342AG - 378AD - \\ - 106BB - 338BD - 124BG - \\ - 232BD - 72ГД. \quad (11)$$

Такие пятифакторные мо-

дели не могут быть интерпретированы в виде диаграмм "состав—свойство", интерпретация же их в виде номограммы не дает каких-либо преимуществ по сравнению с вычислениями по формулам.

Большое количество вариантов возможной классификации песка не позволяет предложить однозначно рекомендуемые составы "оптимального" песка. К тому же критерием его выбора должна быть принята стоимость  $1 \text{ м}^3$  песчаного бетона, а не количество цемента, используемого для его изготовления. Тем не менее вычисления, проделанные по формулам (9—11), позволяют указать состав, который для значительного количества реальных песков близок к оптимальному и с которого, как правило, следует начинать расчеты

$$A:B:V:Г:Д = 40:30:0:15:15.$$

Таким образом, предлагаемая методика и расчетный аппарат дают возможность правильного выбора карьерных песков, позволяют решить вопрос целесообразности применения фракционированных (обогащенных) песков для условий Подмосковья, а также во всех тех случаях, когда транулометрия исследуемых песков

укладывается в границы принятого диапазона фракций.

Анализ приведенных результатов позволяет сделать следующие выводы:

1. В песчаных бетонах наиболее целесообразно использовать крупные пески ( $M_{кр} 2,5$ ). Предпочтительно в таких песках иметь крупную (-5; +1,25) фракцию в количестве, не меньшем 50%.

2. Желательно наличие в песках мелкой фракции, выполняющей роль микрозаполнителя, в пределах около 10%.

3. Колебания содержания средней фракции в границах 30—50% практически не сказываются на расходе цемента.

4. За счет правильного выбора песка либо специальной его переработки (отмыв, классификация) возможно снижение расхода цемента на 80—140  $\text{кг/м}^3$  песчаного бетона.

#### Библиографический список

1. Любимова Т.Ю. ДАН СССР, 1968, т. 162, № 3.
2. Шадрин А.А. Исследование зернового состава песков для мелкозернистого бетона. — В сб.: Мелкозернистые бетоны. — М., 1972.
3. Мелкозернистый бетон на классифицированных песках. ТУ 65-158-76, НИИПромстрой. — Уфа, 1976.

## ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

УДК 666.9.055:691.022-43

П.И. ШИЛКИН, И.Т. ГОНЧАРОВ, кандидаты техн. наук  
(Липецкий политехнический ин-т); А.А. БЕЛАШОВ, инж.  
(завод КПД-2 АО Липецкий ДСК)

## Пневмопригрузочный комплекс линии формирования шлакопемзобетонных панелей

Совершенствование крупнопанельного домостроения связано с улучшением его эксплуатационных характеристик при одновременном снижении материалоемкости, энергоемкости, трудоемкости и стоимости.

Технология производства легкобетонных панелей должна обеспечивать плотную, однород-

ную структуру бетона по толщине и плоскости изделия. Формование панелей на виброплощадках не обеспечивает однородности свойств шлакопемзобетона.

Для формирования легкобетонных конструкций используются методы и режимы виброуплотнения, рассчитанные на

тяжелый бетон. Виброуплотняемые механизмы, учитывающие динамические характеристики легкобетонной смеси, не выпускаются. Воздействия же гравитационных сил при виброуплотнении легкобетонных смесей недостаточно. В верхней части изделия низкая масса гранул не обеспечивает их

энергии для плотной консолидации с остальной бетонной массой, что приводит к разуплотнению верхней зоны формового изделия.

Уплотнение только нижней фракцией шлакопемзобетонной смеси жесткостью 30—40 с не обеспечивает ее предельного уплотнения, так как после уплотнения нижней вибрацией смесь уплотнялась еще на 10 мм при последующей проработке ее вибропригрузом [1].

Самый легкий бетон данной прочности — предельно уплотненный [2]. Предельное уплотнение легкого бетона может быть обеспечено виброуплотнением с пригрузом, компенсирующим недостаток массы (поверхностной плотности) смеси. Величина пригруза пропорциональна разности масс тяжелого и данного вида легкого бетона. Повышенное внутреннее трение шероховатой поверхности заполнителя (пемзы) и пониженная плотность по сравнению с растворной составляющей затрудняют укладку и равномерное уплотнение неподвижной смеси. При вибрационных способах формования железобетонных изделий образуются поры и раковины. Эти дефекты снижают прочность, морозостойкость и водонепроницаемость бетона ограждающих конструкций. Не всегда достигается требуемое уплотнение, особенно при формовании умеренно жестких и жестких шлакопемзобетонных смесей.

Заводскими испытаниями установлено [3], что уплотнение шлакопемзобетонных смесей на тех же виброплощадках, но с пригрузом 3...4,5 кПа снизило разброс показателей теплопроводности, прочности и плотности по толщине панели наружных стен соответственно с 17,3 до 11,6; с 20,2 до 7,5 и с 2,4 до 1,9%. Оптимальные параметры пригруза и жесткости шлакопемзобетона прочностью 10 МПа обеспечили повышение теплосопропления при коэффициенте теплопроводности, равном 0,37 Вт/м<sup>2</sup>С.

В процессе создания и совершенствования технологии формования шлакопемзобетонных панелей с пригрузом разработан передвижной пнев-

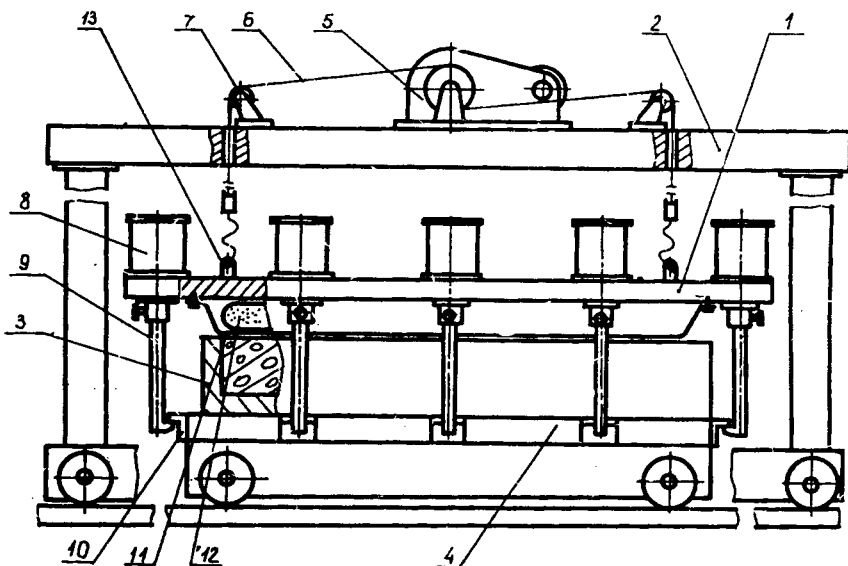


Рис. 1. Передвижной пневмопригрузочный комплекс

мопригрузочный комплекс оборудования линии формования панелей наружных стен и беспокровных крыш двухсторонним виброуплотнением шлакопемзобетона (рис. 1), включающий пневмопригруз 1 и подъемнотранспортное устройство 2. Последнее передвигается бетоноукладчиком по внешним рельсам и снабжено пневматическими байонетными зажимами 9. Зажимы сцепляются с кронштейнами 10, прикрепленными к поддону. Таким образом, пневмопригрузом через прорезиненную оболочку, внутри которой находятся под постоянным давлением резиновые камеры-секции, осуществляется пригрузочное, т.е. создается давление сверху на бетонную смесь, после чего включается вибростол.

При уплотнении бетонной массы пневмопригруз постоянно воздействует на бетонную поверхность при помощи пневмоцилиндров. После окончания виброформования байонетные зажимы, опускаясь в результате подачи сжатого воздуха в верхние полости цилиндров, освобождают форму и поддон, а пневмопригруз поднимается над формой электролебедкой. После окончания формования поддон с формой конвейером перемещается из зоны формования на другие операции. Агрегатирование пневмопригрузочного комплекса с бетоноукладчиком по условиям работы возможно как спереди, так и сзади его.

С целью снижения расхода минерального вяжущего и повышения производительности раз-

водится воздух сразу ко всем пневмоцилиндрам. Давление воздуха контролируется манометром. Секции пневмопригруза 12 находятся под постоянным давлением воздуха, обеспечивающего натяжение прорезиненной оболочки 11. Каждая пневмокамера снабжена штуцером с ниппелем. Контроль на пробиваемость (прокол) осуществляется манометром. Штоки пневмоцилиндров соединены с байонетными зажимами 9. Зажимы сцепляются с кронштейнами 10, прикрепленными к поддону. Таким образом, пневмопригрузом через прорезиненную оболочку, внутри которой находятся под постоянным давлением резиновые камеры-секции, осуществляется пригрузочное, т.е. создается давление сверху на бетонную смесь, после чего включается вибростол.

С целью снижения расхода минерального вяжущего и повышения производительности раз-

А.с. 1291415 СССР, кл. В28 В1/08. Пневмопригруз к формам для изготовления изделий из бетонных смесей / Д.И. Шилкин, И.Т. Гончаров, А.А. Белашов // Открытия, изобретения — 1987. — 7. — С. 82.

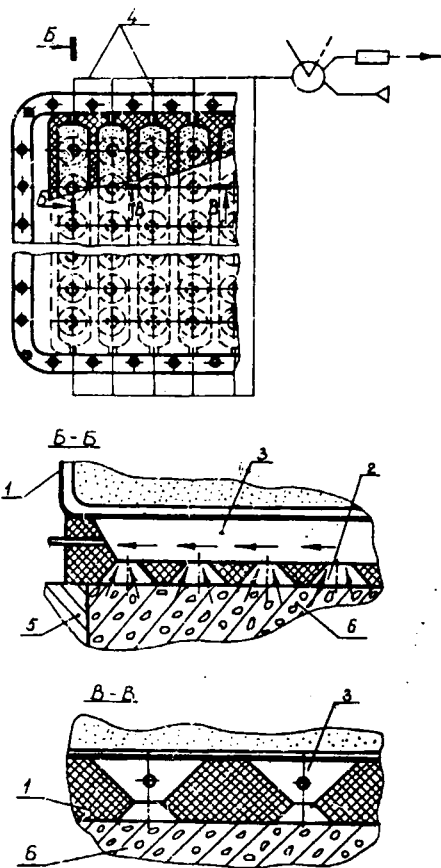


Рис. 2. Пневмопригруз с перфорированным эластичным пластинчатым элементом

работан\* пневматический пригруз к формам, имеющий перфорированный эластичный пластинчатый элемент 1 (рис. 2) с коническими отверстиями 2 и трапециевидными параллельными канавками 3, трубопроводы 4 и двухходовой запорный вентиль, соединенные с источником давления и разрезаются. На опорной плите пневматического пригруза прикреплен возбудитель колебаний. К эластичной оболочке пневматического пригруза снизу закреплен по периметру и выступам перфорированный эластичный пластинчатый элемент.

Работа при этом заключается в следующем. На форму 5, заполненную бетонной смесью 6, устанавливают пневмопригруз. Через рабочую поверхность эластичной оболочки осуществляется пригрузке бетонной массы формируемого изделия. Затем включают на заданное время верхний (на опорной плите) и нижний возбудители колебаний. Двухходовым

запорным вентиляем подключают вакуум-насос, который отсасывает излишнюю влагу и воздушные включения из бетонной смеси через конические отверстия, трапециевидные канавки и трубопроводы. По окончании процесса виброуплотнения вакуум-насос отключают. Пневмопригруз переставляют на очередную форму, заполненную бетонной смесью. Воздушные каналы перфорированного элемента очищают сжатым воздухом по трубопроводам через двухходовой запорный вентиль. Наличие конических отверстий способствует предотвращению прилипания (присоса) оболочки к поверхности изделия и лучшей очистке нижнего резиновое листа. После формовки некоторого числа изделий при необходимости возможна очистка воздушных каналов с помощью промывки водой, нагнетаемой по трубопроводам.

