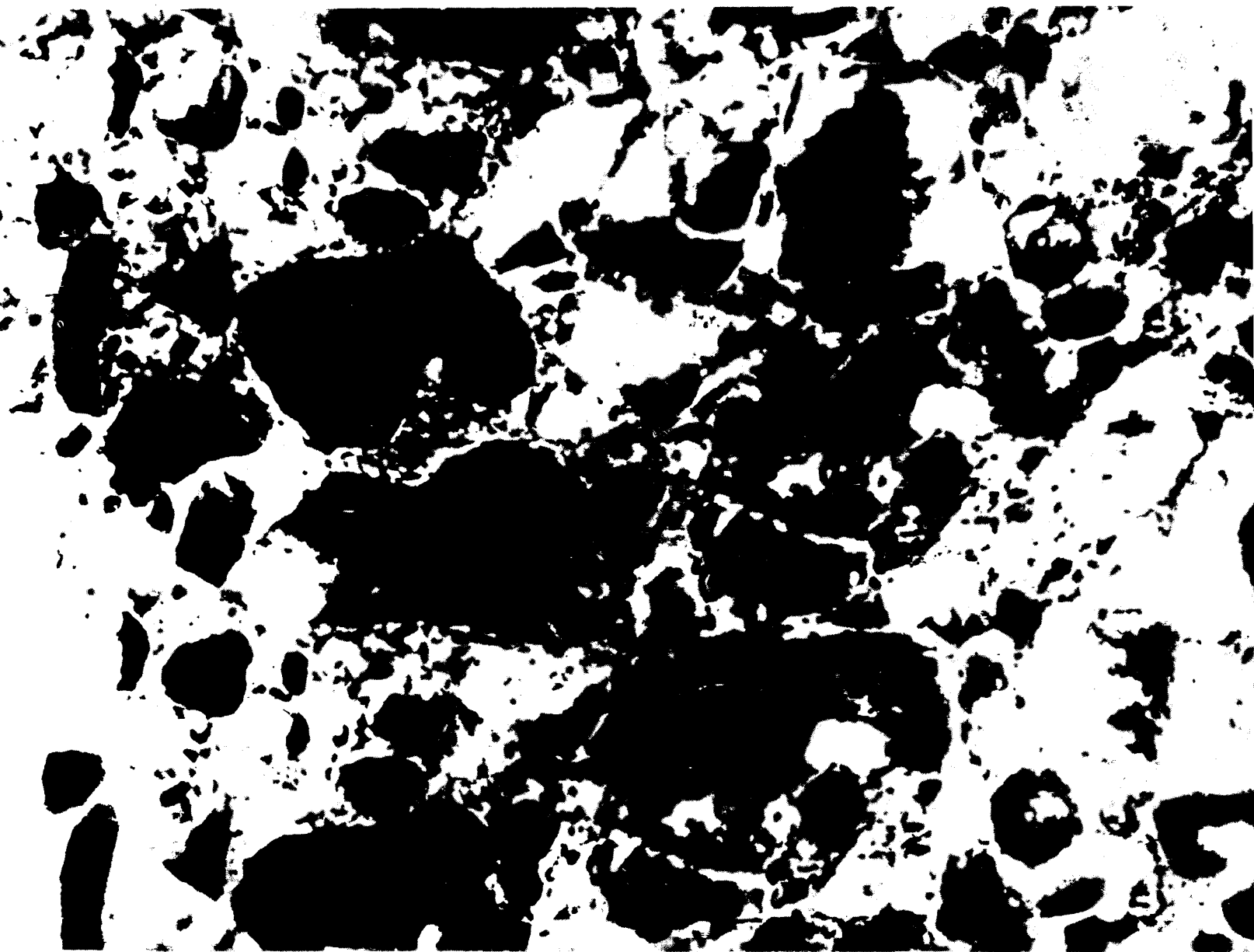


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

9
1989



ПНЕВМОБЕТОН

«Мокрый» способ торкретирования

ТЕХНОЛОГИЯ ПРЕДНАЗНАЧЕНА: для бетонирования тонкостенных конструкций различного вида и назначения; для усиления и ремонта конструкций из различных материалов при реконструкции; для нанесения защитных покрытий на бетонные, железобетонные, стальные, кирпичные и скальные поверхности с целью придания им водонепроницаемости, коррозионной стойкости и огнезащиты.

По сравнению с традиционными способами пневмобетонирование обладает следующими преимуществами:

- требуемые физико-механические характеристики уложенного бетона обеспечиваются за счет сохранения заданного водоцементного отношения;
- снижается общее туманообразование и уменьшается запыление рабочего пространства;
- затраты труда на 1 м³ уложенного бетона снижаются на 20...30 %;
- до 4...6 % сокращаются потери составляющих на отскок;
- значительно ослабевает накопление статического электричества, возникающего при движении смеси по материальному трубопроводу;
- облегчается введение различного вида добавок (суперпластификаторов, ускорителей схватывания и твердения, противоморозных и т. п.);
- не требуется персонал высокой квалификации;
- значительно упрощаются операции по обслуживанию установки и нанесению бетонной смеси на поверхность.

Технологическое оборудование установки «Пневмобетон» стандартное: растворонасосы СО-49Б; СО-50А; растворосмесители принудительного перемешивания СБ-141, СБ-169, СБ-97А, СБ-80А; передвижные компрессорные станции ПР-10/8М-2 ПВ-10/8М-1.

Разработчик (ЦНИИОМТП Госстроя СССР) заключает договоры и передает заказчику, а также обеспечивает:

- технологию укладки мелкозернистых бетонных смесей «мокрым» способом с применением установки «Пневмобетон»;
- техническую помощь в изготовлении и комплектации оборудования;
- обучение ИТР и обслуживающего персонала работе на установке «Пневмобетон».

АДРЕС: 127434, Москва, Дмитровское шоссе, 9.
Телефон 216-22-03, телетайп 113553 Шум, телекс 411669
Наука

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

9

(414)

Сентябрь 1989

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

Серых Р. Л. Государственная научно-техническая программа «Стройпрогресс-2000» 2

Конструкции

Мордич А. И., Поляков А. Л. Ребристые плиты с напрягаемой арматурой, не имеющей на части длины сцепления с бетоном 4

Матвеев К. М., Байков В. Н., Фролов А. К., Кондратьев В. А., Козяриевский А. А. Неразрезные преднапряженные ребристые плиты для покрытий . . . 6

Бетоны

Заседателев И. Б., Айрапетов Г. А., Шахабов