Твердение бетонной смеси происходит при отсутствии избытка влаги и воздушных включений. Это способствует освобождению зерен цемента от воздушных оболочек, препятствующих их полному смачиванию и твердению. В результате улучшается использование вяжущих свойств цемента, увеличивается прочность сцепления цементного теста с заполнителем, повышается скорость гидратации и структурообразования. Вследствие водо- и воздухоотсоса стабилизируются свойства бетона по толщине изделия, улучшая его качества. Наличие пневмопригруза данной конструкции ограничивает деструктивные процессы в бетоне, обеспечивает улучшение качества изделий при снижении расхода цемента и повышении производительности.

С целью отработки параметров пневмопригруза был разработан и освоен в заводских условиях метод сравнительных испытаний образцов-близнецов. Создана форма (рис. 3) на шесть кубов с ребром 15 см. В этой форме одновременно формовали по шесть образцов как с пригрузкой разной интен-

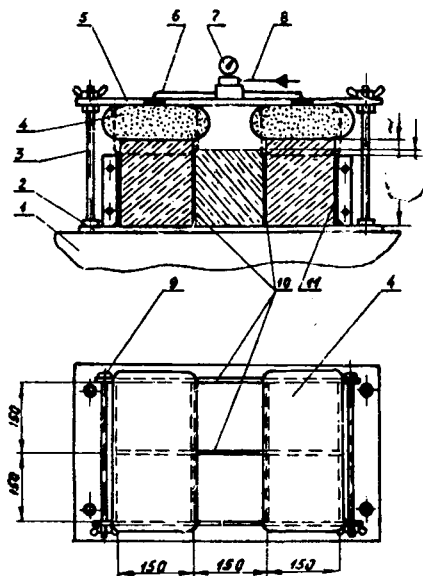


Рис. 3. Комбинированная форма на шесть кубов

1 — вибростол; 2 — плита нижняя; 3 — шпильки; 4 — силовые элементы; 5 — плита верхняя; 6 — воздушный канал; 7 — вакуумманометр; 8 — магистраль сжатого воздуха; 9 — стяжные болты; 10 — съемный перегородки; 11 — несъемные планки

сивности, так и с открытой поверхностью: четыре с пригрузкой, два — без него. Для экспериментов применяли в качестве заполнителя шлаковую пемзу Новолипецкого комбината фракций 0...5, 5...10 и 10...20 мм объемной массой соответственно 1000, 800 и 750 кг/м<sup>3</sup>, цемент марки М400 и пластификатор С-3.

Форму-шестерку размещали на поддоне формы наружной стеновой панели на линии формования и засыпали шлакопемзобетонную смесь на 6...9 мм выше стенки. На форму устанавливали силовые элементы с прижимной плитой. В силовых элементах создавали давление 1...6 кПа, которое контролировали вакуумманометром. Отформованные образцы проходили тепловую обработку вместе с панелями наружных стен. Результаты испытаний сведены в таблицу.

Двухсторонняя обработка шлакопемзобетона обеспечила качественное уплотнение верхнего слоя бетонной смеси, выравнивание однородности свойств по высоте. Установлена

$P$ , кПа	$T$ , с	$\lambda$ , Вт/м <sup>0</sup> С	$R$ , МПа	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>
1	15	0,363/0,363	12/10	1619/1584
3	15	0,372/0,374	12,2/10,6	1758/1740
5	20	0,368/0,373	15,0/13,4	1770/1710

Примечания. Перед чертой — вибрация нижняя с пневмопригрузкой; после черты — то же. без пригрузки.

\* А.с. 1733239, кл. В23 В1/08. Пневматический пригруз к формам для изготовления изделий из бетонных смесей // П.И. Шилкин, И.Т. Гончаров, А.А. Белашов // Изобретения. — 1992. — №18. — С. 63.

зависимость влияния величины пригруза ( $p$ , кПа) и времени ( $T$ , с) двухстороннего виброуплотнения на величину коэффициента теплопроводности

$$\lambda = (310,9 + 13,5p + 3,25T + 1,485p^2 - 0,031T^2 - 0,158pT)10^{-3}.$$

Анализ характеристик испытанных кубов на производственных составах шлакопемзобетона в цехе наружных стеновых панелей показал, что использование вместо нижней вибрации такой же вибрации, но с пневмопригрузом, позволило получить бетонные изделия более высокого качества, а прочность бетона при этом была выше в среднем на 25...31%.

Прирост прочности от двухстороннего виброуплотнения шлакопемзобетона производственных составов липецкого завода КПД-2 при давлении ( $p$ ,

кПа) и времени виброуплотнения ( $T$ , с) оценивается зависимостью  $\Delta R = -9,1 + 3,81p + 0,22T - 0,021pT$ , %.

Технология двухстороннего виброуплотнения панелей из шлакопемзобетона с применением передвижного пневмопригрузочного комплекса позволяет получить гладкую поверхность панелей с четко выраженными гранями и ребрами, плотную, однородную структуру по толщине изделий, достичь существенного улучшения качества шлакопемзобетонных панелей ограждающих конструкций, в том числе их теплофизических показателей, что повышает эксплуатационные свойства, снижает расход цемента, повышает производительность.

Опытное формирование панелей беспокровных крыш из жестких шлакопемзобетонных смесей с пригрузом осуществлено на заводах ЖБИ КПД [4] Липецкого и Криворожского

ДСК. Виброуплотнение (30 с) посредством вибратора с пригрузом 3 кПа обеспечило хорошее качество панелей крыш жилых домов 91 и 94 серий.

#### Библиографический список

1. Астахов В.И., Шилкин П.И., Руденко В.А. Прочность и жесткость однослойных панелей и лотков крыши из шлакопемзобетона // Легкобетонное домостроение. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1983. — С. 57—62.
2. Спивак Н.Я., Стронгин Н.С. Совершенствование заводской технологии производства крупнопанельных конструкций жилых домов из легкого бетона // Технология заводского домостроения. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1988. — С. 30—37.
3. Спивак Н.Я., Руденко В.А., Шилкин П.И. Влияние технологии формирования на свойства панелей // Бетон и железобетон, 1980, 6. — С. 22—23.
4. Шилкин П.И. Повышение качества изделий, формируемых из жестких шлакопемзобетонных смесей // Передовой произв. опыт, рекомендуемый Минюстром для внедрения в стр.-ве. ЦБНТИ. — 1989. — Вып. 5. — С. 23—25.

УДК 624.92:666.97.033.16

Ю.Л. ТИМОФЕЕВ, канд.техн.наук  
(Государственная Академия строительства, Ростов-на-Дону)

## Виброимпульсная технология уплотнения бетонных смесей

В соответствии с требованиями СНиП 3.03.01-87 допустимая высота свободного сбрасывания бетонной смеси в опалубку колонн составляет 5 м, стен 4,5 м, неармированных конструкций до 6 м. Указанные допуски позволяют производить непрерывное однослойное бетонирование на высоту этажа (яруса) для большинства многоэтажных зданий и некоторых видов сооружений из монолитного железобетона. Одной из главных причин, затрудняющей применение однослойного бетонирования, являются ограниченные технические возможности глубинных серийных вибраторов, обеспечивающих равномерное уплотнение слоя бетона толщиной не более 1...1,5 м.

Как известно, одной из задач уплотнения бетона является удаление воздуха, объем которого в жестких смесях достигает 40...45%, в пластичных

10...15%, в литых 5...10%. Исследованиями установлено, что каждый процент воздуха снижает прочность бетона на 3...5%, поэтому даже пластичные смеси необходимо уплотнять.

Применение мощных вибраторов для уплотнения бетонных смесей с  $O.K. > 3$  см в конструкциях с модулем поверхности более 3 недопустимо из-за возможности локального расслоения бетонной смеси и больших динамических нагрузок на опалубку.

Для снижения вынуждающей силы вибровозбудителя предложено использовать гармоническое возбуждение уплотняемой среды с компонентами ударных импульсных нагрузок. При этом опалубка, бетонная смесь, арматура и вибратор рассматриваются как единая динамическая система, амплитуда смещения которой зависит от соотношения инерционных сил (сил тяжести) и сдвигающих

(ударных) сил.

Кинематическая схема виброимпульсного уплотнителя (а.с. 718269) приведена на рисунке.

Уплотнитель работает следующим образом. При включенном вибровозбудителе колебаний рабочий орган погружается в уплотняемую смесь на всю длину. Колебания от вибровозбудителя передаются внутреннему элементу (виброводу) и через диафрагму сообщаются наружному элементу. Под воздействием горизонтальной составляющей вынуждающей силы возбудителя происходит раскачка подвижной части уплотнителя (возбудителя и внутреннего вибровода) с амплитудой  $A_v$  и соударение ее с наружным виброводом.

При длине рабочей части уплотнителя до 3 м амплитуда вибрационных колебаний и ударных импульсов в его нижней части уменьшается не

более чем на 10%, а при длине рабочей части до 7 м — не более чем на 15...20%, так как внутренний вибровод защищен от воздействия бетона наружным виброводом, имеющим прямоугольную или цилиндрическую форму.

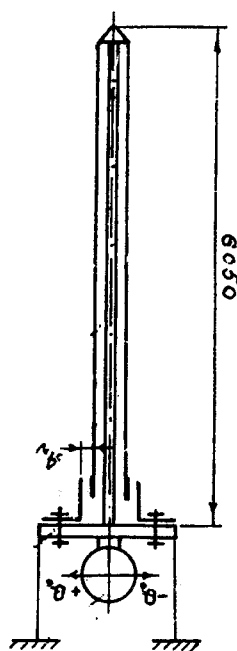
В качестве вибровозбудителя предусмотрено применение электромеханических, электромагнитных или электродинамических вибраторов. Возможно применение также и пневматических вибровозбудителей.

Проведенные лабораторные исследования виброимпульсной технологии уплотнения бетона на моделях позволили установить математическую зависимость прочности бетона от частоты колебаний  $\nu_v$  вынуждающей силы вибровозбудителя  $Q_0$ , присоединенной массы бетона  $M_6$  (инерционных сил  $P_{in}$ ) и времени вибрирования  $T_v$ . Уровни варьирования исследуемых факторов принимались  $\nu_v = 10...60$  Гц,  $P_{in} = 20...180$  Н,  $Q_0 = 25...45$  Н,  $T_v = 30...120$  с. Одновременно оценивалась амплитуда смещения подвижной части вибровозбудителя  $A_v$  и амплитуда смещения частиц бетона в различных точках опытного образца.

Полученные экспериментальные зависимости прочности бетона от указанных факторов позволили сделать вывод, что прочность бетона в образцах, отформованных с применением виброимпульсной технологии, в среднем на 10...15% выше, чем в контрольных образцах, уплотнение бетонной смеси в которых осуществлялась послойно по традиционной технологии в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01-87. При этом установлено, что для бетонных смесей с О.К. = 4...6 см наибольший эффект достигается при частоте колебаний вибровозбудителя близкой к 24 Гц, с О.К. = 8...12 см — 30...35 Гц и О.К. 12 см — 50 Гц.

Снижение частоты колебаний вибровозбудителя  $\nu_v < 20$  Гц приводит к местному отрыву пульсатора от бетонной массы, что уменьшает динамическую амплитуду встряхивания всей системы, появляются зоны недоуплотненного бетона.

При частоте колебаний  $\nu_v > 50$  Гц и  $Q_0 \leq 10$  кН из-за малого значения  $A_v$  ( $A_v < 0,1$  см) ударный режим не формируется, и процесс уплот-



Кинематическая схема виброимпульсного уплотнителя

деформируется, и процесс уплотнения идентичен вибрационному с полигармоническими компонентами в полосовом спектре колебаний.

Применение частоты колебаний  $\nu_v < 30$  Гц для генерации ударных импульсов при уплотнении пластичных смесей приводит к расслоению бетона в контактной зоне с пульсатором.

На основании результатов проведенных исследований разработаны две базовые модели виброимпульсных уплотнителей с плоской рабочей частью длиной 3 м (ВГР 1) и цилиндрической рабочей частью длиной 6 м (ВГР 2) (см. таблицу).

Проведены натурные испытания указанных вибраторов при уплотнении бетонных смесей с О.К. = 8...12 см в стальной опалубке сечением 240x450 мм и высотой до 6 м. Для уплотнения бетонной смеси

использовался вибратор ВГР-2 с цилиндрической рабочей частью длиной 6 м, диаметром 60 мм. В качестве вибровозбудителя применен электрический дебалансовый вибратор общего назначения ИВ-92А с вынуждающей силой до 9 кН и частотой колебаний 50 Гц.

После установки арматурного каркаса и заполнения формы бетонной смесью на высоту 6 м вибратор ВГР-2 навешивали на крюк автокрана и погружали в бетон со скоростью 0,3...0,5 м/с на длину рабочей части при включенном вибровозбудителе. После остановки в нижнем положении в течение 10...25 с вибратор извлекали. Общее время вибрирования составляло 45...50 с.

Амплитуда динамического смещения системы определялась по высоте образца на поверхности стальных щитов опалубки вибрографом ВР-1А. Средняя величина вибросмещений составила 0,1 мм. Всего было забетонировано три основных железобетонных образца длиной 6 м по предлагаемой технологии и два контрольных образца по традиционной технологии.

После выдерживания образцов на воздухе при температуре 20°C + 5°C в течение 28 сут они делились по длине условно на 12 контрольных зон, в каждой из которых неразрушающими методами определялась прочность бетона. На основании полученных данных строились диаграммы распределения прочности бетона по высоте и рассчитывались коэффициенты вариации, характеризующие однородность прочности бетона в образцах. Средняя прочность бетона на сжатие в образцах составила 32,7 МПа (требуемая 29 МПа) при коэффициенте вариации  $V_m \leq 8\%$ , т.е. бетон отвечает требованиям по прочности и однородности на сжатие контрольных бетонных

Марка	Масса, кг	Размеры рабочей части, мм		Технические данные				Примечание
		длина	поперечное сечение	$Q_0$ , кН	$N$ , кВт	$U$ , В	$\nu$ , Гц	
ВГР1	68	3000	16.120	4,5...9	0,6	36	25...50	С плоской рабочей частью
ВГР2	121,5	До 7000	ø60,76	5...10	0,6	36	25...50	С цилиндрической рабочей частью
ЗВГР2	330	До 6000	ø60	12...25	1,1	36.380	25	Блок из трех ВГР2

образцов в возрасте 28 сут составил 29,7 МПа. После этого образцы были испытаны как однопролетные балки с двумя шарнирными опорами на концах. Поперечная нагрузка плавно накладывалась в пролете в виде двух одинаковых сосредоточенных сил. Образцы загружались ступенями по 10 кН от 0 до 140 кН. Одновременно с нагружением образцов измерялись их прогибы. Загружение образцов производилось до разрушения.

В контрольных образцах расчетные значения моментов и прогибов совпали с расчетными значениями, а в основных образцах опытные значения моментов превысили расчетные на 10...11%, а прогибы составили 86...90% расчетных.

Виброимпульсные уплотни-

тели применены при строительстве ряда объектов Таганрогского комбайнового завода.

При возведении кузнечно-прессового корпуса в стенах промышленного подвала и в опорах прессов сборно-монолитной конструкции (высотой до 6 м) уплотнение бетонной смеси монолитных шпонок осуществлялось вибраторами типа ВГР2. При возведении подземных сборно-монолитных конструкций корпуса коробки перемены передач использованы уплотнители типа ВГР1 с плоской рабочей частью. Заполнение шпонок осуществлялось без перерыва на всю высоту конструкций бетоноукладочным механизированным комплексом, состоящим из автобетоносмесителей и автобетононасосов БН 80-20 бетонной

смесью с О.К. = 10...14 см.

Производительность труда при выполнении операций по уплотнению бетона с использованием виброимпульсных уплотнителей увеличилась, по сравнению с серийными вибраторами, в 4...6 раз. При этом были значительно улучшены санитарно-гигиенические условия труда рабочих, так как управление ВТР дистанционное.

Применение указанных виброуплотнителей в составе механизированного бетоноукладочного комплекса позволило поднять темпы укладки бетонной смеси до оптимальных и исключить технологические перерывы в работе бетононасосов, обеспечить высокое качество бетона в конструкциях за счет повышения его однородности и прочности.

---

---

## СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

---

---

удк 693.547.3

И.В. ШИХНЕНКО, канд.техн.наук (НИИСП Госстроя Украины)

### Оптимизация комплексных добавок в бетоне при зимнем бетонировании

В целях расширения перспективного направления в области безобогревного зимнего бетонирования нами предприняты: поиск новых комплексных добавок, в том числе противоморозных; разработка способов получения известных веществ, входящих в состав противоморозных добавок, но более экономичных и недефицитных из отходов химической, нефтехимической и других отраслей промышленности; создание новых составов добавок на основе противоморозных веществ и пластификаторов.

В результате проведенных поисков для исследований были отобраны комплексные противоморозные добавки на основе пластификатора формиатно-спиртового (ПФС) [1] и нитрата кальция (НК), а также пластификатора лигносульфо-

натного бисульфитного упаренного (ЛСБУ) и нитрата кальция. Исследования проводились при температурах плюс 20+2°C, минус 10 и минус 15°C на трех составах бетонных смесей: 1:1,25:2,95; 1:1,86:3,64; 1:2,47:4,2.

Исходные бездобавочные составы бетонных смесей имели водоцементные отношения 0,45; 0,55 и 0,65. В качестве вяжущего применяли портландцемент М400 Балаклейского цементного завода.

Количество пластифицирующих добавок ПФС и ЛСБУ назначали на основании их испытаний в цементном тесте нормальной густоты и принимали для ПФС — 0,8%, а для ЛСБУ — 0,2% массы цемента.

Количество противоморозных добавок в составе комплек-

сной определяли с учетом водоцементного отношения и температуры твердения бетона. Так, для твердения бетона при температуре минус 10°C применяли от 5 до 10% НК, а при минус 15°C — от 7 до 12% НК. В результате проведенных исследований было установлено, что указанные добавки позволяют снизить водоцементное отношение на 5...8, 9...11, 10...13% по сравнению с первоначальными, бездобавочными составами при расходе цемента 285, 335 и 422 кг/м<sup>3</sup> соответственно.

Прочность бетона на сжатие (МПа) определяли через 7, 14, 28 сут твердения при отрицательных температурах, а также 28 сут твердения при отрицательных температурах и дополнительного 28-суточного твердения в нормальных условиях на бетонных образцах



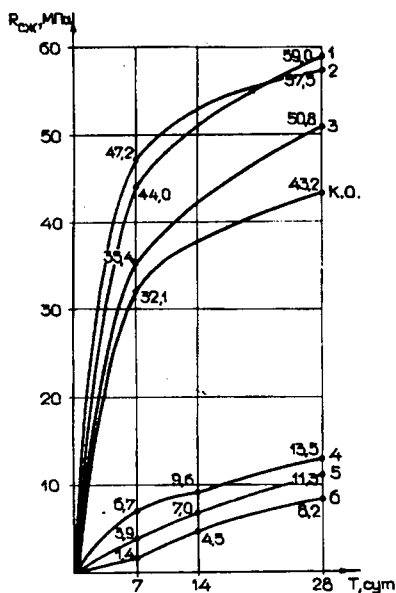


Рис. 1. Набор прочности бетонов с комплексными добавками ПФС+НК при В/Ц = 0,45; к.о. — контрольный образец, твердевший при температуре 20+2°С

1 — образцы с добавками 0,8% ПФС+6% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 2 — образцы с добавками 0,8% ПФС+5% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 3 — образцы с добавками 0,8% ПФС+7% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 4 — образцы с добавками 0,8% ПФС+7% НК, твердевшие при температуре минус 10°С; 5 — образцы с добавками 0,8% ПФС+6% НК, твердевшие при температуре минус 10°С; 6 — образцы с добавками 0,8% ПФС+5% НК, твердевшие при температуре минус 10°С.

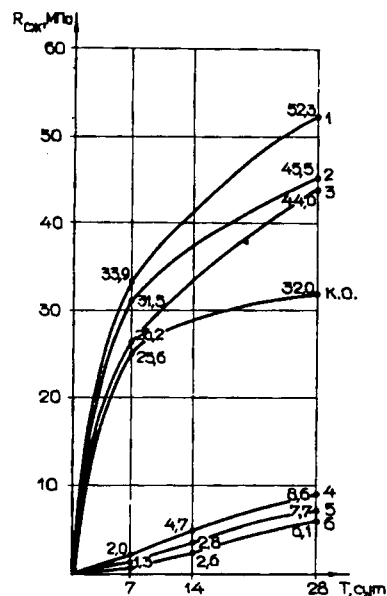


Рис. 2. Набор прочности бетонов с комплексными добавками ПФС+НК при В/Ц = 0,55; к.о. — контрольный образец, твердевший при температуре 20+2°С

1 — образцы с добавками 0,8% ПФС+6% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 2 — образцы с добавками 0,8% ПФС+7% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 3 — образцы с добавками 0,8% ПФС+8% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 4 — образцы с добавками 0,8% ПФС+8% НК, твердевшие при температуре минус 10°С; 5 — образцы с добавками 0,8% ПФС+7% НК, твердевшие при температуре минус 10°С; 6 — образцы с добавками 0,8% ПФС+6% НК, твердевшие при температуре минус 10°С.

10x10x10 см. Для сравнения были приняты составы бетонных смесей, твердеющих в ана-

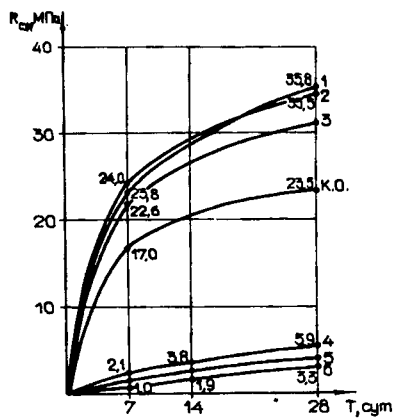


Рис. 3. Набор прочности бетонов с комплексными добавками ПФС+НК при В/Ц = 0,65; к.о. — контрольный образец, твердевший при температуре 20+2°С

1 — образцы с добавками 0,8% ПФС+8% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 2 — образцы с добавками 0,8% ПФС+9% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 3 — образцы с добавками 0,8% ПФС+10% НК, твердевшие при температуре 20+2°С; 4 — образцы с добавками 0,8% ПФС+8% НК, твердевшие при температуре минус 10°С; 5 — образцы с добавками 0,8% ПФС+9% НК, твердевшие при температуре минус 10°С; 6 — образцы с добавками 0,8% ПФС+10% НК, твердевшие при температуре минус 10°С.

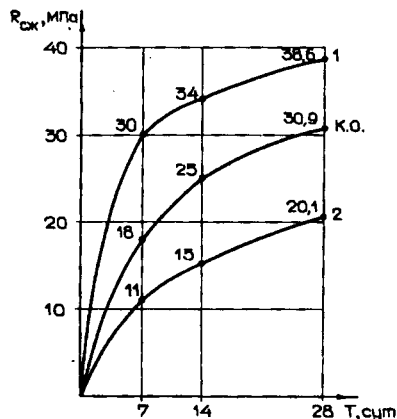


Рис. 4. Набор прочности бетонов с комплексными добавками ЛСТ+П на безгипсовом цементе с В/Ц = 0,55; к.о. — контрольный образец, твердевший при температуре 20+2°С

1 — образцы с добавками 0,7% ЛСТ+5% П, твердевшие при температуре 20+2°С; 2 — образцы с добавками 0,7% ЛСТ+5% П, твердевшие при температуре минус 15°С.

логичных условиях с добавкой нитрита натрия (НН) и фильтрата технического пентаэритрита (ФТП).

Исследования показали, что при введении в состав бетона с исходным водоцементным отношением 0,45; 0,55 и 0,65 комплексной добавки ПФС+НК прочность бетона, твердевшего в нормальных условиях, выросла соответственно на 18...37; 38...63 и 30...50% (рис. 1—3), а при введении комплексной добавки ЛСБУ+НК — выросла соответственно на 3...11; 11...17 и 11...33% по сравнению с прочностью бетона исходных контрольных составов.

При твердении бетона с комплексной добавкой ПФС+НК

в холодильной камере с температурой воздуха минус 10°С в течение 28 сут прочность составила 25...31% прочности бетона контрольного состава на 28 сут при нормальном твердении и 15...20% — при введении в состав бетона комплексной добавки ЛСБУ+НК.

Установлено, что при твердении в воздушной среде с температурой минус 10 и минус 15°С прочность с комплексными добавками ПФС+НК и ЛСБУ+НК выше, чем у бетона с добавкой ФТП.

Оптимальные концентрации водных растворов противоморозных добавок для затворения бетонных смесей, твердевших при отрицательных температурах, составили: при минус 10°С — 14...15%; при минус 15°С — 16...17%.

Заметный результат по прочности получен в бетонах, приготовленных на безгипсовом портландцементе марки 500 и твердевших при температуре минус 15°С с комплексной добавкой 0,7% ЛСТ+5,0% поташа (П): после 28 сут твердения при отрицательной температуре бетон набрал 65% прочности по сравнению с прочностью бетона контрольного состава, твердевшего в нормальных условиях (рис. 4), что подтверждается также другими источниками [2].

## ВЫВОДЫ

1. Установлено оптимальное количество противоморозного компонента в составе комплексных добавок.

2. Перспективным в области безобогревного бетонирования является применение безгипсовых вяжущих, имеющих в своем составе комплексные добавки, способные интенсифицировать рост прочности бетонов при отрицательных температурах по сравнению с традиционной технологией.

## Библиографический список

1. Лемехов В.Н., Вандамовская Л.А., Молукалова Е.Л. и др. Пластификатор полужункционального действия для бетона // Бетон и железобетон. — 1987. — 4.
2. Шпынова Л.Г., Островский О.Л., Саницкий М.А. и др. Бетоны для строительных работ в зимних условиях. — Львов: Изд-во Вища школа, 1985. — 80 с.



УДК 624.073

М.А. АХМАТОВ, канд.техн.наук.проф. (КБАИ)

## Методы расчета прочности наклонных сечений с учетом свойств бетонов

Разрушение железобетонных элементов при действии поперечных сил имеет две основные формы: по наклонной трещине и раздробление от сжатия бетонной полосы между наклонными трещинами.

Разрушение по наклонной трещине происходит в результате снижения текучести поперечной арматуры, пересекаемой трещиной, и разрушение бетона над наклонной трещиной. При этом должна быть обеспечена анкеровка продольной арматуры в бетоне за наклонной трещиной. При такой форме разрушения железобетонных элементов с поперечной арматурой расчет прочности наклонных сечений, согласно СНиП 2.03.01-84, производится из условия

$$Q \leq Q_B + Q_{sw} + Q_{s, inc}, \quad (1)$$

где  $Q_{sw}$  и  $Q_{s, inc}$  — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;  $Q_B = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c$ ,  $Q$  — величина поперечного усилия, воспринимаемого бетоном, над наклонной трещиной для изгибаемого элемента прямоугольного сечения, вычисляемое по формуле

$$Q = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c. \quad (2)$$

Для элементов прямоугольного сечения, армированных хомутами (поперечными стержнями), поперечная сила вычисляется по формуле

$$Q = q_{sw} c + \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c \quad (3)$$

В формулах (1) и (2)  $c$  — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;  $q_{sw}$  — усилие, воспринимаемое хомутами, на единицу длины элемента;  $\varphi_{b2}$  — коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 2, для бетона на пористых за-

полнителях при плотном песке 1,75, при пористом — 1,5. В новых нормах эти рекомендации для бетонов на пористых заполнителях распространены только на легкие бетоны плотностью 1800 кг/м<sup>3</sup> и ниже. При плотности бетона 1900 кг/м<sup>3</sup> и более (2300 кг/м<sup>3</sup>) коэффициент  $\varphi_{b2} = 1,9$  [2, 6].

При расчете изгибаемых элементов без поперечной арматуры должно соблюдаться условие, ограничивающее развитие наклонных трещин,

$$Q \leq \varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2, \quad (4)$$

где коэффициент  $\varphi_{b4}$  равен для тяжелых бетонов 1,5, облегченного плотностью не менее 1900 кг/м<sup>3</sup> — 1,2 и легкого плотностью 1800 кг/м<sup>3</sup> и менее — 1.

Усилие  $Q_B$  для элементов прямоугольного сечения при отсутствии продольных сжимающих сил, т.е. в изгибаемых элементах без преднапряжения, должно удовлетворять условию

$$Q_B \geq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0^2, \quad (5)$$

где коэффициент  $\varphi_{b3}$  принимаем равным для тяжелого бетона 0,6; для облегченного при плотности не менее 1900 кг/м<sup>3</sup> — 0,5 и легкого при плотности 1800 кг/м<sup>3</sup> и менее — 0,4 [2, 3].

Наличие продольных сжимающих или растягивающих сил, а также свесов сжатых полок (в тавровых сечениях) учитывается введением в формулы (2—5) дополнительных коэффициентов. Тем не менее в рассмотренной методике расчета остаются неучтенными нагельное усилие в продольной арматуре, силы зацепления в наклонной трещине и другие факторы. Это побудило к поискам более совершенных методов расчета прочности наклонных сечений. Одним из них является новый метод НИИЖБа, разработанный А.С. Залесовым [1].

Прочность элемента по наклонной трещине в общем виде оценивается путем совместного решения трех уравнений равновесия в сечении, проходящем через наклонную трещину ( $\Sigma X = 0, \Sigma Y = 0, \Sigma M = 0$ ).

При этом в расчете учитываются поперечное и продольное усилия в бетоне над наклонной трещиной, осевое усилие в хомутах, а также силы, характеризующие осевое нагельное усилие в продольной арматуре, и силы зацепления в наклонной трещине.

Усилия в бетоне над наклонной трещиной перед разрушением определяются по приближенным эпюрам нормальных и касательных напряжений, вытекающим из расчетного критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии. Для нормальных напряжений максимальное значение у верхней грани элемента (там, где нет касательных напряжений) принимается равным  $R_b$ , а эпюра напряжений — прямоугольной. Для касательных напряжений максимальное значение у вершины наклонной трещины принимается равным  $R_c$ , а эпюра напряжений — параболической с нулевыми значениями напряжений у верхней грани.

Определение прямым путем осевых и нагельных сил в продольной арматуре и сил зацепления в наклонной трещине в настоящее время представляет большие трудности. Поэтому в расчет вводится поперечное и продольное усилие в бетоне и арматуре под вершиной наклонной трещины, характеризующие указанные выше сил, исходя из равновесия усилий в нижнем блоке под наклонной трещиной. Продольное усилие в бетоне определяется исходя из треугольной эпюры нормальных напряжений в сжатой зоне нижне-

го блока с максимальными значениями, равными  $R_b$  у вершины наклонной трещины. Поперечное усилие в бетоне определяется исходя из параболической эпюры касательных напряжений в сжатой зоне, с напряжением  $R_c$  у вершины наклонной трещины. Для определения напряжений в продольной арматуре дополнительно принимаются гипотезы плоских сечений.

Практический метод расчета, составленный на основе указанных положений с учетом некоторых дополнительных допущений, сводится к составлению условия прочности

$$Q \leq Q_{sw} + Q_{b1} + Q_{b2}, \quad (6)$$

где  $Q_{sw}$  и  $Q_{b1}$  — усилия, воспринимаемые поперечной арматурой и бетоном над наклонной трещиной;  $Q_{b2}$  — усилие, характеризующее нагельные силы и силы зацепления.

Усилие, передающееся на бетон над наклонной трещиной, составляет:

$$\text{при } x < h_f' \quad Q_{b1} = 0,35R_c b' x \quad (7)$$

$$\text{при } x > h_f' \quad Q_{b1} = 0,35R_c [b x + (b_f' - b) h_f'] \quad (8)$$

Усилие, характеризующее нагельные силы и силы зацепления, определяются по формулам:

$$\text{при } x < h_f' \quad Q_{b2} = 0,35R_c [2b(x_0 - x) + (b_f' - b) h_f'] \quad (9)$$

$$\text{при } x \geq h_f' \quad Q_{b2} = 0,7R_c b(x_0 - x) \quad (10)$$

Соппротивление  $R_c$  определяется по приближенной формуле

$$R_c = A_1 R_{bt} \left( 1 + A_2 \frac{\sigma_y}{R_b} \right) \leq 0,5R_b, \quad (11)$$

где для тяжелого бетона  $A_1 = 2,5$ ;  $A_2 = 5$ .

Значение высоты зоны бетона над нормальной и наклонной трещинами можно определить из следующих выражений:

$$\frac{x_0}{h_0} = \frac{0,5\alpha_1\mu + \left[ L + \mu \frac{\sigma_{sp}}{R_b} \right] x}{0,5\alpha_1\mu + x(L - \gamma')} + \frac{\sigma_{sp}}{R_b} \quad (12)$$

в которых

$$\alpha_1 = 2 \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu = \frac{A_s}{bh_0}; \quad \gamma' = \frac{b_f' - b}{b};$$

$$L = \frac{M}{0,8R_b bh_0^2},$$

Длину горизонтальной проекции трещины определяем по формуле

$$c = \frac{Q_{b2}}{a_{sw}} + \sqrt{\left( \frac{Q_{b2}}{a_{sw}} \right)^2 + \frac{1,4N_{b2} h_0}{a_{sw}}}, \quad (13)$$

В свою очередь,  $N_{b2}$  находим по формулам:

$$\text{при } x < h_f' \quad N_{b2} = 0,5R_b [b(x_0 - x) + 2(b_f' - b)(h_f' - x)] \quad (14)$$

$$\text{при } x \geq h_f' \quad N_{b2} = 0,5R_b b(x_0 - x) \quad (15)$$

Анализ новой методики НИИЖБа [1] показал, что для ее распространения на элементы из бетонов на пористых заполнителях необходимо установить зависимость коэффициентов  $A_1$  и  $A_2$  от вида бетона. Необходимо также уточнить коэффициенты полноты эпюры напряжений, которые в элементах из бетонов на пористых заполнителях меньше, чем для тяжелых бетонов.

Опытные значения коэффициентов  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$  были определены по формулам (3) и (5), в которые подставлялись опытные величины  $Q$ ,  $c$  и  $R_{bt}$ .

По данным статистической обработки результатов определения коэффициентов  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$  видно, что вариационный коэффициент в первом случае составляет 16...21%, а во втором 8...12%. Однако опасность хрупкого разрушения по наклонному сечению элементов без поперечного армирования существенно выше, поэтому при назначении рекомендуемых значений  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$  принят разный подход. Для коэффициента  $\varphi_{b4}$  рекомендуемые значения приняты соответ-

ствующими нижним границам доверительных интервалов, обеспечивающих надежность 0,95. Полученные таким образом значения коэффициентов  $\varphi_{b4}$  оказались равными для туфобетона 1,25, а для пеплобетона — 1,1, что несколько выше значения, принятого в новых нормах проектирования для бетонов плотностью до 1800 кг/м<sup>3</sup> ( $\varphi_{b4} = 1$ ) [2].

Среднее значение  $\varphi_{b2}$  для туфобетона оказалось примерно таким же, как и для тяжелого бетона (2,2), однако, учитывая большой разброс опытных значений для туфобетона, рекомендуемое значение принято равным 1,9. Для пеплобетона аналогичный коэффициент оказался равным 1,7. Эти значения выше принятых в нормах для легких бетонов при плотном и пористом песках (1,75 и 1,5), что свидетельствует о возможности повысить экономичность конструкций из туфобетонов и пеплобетонов за счет более правильного учета их свойств при проектировании [2, 3].

По опытным данным РИСИ [3, 4], значения коэффициентов  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$ , вычисленные по опытным предельным поперечным силам, для бетона на щебне и песке из известняков-ракушечников оказались в среднем соответственно 1,9 и 1,28.

Справедливость рекомендуемых значений коэффициентов  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$  в новых нормах были проверены путем сопоставления теоретических значений несущей способности туфобетонных и пеплобетонных балок, вычисленных по формулам (3) и (5), с опытными. Отношения опытных значений к теоретическим по всем испытаниям колебались в пределах 0,9...1,7 для туфобетонов и 0,9...1,26 для пеплобетона [2].

Заметное влияние вид бетона оказывает также на уровень образования наклонных трещин  $Q_{crc}/Q_u$ . По опытным значениям усилий  $Q_{crc}$  при образовании первой наклонной трещины были определены опытные значения коэффициента  $\varphi_{b3}$ .

Средние значения этого коэффициента в опытах РИСИ [3, 4] для элементов из тяжелого бетона, облегченного бетона на известняке-ракушечнике и легкого бетона на керамзите оказались соответственно равными 0,615, 0,544 и 0,454. Рекомендуемые расчетные значения коэффициента  $\varphi_{b3}$  были приняты

равными нижним границам доверительного интервала надежности 0,9. Они оказались равными для указанных бетонов 0,6; 0,5; 0,4.

При использовании новой методики расчета НИИЖБа для определения усилия  $Q_{crc}$ , при которой образуется первая наклонная трещина, рассматривается два случая в зависимости от наличия или отсутствия нормальных трещин. В первом случае усилие  $Q_{crc}$  определяем из условия распределения касательных напряжений в пределах высоты сжатой зоны  $x_0$  при  $\tau_{max} = R_c$  и прямоугольной форме сечения по формуле

$$Q_{crc} = wR_{cb}x_0, \quad (16)$$

где  $w$  — коэффициент эпюры касательных напряжений;  $x_0$  — высота сжатой зоны, коэффициент может быть определен по приближенной формуле

$$x_0 = h_0 \sqrt{\mu}, \quad (17)$$

При отсутствии нормальных трещин касательные напряжения распределяются по всему сечению, и в формуле (16) принимают  $x_0 = h$ . Величина  $R_c$  в этом случае может быть получена с учетом принятой прочности бетона при плоском напряженном состоянии. На уровне центра тяжести приведенного сечения имеем

$$R_c = R_{bt} \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{R_{bt}} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{R^2}}, \quad (18)$$

Обработка опытных данных показала, что в формуле (11) для определения  $R_c$  коэффициенты  $A_1$  и  $A_2$  для элементов из облегченного и легкого бетонов должны быть приняты меньшими, чем для тяжелого бетона. Коэффициент  $A_1$  рекомендуется принять равным: для тяжелого бетона 2,5; облегченного — 2,3 и легкого 2,2, а коэффициент  $A_2$  соответственно равным 5; 4,2 и 4 [2, 3].

Были вычислены значения коэффициентов полноты эпюры касательных напряжений  $w_t$  формул (7—10) и нормальных напряжений в сжатой зоне  $w_c$  формул (14—15). Для элементов из тяжелого, облегченного и легкого бетонов они оказались соответственно равными  $w_t = 0,35; 0,325$  и  $0,315$ ;  $w_c = 0,5; 0,45$  и  $0,435$  [2, 3, 4].

Расчет опытных балок по формуле (16) с использованием приведенных рекомендаций, учитывающих особенности свойств

бетонов, показал удовлетворительную сходимость с опытными данными. При этом среднее значение отношения  $Q_{crc}^{exp}/Q_{crc}^r$  составило 0,96 при колебаниях частных значений от 0,75 до 1,24.

Влияние формы поперечного сечения на указанные коэффициенты, по данным РИСИ, сказалось лишь при наличии развитой сжатой зоны (тавровое с полкой в сжатой зоне и двутавровое сечение). Наличие растянутой полки не влияет на относительную несущую способность наклонного сечения, так как в предельном состоянии при прочности она из работы выключается.

В опытах РИСИ в зависимости от вида бетона значение  $\varphi_{b2}$  для элементов прямоугольного профиля и таврового с полкой в растянутой зоне с поперечной арматурой оказались равными: для тяжелого бетона — 1,98; для облегченного на известняке-ракушечнике 1,89; для легкого бетона на керамзите 1,8 [2, 3, 4].

Значения  $\varphi_{b4}$  для элементов без поперечной арматуры равны соответственно 4,56; 1,28 и 1,25 [2, 3, 4]. Полученные значения  $\varphi_{b4}$  для тяжелого и легкого бетонов практически совпадают с рекомендациями действующих норм. Для облегченного бетона коэффициент  $\varphi_{b4}$  оставлен таким же, как в нормах, т.е. 1,9.

Значение коэффициента  $\varphi_{b4}$  для тяжелого бетона составило 1,25. Ввиду отсутствия достаточных данных для других видов бетонов рекомендуемые величины  $\varphi_{b4}$  получены из следующих соображений. Отношение среднего значения коэффициента  $\varphi_{b4}$  к нижнему пределу доверительного интервала указанной величины для тяжелого бетона составило 1,25. Среднее значение  $\varphi_{b4}$  для элементов из облегченного и легкого бетонов оказалось близким (1,28 и 1,25), поэтому для них принято одинаковое расчетное значение  $\varphi_{b4} = 1$ , полученное как частное от деления среднего значения коэффициента  $\varphi_{b4} = 1,26$  на такой же "коэффициент запаса" 1,25, как для тяжелого бетона.

Опытами НИИЖБа и РИСИ установлено, что процент армирования растянутой зоны изгибаемых элементов существенно влияет на относительную прочность наклонных сечений. Приближенный учет влияния

процента армирования растянутой зоны на прочность наклонных сечений можно производить умножением коэффициентов  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$  на поправочный коэффициент  $K$ , определяемый по формуле

$$K = 0,25\mu + 0,55. \quad (19)$$

Влияние сжатых свесов полков тавровых и двутавровых сечений учитывается введением в расчет вместо коэффициента  $\varphi_{b2}$  произведения

$$\varphi_{b2}(1 + \varphi_f), \text{ где}$$

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0}.$$

При этом в соответствии с нормами проектирования должны быть удовлетворены условия

$$\varphi_f \leq 0,5; \quad b'_f \leq (b + 3h'_f).$$

Как показали опыты, введение поправочных коэффициентов к значениям  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{b4}$  обеспечило удовлетворительную сходимость опытных и теоретических значений разрушающих поперечных сил: в элементах с поперечной арматурой отношение  $Q_{exp}/Q_t$  составило в среднем 1,05, а коэффициент вариации 0,08.

Таким образом, статистический анализ опытных данных позволил уточнить принятие в нормах рекомендаций по расчету элементов из легких и облегченных бетонов на естественных пористых заполнителях.

#### Библиографический список

- Залесов А.С., Ильин О.Ф. Несущая способность железобетонных элементов при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. — 1973. — 6.
- Маилян Р.Л., Ахматов М.А. Железобетон на пористых каменных отходах. — М.: Стройиздат, 1987. — 114—131 с.
- Маилян Р.Л. Совершенствование методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. — В сб.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. — Ростов-на-Дону, 1986. — 3—14 с.
- Польской П.П., Маилян Р.Л. Сопротивление поперечной силе изгибаемых железобетонных элементов из легкого и облегченного бетонов. (III Всесоюзная конференция по легким бетонам). — М.: Стройиздат, 1985. — 17—23 с.
- Маилян Р.Л., Залесов А.С. Сопротивление преднапряженных элементов при действии поперечных сил. IX Международный Конгресс ФИП в Стокгольме. — М.: 1982. — С. 30.
- СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции: Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1985.

УДК 624.016.7

В.А. КАТАЕВ, канд.техн.наук  
(Санкт-Петербургское ВВИСУ им. А.Н. Комаровского)

### Теоретическое исследование и расчет трубобетона

Хотя использование труб в качестве косвенного армирования и нашло применение в строительной практике, однако до сих пор нет четкого представления о физической сущности работы бетона в оболочке, а также достаточно обоснованного метода определения разрушающей и расчетной нагрузок. Сведения о конкретных значениях прочности и деформативности трубобетона очень неоднородны. Например, в [1] указывается, что прочность бетонного ядра, стесненного стальной оболочкой как обоймой, повышается примерно в 2 раза по сравнению с первоначальной. В [2] установлено, что прочность бетонного ядра увеличивается лишь на 30% независимо от диаметра трубы и толщины ее стенки. В [3] предполагается, что поперечного обжатия бетона в трубе вообще не наблюдается в связи с тем, что оболочка отходит от бетонного ядра.

При анализе работы трубобетона будем рассматривать его в виде бетонного сердечника радиусом  $r_1$  находящегося внутри металлической оболочки (трубы) толщиной  $\delta$  и наружным радиусом  $r_2$  (рис. 1). Предполагаем, что бетон и металл достаточно плотно прилегают друг к другу, перемещения соприкасающихся поверхностей бетона и металла одинаковы по величине и направлению, что подтверждается экспериментами [1, 4]. Напряженно-деформированное состояние в бетоне ядра и металлической оболочке может быть определено при помощи выражений для напряжений и деформаций в стенках трубы при условии, что она находится под воздействием равномерного внутреннего  $p_a$  и внешнего  $p_b$  давлений. В отличие от классической постановки, известной в теории упругости задачи Ламе, в случае

действия по торцам трубы продольной нагрузки  $p_z$ , обеспечивающей равномерную осевую относительную деформацию  $\epsilon_z$ , выражения для напряжений и деформаций имеют вид

$$\sigma_z = (\lambda + 2G)\epsilon_z + \lambda C_1; \tag{1}$$

$$\sigma_r = \lambda \epsilon_z + (\lambda + G)C_1 - \frac{2GC_2}{r^2};$$

$$\sigma_\varphi = \lambda \epsilon_z + (\lambda + G)C_1 + \frac{2GC_2}{r^2};$$

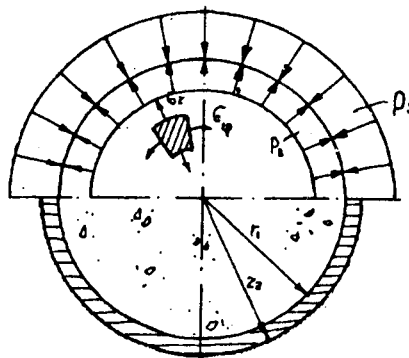
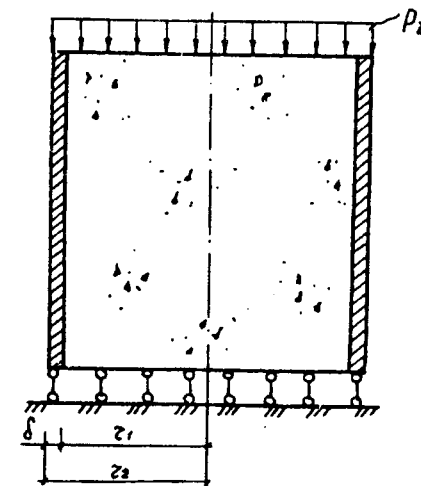


Рис. 1. Схема расчета трубобетона

$$\epsilon_\varphi = 0,5C_1 + \frac{C_2}{r^2};$$

$$\epsilon_r = 0,5C_1 - \frac{C_2}{r^2};$$

$$C_1 = \frac{a^2 p_a - b p_b}{(\lambda + G)(b^2 - a^2)} - \frac{\lambda \epsilon_z}{\lambda + G};$$

$$C_2 = \frac{(p_a - p_b)a^2 b^2}{2G(b^2 - a^2)};$$

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)};$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}.$$

где  $a, b$  — внутренний и внешний диаметры трубы.

Согласно (1), величины напряжений и деформаций в бетонном ядре и оболочке можно определить, зная  $C_1$  и  $C_2$ . В свою очередь,  $C_1$  и  $C_2$  зависят от величины внутреннего бокового давления между бетонным сердечником и металлической оболочкой  $p_1$ . Определить  $p_1$  можно из уравнения равенства радиальных перемещений в бетоне и металле

$$u_{1-2} = u_{2-3}, \text{ при } r = r_1, \tag{2}$$

где  $u_{1-2}$  и  $u_{2-3}$  — радиальные перемещения в металлической трубе и бетоне соответственно,

$$u_{1-2} = \frac{r}{2} \frac{-r_1^2 p_1}{(\lambda_s + G_s)(r_2^2 - r_1^2)}$$

$$\frac{r}{2} \frac{\lambda_s \epsilon_z}{\lambda_s + G_s} + \frac{1}{r}$$

$$\times \frac{-p_1 r_1^2 r_2^4}{2G_s(r_2^2 - r_1^2)}; \quad (3)$$

$$u_{2-3} = \frac{r}{2} \frac{p_1 r_1^2}{(\lambda_b + G_b) r_1^2} - \frac{r}{2} \frac{\lambda_b \epsilon_z}{\lambda_b + G_b} \quad (4)$$

Разрешая уравнение (2) относительно  $p_1$ , получим

$$p_1 = \frac{\epsilon_z (\nu_b - \nu_s)}{d} \quad (5)$$

где

$$d = \frac{1 + \nu_s}{(r_2^2 - r_1^2) E_s} [r_1^2 (1 - 2\nu_s) + r_2^2] + \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)}{E'_b};$$

$\nu_b$  и  $\nu_s$  — коэффициенты поперечных деформаций бетона и стали;  $E_b$  — несущий модуль деформаций бетона.

Зная  $p_1$ , можно определить напряжения и деформации в бетонном ядре и металлической оболочке с учетом рекомендаций [5].

Для бетона

$$\sigma_{b,z} = [E'_b + \frac{2\nu_b(\nu_b - \nu_s)}{d}] \epsilon_z;$$

$$\sigma_{b,r} = \sigma_{b,\varphi} = \frac{\nu_b - \nu_s}{d} \epsilon_z;$$

$$\epsilon_{b,r} = \epsilon_{b,\varphi} = [-\nu +$$

$$+ \frac{(\nu_b - \nu_s)(1 + \nu_b)(1 - 2\nu_b)}{E'_b d}] \epsilon_z \quad (6)$$

Для стальной оболочки

$$\sigma_{s,z} = [E_s - \frac{2\nu_s(\nu_b - \nu_s)r_1^2}{(r_2^2 - r_1^2)d}] \epsilon_z;$$

$$\sigma_{s,r} = - \frac{r_1^2 (\nu_b - \nu_s) (1 - \frac{r_1^2}{r_2^2})}{(r_2^2 - r_1^2) d} \epsilon_z;$$

$$r_1^2 (\nu_b - \nu_s) (1 + \frac{r_1^2}{r_2^2})$$

$$\sigma_{s,\varphi} = - \frac{r_1^2 (\nu_b - \nu_s) (1 + \frac{r_1^2}{r_2^2})}{(r_2^2 - r_1^2) d} \epsilon_z;$$

$$\epsilon_{s,r} = [-\nu_s - \frac{r_1^2 (\nu_b - \nu_s) (1 + \nu_s) \times}{d E_s (r_2^2 - r_1^2)}$$

$$\times (1 - 2\nu_s + \frac{r_2^2}{r_1^2})] \epsilon_z;$$

$$\epsilon_{s,\varphi} = [-\nu_s - \frac{r_1^2 (\nu_b - \nu_s) (1 + \nu_s) \times}{d E_s (r_2^2 - r_1^2)}$$

$$\times (1 - 2\nu_s - \frac{r_2^2}{r_1^2})] \epsilon_z \quad (7)$$

Толщина металлической оболочки  $\sigma$  обычно значительно меньше ее радиуса, поэтому можно предположить, что  $r_2/r_1 \approx 1$ . В этом случае выражения (7) несколько упростятся, а  $\sigma_{s,r}$  обращается в нуль. Таким образом, материал наружной металлической оболочки находится в плоском напряженном состоянии, что подтверждается данными [1, 2, 4].

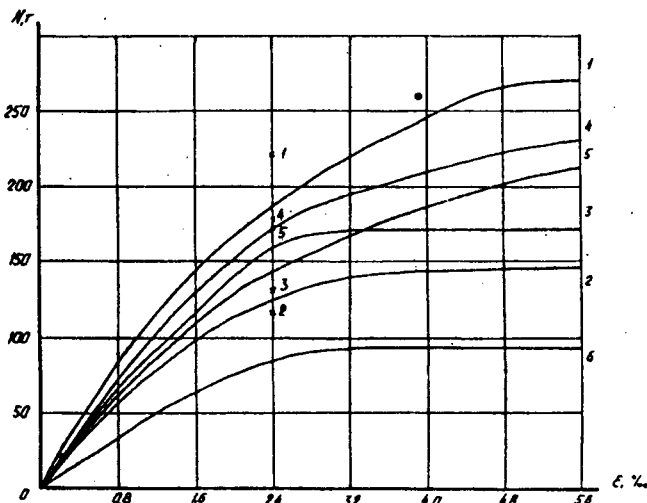
Выражения (6) и (7) наглядно показывают, что особенности работы трубобетона зависят, в первую очередь, от соотношения характеристик материалов бетонного сердечника и металлической оболочки, а также от геометрических характеристик оболочки. Пока бетон и металл работают упруго, коэффициент поперечных деформаций  $\nu_s$  стали равен примерно 0,3, а в бетоне, как показывают эксперименты,  $\nu_b$  находится в пределах 0,12...0,25. Таким

образом, в упругой стадии работы бетон и сталь деформируются либо не воздействуя друг на друга ( $\nu_s \approx \nu_b$ ), либо даже может произойти отрыв бетонного сердечника от трубы ( $\nu_s > \nu_b$ ), как и предполагалось в [3].

После появления в бетоне микротрещин примерно на уровне 0,45 коэффициент поперечных деформаций начинает увеличиваться, достигая значения 0,5 при разрушении бетонного ядра [6]. В этой стадии работы, до тех пор пока не появились пластические деформации, труба может работать как обойма (при  $\nu_s < \nu_b$ ), способствуя увеличению несущей способности бетона. Однако в большинстве случаев участок такой работы очень незначителен. После появления в трубе пластических деформаций коэффициенты поперечных деформаций в бетоне и стальной трубе выравниваются или даже  $\nu_s$  становится больше  $\nu_b$  на какое-то время.

При появлении и развитии в бетонном ядре магистральных трещин и дальнейшем его размельчении поперечные деформации уже разрушенного бетонного ядра обычно превышают поперечные деформации стали, что и вызывает "эффект обоймы". Прочность бетона увеличивается незначительно (на 15—30%) при значительном (в несколько раз) увеличении продольных и особенно поперечных деформаций образца. Такой характер работы трубобетонных элементов при центральном сжатии подтверждается и результатами экспериментальных исследований различных авторов [1, 2, 4]. При этом следует отметить, что во многих

Рис. 2. Сравнение данных [4] с результатами одноосного расчета ( $D = 152$  мм,  $\delta = 5,5$  мм для всех случаев)  
1 —  $R_b = 81,5$ ; 2 —  $R_b = 19,2$  МПа; 3 —  $R_b = 22,5$  МПа; 4 —  $R_b = 53,0$  МПа; 5 —  $R_b = 51,0$  МПа; 6 — пустая труба  
— эксперимент;  
\* — расчет.



Этап загрузки	Продольная сила (эксперимент), т	Продольная деформация, %	Поперечная деформация, %	Коэффициент поперечных деформаций в			Продольная сила (расчет), т
				стали	трубо-бетоне	бетоне [6]	
1	20,5	0,53	0,16	0,3	0,3	0,16	20,0
2	30,5	0,82	0,25	0,3	0,3	0,17	30,1
3	40,7	1,16	0,36	0,3	0,3	0,24	40,8
4	46,8	1,60	0,74	0,45	0,46	0,4	47,2
5	50,5	2,21	1,2	0,5	0,54	—	—
6	55,5	4,51	3,00	0,5	0,67	—	—
7	60,5	7,03	4,99	0,5	0,71	—	—

случаях установить экспериментально предельное состояние центрально-сжатых трубобетонных элементов полной потерей их несущей способности не представляется возможным. Короткий центрально-сжатый трубобетонный элемент с достаточно большой толщиной стенки трубы практически невозможно разрушить, элемент деформируется в "гармошку", а нагрузка при этом возрастает.

Анализ выражений (6) и (7) показывает, что наибольшее усилие обжатия бетона при сохранении его целостности могут возникать в конце второй стадии работы, когда деформации трубы еще не достигли предела текучести, а поперечные деформации бетонного ядра максимальны. Используя закон "единой кривой" для металлической трубы, можно определить деформации трубобетонного образца в продольном направлении

$$\epsilon_z = \epsilon_y \sqrt{\frac{r}{n}} \quad (8)$$

где

$$n = 2 + \frac{4r_1^2 (\nu_b - \nu_s) (1 - \nu_s)}{dE_s (\nu_s^2 - r_1^2)}$$

$$\frac{8r_1^4 (\nu_b - \nu_s) (1 - \nu_s - 2\nu_s^2)}{d^2 E_s^2 (\nu_s^2 - r_1^2)}$$

$\epsilon_y$  — предельные деформации текучести стали при одноосном нагружении.

При достижении бетоном предела прочности коэффициент поперечных деформаций обычно достигает значения, примерно равного 0,4 [6]. Принимая  $\nu_s = 0,3$  и задаваясь конкретными

значениями  $E_b$ ,  $E_s$ ,  $r_1$  и  $r_2$ , не представляет труда определить несущую способность трубобетонного элемента при достижении принятого предельного состояния по формуле

$$N \leq A_s \sigma_{s,z} + A_b \sigma_{b,z} \quad (9)$$

где  $A_s$  и  $A_b$  — площади поперечного сечения стальной трубы и бетонного ядра;  $\sigma_{s,z}$  и  $\sigma_{b,z}$  — напряжения в стальной трубе и бетонном ядре, определяемые по (8) и (7).

Однако, как показывает анализ экспериментальных данных, достаточно сложно подобрать оптимальные характеристики бетона и стальной трубы, обеспечивающие наибольшее сжатие. Во многих случаях бетонное ядро и металлическая труба работают независимо друг от друга в одноосном или близком к нему напряженном состоянии. На рис. 2, например, показаны результаты сравнения экспериментальных исследований трубобетона [4] с данными одноосного расчета [по (9) без учета обжатия бетона трубой]. Практически во всех случаях в момент достижения предела текучести в трубе расчетная прочность оказалась выше, что подтверждает, что материалы работают одноосно. К аналогичным выводам можно прийти, проследив по этапам нагружения сравнение экспериментов [1] с одноосным расчетом по таблице. Труба начинает работать как обойма, когда коэффициент поперечных деформаций превысил 0,5, что свидетельствует о разрушении бетона. Прочность увеличилась лишь на 20%, в то время как продольные деформации возросли в 4,4 раза, а поперечные даже в 6,7 раза.

В целом теоретический анализ работы трубобетона

показал, что следует согласиться с выводами [2] о том, что в большинстве случаев трубобетон представляет собой недостаточно технически совершенную конструкцию, в которой труба фактически является опалубкой, работающей как обойма лишь при разрушении бетонного ядра.

#### Библиографический список

1. Кикин А.И., Салжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. — М.: Стройиздат, 1974, 145 с.
2. Гнедовский В.И. Косвенное армирование железобетонных конструкций. — Л.: Стройиздат, 1981, 125 с.
3. Furlong R.W. Strength of Steel Encased Concrete Beam Columns. — Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, ST5, Proc. Paper 549r, Oct., 1967, pp. 113—124.
4. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. — Киев: Будівельник, 1978, 80 с.
5. Ставров Г.Н., Катаев В.А. К построению универсальных уравнений теории статического и динамического сопротивления бетона. Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций: Межвуз. темат. сб. тр. ЛИСИ, Я., 1991, с. 11—16.
6. Ставров Г.Н., Катаев В.А., Леонтьев М.В. Определение коэффициента поперечных деформаций в бетоне при динамическом и статическом нагружении. Бетон и железобетон, 1989. — 7. — С. 30—31.

#### Вниманию специалистов!

Организация "Совпент" предлагает по весьма умеренным ценам:

оборудование для арматурных работ;  
линии для производства плит перекрытий;  
установки для изготовления железобетонных колец;

формы для железобетонных изделий.

Поставим заказчику арматурную сталь, цанговые зажимы, захваты для ЖБИ изделий, приборы и трансформаторы.

Обращаться по адресу:

142040 Московская обл., г. Домодедово, Главпочта, а/я 7. Контактный тел. в Москве: (095) 174-85-92.

УДК 691.327:666.9.019.3

Ф.М. ИВАНОВ, Н.К. РОЗЕНТАЛЬ, Г.В. ЧЕХНИЙ (НИИЖБ)

## О преждевременном повреждении бетона в обычных условиях

Затраты на ремонт и содержание сооружений могут во много раз превышать расходы на новое строительство. Они в значительной мере зависят от качества сооружений, от соответствия свойств материалов и характеристик конструкций условиям их работы. Это и определяет долговечность сооружений, т.е. длительность срока, в течение которого сохраняется эксплуатационная пригодность конструкций. Непосредственная связь качества и долговечности подтверждается многолетней практикой строительства и эксплуатации. В последние годы наблюдаются массовые случаи преждевременного повреждения даже такого в принципе стойкого материала, как бетон и железобетон, который не горит, не гниет и не ржавеет. Случаи появления дефектов в железобетонных конструкциях стали массовыми и, к сожалению, повторяются в самых обычных условиях и при коротких сроках эксплуатации.

Особенное беспокойство вызывают участвовавшие случаи появления повреждений уже в процессе строительства до начала и в первый год эксплуатации.

Раннее повреждение наблюдается в железобетонных фундаментных блоках и плитах перекрытия в зданиях школ, сельских домов культуры, спальных корпусах, хозяйственных построек (гаражи, бойлерные) пансионатов, бетонных фундаментах садовых домиков, железобетонных блочных и свайных фундаментах жилых домов, железобетонных конструкциях трибун стадионов и т.п. во многих городах центральных, северных и северо-западных областей России.

Сведения, накапливающиеся в лаборатории коррозии и долговечности железобетонных конструкций НИИЖБ, позволяют

провести анализ наиболее часто встречающихся повреждений и указать на их причины и способы устранения.

Рассмотрим наиболее часто встречающиеся случаи. На ряде объектов в климатических условиях средней полосы России отмечается повреждение фундаментных бетонных блоков в результате многократного замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. Обнаруживаются такие повреждения в блоках, уложенных, как правило, осенью и оставшихся без укрытия грунтом в состоянии незавершенного строительства фундамента. При этом котлован или углубления грунта у боковых поверхностей блоков заполняются водой — дождевой или от таяния снега. Часто поверхность блока покрывается льдом и подвергается многократному замораживанию и оттаиванию, в том числе вмерзанию в лед. Укрытие конструкций полиэтиленовой пленкой в случае, если нет проветривания, способствует накоплению воды в бетоне и усугубляет разрушение. Проявляется это в виде шелушения поверхностного слоя и снижения прочности в глубине. В ряде случаев блок приходит полностью в негодность. Такой результат кратковременного действия замораживания и оттаивания, как правило, обусловлен низкой морозостойкостью бетона блока, недостаточной для условий замораживания при высокой степени водонасыщения. Убедиться в этом можно, если отобрать пробу достаточно большого размера от бетона неповрежденной части и определить в ней водопоглощение. Если оно превышает 10—12% по массе, то можно уверенно сказать, что причина разрушения — низкая морозостойкость бетона.

Наблюдения показывают, что однотипные конструкции на одном и том же объекте разрушаются с неодинаковой скоростью. Это связано, во-первых, с различным воздействием среды на конструкции (больше или меньше увлажнение, нагрев солнцем или его отсутствие, неодинаковое температурное поле и пр.) и, во-вторых, со значительным разбросом показателя морозостойкости бетона в конструкциях. Коэффициент вариации показателя морозостойкости может достигать 60%. Из этого следует, что необходим расширенный (по сравнению с ныне нормированным) контроль морозостойкости бетона, выполняемый оперативно. Необходима разработка методов контроля морозостойкости непосредственно в железобетонных конструкциях. В настоящее время контроль морозостойкости выполняется на специально изготовленных образцах, а сами испытания выполняются один раз в квартал и в полгода.

В распоряжении технологов на предприятиях по изготовлению бетона и изделий из него имеются простые и не требующие больших затрат способы для придания бетону достаточной морозостойкости, чтобы предупредить разрушение от размораживания в климатических условиях центра России, даже при неблагоприятных условиях увлажнения. Применение такого эффективного и проверенного средства, как химические добавки пластифицирующего и воздухововлекающего действия, резко повышает среднюю морозостойкость бетона и, что не менее важно, значительно снижает коэффициент вариации показателя морозостойкости, т.е. менее вероятным становится случайное снижение морозостойкости, что повышает надеж-



ность бетона. К сожалению, до настоящего времени добавки такого типа применяются для рядовых бетонов недостаточно, и в основном там, где проявляется лишь сиюминутный эффект в виде снижения расхода цемента. В меняющейся экономической ситуации внимание к качеству, в том числе к долговечности бетона, должно усилиться, поскольку потребитель может потребовать от поставщика компенсации затрат, вызванных ранним разрушением конструкции. В то же время вопрос об экономии физических объемов цемента уходит на второй план.

Большое влияние на морозостойкость бетона оказывает режим твердения бетона. Недопустимо как высушивание бетона в процессе пропаривания, так и выход изделий из пропарочной камеры в водонасыщенном состоянии. При попадании таких конструкций на мороз они быстро разрушаются.

Для придания гарантированной стойкости бетону в неблагоприятных условиях, если прогнозируется возможность замораживания в воде или с обледенением, морозостойкость бетона должна быть повышена до марки F100—F200 в зависимости от класса здания по степени ответственности. Аналогичные требования должны предъявляться к бетону свай в зоне капиллярного подсоса, примерно в 30—50 см над уровнем грунта и на таком же расстоянии ниже его поверхности. Причина быстрого разрушения здесь та же — вода насыщает бетон в указанном слое, в особенности при малофильтрующих грунтах, а также при затруднении испарения воды (высокая влажность воздуха над поверхностью грунта, покрытие бетона водо- и паропроницаемыми пленками и т.д.).

Следует иметь в виду, что разрушение усиливается в тех случаях, когда накладывается несколько неблагоприятных факторов. Например, механическое повреждение верхней части свай при забивке в результате нарушения технологии погружения, несоответствия массы свай и молота, излишнего числа ударов, отсутствия упругой прокладки на оголовнике и др., отсутствия резерва морозостойкости бетона, насыщения бетона водой.

При забивке свай до уровня, когда торец свай возвышается

над землей на 30—60 см, вероятность повреждения свай особенно велика. Сочетание механических повреждений (микротрещины в бетоне) в голове свай от забивки с высокой степенью насыщения водой в зоне капиллярного всасывания предопределяет морозную деструкцию бетона.

Неблагоприятным фактором является использование свежизготовленных железобетонных конструкций в предзимний и зимний периоды, особенно забивка свай, когда образующиеся при забивке трещины в бетоне ввиду низкой температуры не подвергаются самозалечиванию. В отличие от этого в сваях, забитых весной или летом, самозалечивание трещин более вероятно, в результате конструкция входит в зимний период в определенной степени подготовленной. В качестве временной защиты свай, забитых в предзимний и зимний периоды, может быть засыпка их на зиму грунтом, что сильно понизит жесткость климатических воздействий.

Отмечено много случаев повреждения конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях систематического действия попеременного замораживания и оттаивания, — плит облицовки каналов, дорожных плит, конструкций открытых резервуаров, силосных ям, навозохранилищ и т.п. При проектировании таких конструкций марка бетона по морозостойкости нередко назначается из предположения о возможном эпизодическом воздействии влаги и температуры ниже 0°C. Неопределенность понятия "эпизодическое воздействие" позволяет проектировщикам, пользуясь табл. 9 СНиП 2-03.11-85, назначать марки по морозостойкости F25—F50. Остается без должного внимания приведенное там же уточнение (в грунте или под водой), которое указывает, что конструкции в этих условиях подвергаются малому числу циклов замораживания—оттаивания (Ц30). Элементы конструкций, расположенные выше уровня грунта, находятся в более жестких условиях и подвергаются значительно большему числу Ц30.

Число таких циклов только с учетом климатических воздействий для центрального района России, по данным анализа, выполненного НИИЖ-

Бом совместно с НИИЖТом (Новосибирск), составляет от 40 до 70. Данные указаны в циклах, приведенных к стандартным по ГОСТ 10060—87, что в соответствии с Рекомендациями НИИЖБа [1] требует применения бетонов с маркой по морозостойкости не менее F200.

Это соответствует требованиям (табл. 9) СНиП 2.03.01-84, где указано, что для условий работы конструкций при попеременном замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии для районов с расчетной, зимней температурой наружного воздуха от минус 20 до минус 40°C включительно следует, в зависимости от степени ответственности сооружения, принимать марку бетона по морозостойкости не ниже F100—F200.

Вообще марки бетона по морозостойкости для отдельных сооружений должны назначаться с тщательным учетом не только климатических данных, но и конкретных условий эксплуатации, с точки зрения возможного влажностного состояния бетона при наступлении отрицательной температуры, нагрева поверхности конструкций солнцем и других факторов, в том числе в строительный период.

Мы не останавливаемся на случаях преждевременного повреждения в результате грубого нарушения действующих технических требований к проектированию и особенно к производству работ. Неграмотное и небрежное выполнение работ — замораживание бетона в раннем возрасте, плохое уплотнение бетона, добавление воды в бетонную смесь перед укладкой и другие общеизвестные случаи брака приводят к повреждениям в кратчайший срок после возведения сооружения.

Скрытой причиной повреждения бетона могут быть и недоброкачественные материалы — цемент, заполнители, вода, химдобавки, применяемые без должной предварительной проверки качества и соответствия стандартам. Это уже тривиально и должно предупреждаться применением системы обеспечения качества.

Особое внимание следует обратить на качество цементов. Присутствие большого количества щелочей (более 1%),



наличие минеральных добавок, особенно нефелинового шлама, трепела, опоки понижает морозостойкость бетона на таких цементах. Известны случаи резкого понижения морозостойкости бетона как результат применения загрязненного щебня. Зерна карбонатного заполнителя бывают покрыты вязкой трудноудаляемой оболочкой из увлажненной каменной пыли, что вызывает снижение сцепления щебня с растворной частью бетона и его морозостойкость.

Есть еще одна сравнительно новая и коварная причина повреждения бетона, которая в настоящее время привлекается (правда, зачастую безосновательно) для объяснения быстрого повреждения бетона — это "внутренняя" коррозия бетона вследствие взаимодействия некоторых видов заполнителя и компонентов цемента [2]. В результате взаимодействия соединений щелочных металлов — натрия и калия (в дальнейшем мы для краткости будем говорить о "щелочах") с заполнителями, содержащими реакционноспособный кремнезем, возможно образование на контакте заполнителя с цементным камнем набухающего геля, что приводит к внутренним напряжениям в бетоне и в конечном счете к растрескиванию бетона.

Процесс идет при обычной температуре медленно, и трещины обнаруживаются через длительные сроки, как правило, годы. Иногда начало разрушения проявляется через десять и более лет [3]. Разрушение по этой причине возможно при сочетании повышенного содержания щелочей в цементе и наличии аморфного кремнезема в заполнителе. Наиболее опасными минералами являются опал и халцедон, а также кремнезем в виде микрокристаллического кварца, в особенности с нарушенной структурой кри-

сталлической решетки, некоторые виды песчаников. Внутренняя коррозия как причина повреждения уверенно устанавливается, если повреждение конструкций проявляется в виде сетки трещин с приуроченными к ним белыми гелеобразными выделениями. Для этого коррозионного процесса обязательно увлажнение конструкций и достаточно длительный срок — годы — до появления видимых результатов.

Можно отметить случаи, когда повреждение конструкций по более простым причинам неосновательно приписывается внутренней коррозии, и тем самым мероприятия по устранению повреждений и прогноз дальнейшего состояния конструкций направляются по ложному пути. В сомнительных случаях необходимо тщательное и непростое исследование образцов поврежденного бетона — петрографически на наличие новообразований на контакте заполнителя с цементным камнем, петрографическим и химическим методами — определение содержания в заполнителях потенциально реакционноспособного кремнезема и содержания в цементе щелочей и непосредственно — определением деформаций образцов бетона на применяемых или намеченных к применению материалах. Эти испытания выполняются в специализированной лаборатории. Меры защиты от уже начавшегося процесса внутренней коррозии очень ограничены и могут включать: защиту конструкций от увлажнения, усиление их и, в дальнейшем; полную замену. Основные меры состоят в профилактических действиях, основанных на исключении сочетания высокощелочного цемента или добавок соединений щелочных металлов — натрия и калия (поташ, нитрит натрия, сульфат, хлорид натрия или калия и др.) и заполнителя с

породами, содержащими потенциально реакционноспособный кремнезем.

В практике строительства встречаются и другие случаи преждевременного повреждения бетона конструкций. Например, вследствие неправильной или недостаточной изоляции конструкций от воды и хлоридных растворов. Известно морозное разрушение конструкций теплиц при неправильном расположении пароизоляции, коррозия стальной арматуры в железобетонных опорах линий освещения и связи вследствие обрызгивания растворами солей при движении автомобилей, коррозия железобетонных конструкций автомобильных мостов вследствие затекания хлоридных растворов на незащищенные поверхности. Исключить возможность таких повреждений — неотложная задача инженеров-проектировщиков, технологов и строителей.

Сектор коррозии бетона НИИЖБ исследует поврежденные железобетонные конструкции, проводит анализ и испытания бетона на морозо- и коррозионную стойкость и выдает заключение о причинах повреждения, способах восстановления конструкций и прогноз дальнейших сроков службы.

Адрес: 109428 г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6, НИИЖБ, Сектор коррозии бетона, тел. 174-86-92, 174-88-19.

#### Библиографический список

1. Рекомендации по назначению марок бетона по морозостойкости, НИИЖБ, 1990 г.
2. Иванов Ф.М. Внутренняя коррозия бетона // Бетон и железобетон. — 1992. — 8. С. 8—10.
3. Москвин В.М., Рояк Г.С. Коррозия бетона при действии щелочей цемента на кремнезем заполнителя. — М.: Стройиздат — 1962. — 164 с.

## Памяти Сергея Михайловича Крылова

После непродолжительной болезни на 75 году ушел из жизни крупнейший ученый в области железобетона, Заслуженный деятель науки и техники России, доктор технических наук, профессор С.М. Крылов.

Работая в ЦНИПСе, а затем в НИИЖБе в течение 47 лет, он создал новое направление по расчету конструкций с учетом нелинейного поведения железобетона и на этой основе воспитал авторитетную школу из докторов и кандидатов технических наук. С.М. Крылов проявил себя и как организатор науки, работая руководителем сектора расчета статически неопределимых конструкций, а затем заведующим лабораторией теории железобетона НИИЖБа.

С.М. Крылов участник Великой Отечественной войны и за боевые заслуги был награжден орденами и медалями. Имя его известно за рубежом как постоянного представителя б. Госстроя СССР в Европейском комитете по бетону (ЕКБ).

С.М. Крылова неизменно отличали ответственность за порученное дело, чуткое и внимательное отношение к людям. Светлая память о Сергее Михайловиче навсегда сохранится в сердцах работников строительной науки, всех тех, кто его знал и работал с ним.

---

Редакционная коллегия: В.И. Агаджанов, Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, Н.Л. Биевец, В.Н. Бондаренко, Ю.Г. Вострокнутов, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, Ф.А. Иссерс, Б.И. Кормилицын, Р.Л. Маилян, К.В. Михайлов, Т.М. Пецольт, С.И. Полтавцев, В.А. Рахманов, И.Ф. Руденко, Р.Л. Серых (главный редактор), В.М. Силин, В.М. Скубко, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н. Щербаков

---

Технический редактор *Р.Я. Лаврентьева* Корректор *Н.А. Шатерникова*

---

Подписано в печать 20.02.94 Формат 60x90 1/8 Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл.печ.л. 3,92.  
Усл.кр.-отт. 4,92. Уч.-изд.л. 4,36. Тираж 2488 экз. Заказ 2. *ТЧП ЗДК.15*

---

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д. 1, строение 3, 3-этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., 23а

Тел. 292-62-05

Отпечатано в типографии ЦБНТИ  
Москва, ул. Аннинская, д. 21



# МГП "СТРОЙПРИБОР" АО "ПАРТНЕР"



## ИЗГОТОВЛЕНИЕ, ПОСТАВКА, ВНЕДРЕНИЕ, СЕРВИСНОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ МЫ ОСНАСТИМ ВАШУ ЛАБОРАТОРИЮ

*Выполнение работ по внедрению на предприятиях стройиндустрии  
средств АСУ ТП, приборов неразрушающего контроля*

**УЛЬТРАЗВУКОВОЙ ПРИБОР -"БЕТОН22"** - предназначен для контроля прочности бетона в готовых железобетонных изделиях и конструкциях. Масса прибора 1 кг. Прибор снабжен приспособлением для поверхностного прозвучивания с "сухим" контактом. Использован при обследовании конструкций "Белого дома"

**УСТРОЙСТВО ДЛЯ АВТОМАТИЧЕСКОГО УЧЕТА РАСХОДА ЦЕМЕНТА "УРЦ"** подключается к дозировочно-смесительным узлам и установкам периодического действия, оснащенным дозаторами АДЦ-1200М, АД-600-2БЦ (ДБЦ-600) и аналогичными. По заказу комплектуется УСТРОЙСТВОМ КОНТРОЛЯ РАБОТЫ ОПЕРАТОРА, фиксирующим в памяти до 254 последовательных индивидуальных доз.

**УРОВНЕМЕР Ц 020** предназначен для получения непрерывной наглядной информации о количестве цемента в силосе. Диапазон высоты силосов от 3 до 30 м. Предел допускаемой погрешности измерения уровня цемента 5%.

### ВЫПУСКАЕМ И ВНЕДРЯЕМ

системы контроля и регулирования режима тепловлажной обработки железобетонных изделий и конструкций

ультразвуковые приборы специального назначения

системы автоматического управления дозированием компонентов бетонной смеси

весы автомобильные и железнодорожные

*Заявки на приобретение и внедрение приборов и систем направляйте по адресу:*

111524 Москва, ул. Плеханова 7, МГП "Стройприбор" или 109428, Москва, Рязанский пр., 30/15, АО "Партнер"

Телефоны: 176-7206, 176-3486, 371-2257  
Телетайпы: 207542 СТАБЕТ, 207754 СИЛА  
ФАКС 176 2998, 371-2257

## ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

### ЦИНКОСИЛИКАТНЫЕ ПОКРЫТИЯ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В ЗАВОДСКИХ И ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

Цинкосиликатные покрытия не повреждаются при сварке, не стареют и обладают высокой защитной способностью к агрессивным средам.

Технология является практически безотходной, экологически чистой, экономичной, не включает высокотемпературных процессов, обеспечивает (по сравнению с металлизацией) более чем двукратное снижение расхода цинка и сокращение трудозатрат.

Разработчик на договорных условиях передает научно-техническую документацию по внедрению покрытий, оказывает техническую помощь по определению рациональной области их применения и подбору состава, испытанию материалов и организации технологии защиты (тел. 174-89-44).

### СПОСОБ ЗАЩИТЫ ОТ КОРРОЗИИ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ ТРЕХСЛОЙНЫХ ПАНЕЛЕЙ

Технология обеспечивает нанесение в автоматическом режиме на заготовки гибких связей металлизационного цинкового покрытия высокого качества и является практически безотходной.

Производительность станка 3000...4000 изделий в минуту.

Кроме того, предлагаются два автомата для изготовления самих гибких связей С- и S-образной конфигурации производительностью соответственно 900 и 600 шт. в час при повышении их качества и, по сравнению с традиционными технологиями, многократном сокращении доли ручного труда.

Разработчик заключает договоры на передачу научно-технической документации как на разработку в целом, так и на отдельный станок с оказанием технической помощи (174-89-44).

С ПИСЬМЕННЫМИ ЗАПРОСАМИ ОБРАЩАТЬСЯ В НИИЖБ:

109428 МОСКВА, 2-Я ИНСТИТУТСКАЯ, 6.

## СПЕЦИАЛИСТЫ СКТБ "СТРОЙИНДУСТРИЯ"

**ПОМОГУТ** решить проблему использования отходов лесопиления и деревообработки — Разработана технология производства погонажных композиционных изделий:

- \* половая доска;
- \* дверные и оконные блоки,
- \* плинтус,
- \* наличник,
- \* элементы мебели,
- \* детали машиностроения, работающие на натирание,

**ОКАЖУТ** необходимую помощь (проектирование, наладка, изготовление оборудования) при создании Автоматизированного мобильного завода по производству изделий для малоэтажного жилищного строительства мощностью 50 коттеджей в год с бескрановой напольной технологией. Основное оборудование на пневмоходу. Завод весьма эффективен не только при малоэтажной застройке, но и при создании инфраструктуры для геологов, изыскателей, транспортного строительства, строительства в условиях севера и жаркого климата.

За дополнительными сведениями просьба обращаться по адресу:

170640, г. Тверь, проспект Чайковского, 28/2, СКТБ "Стройиндустрия"

Тел. 6-68-08, 2-56-79.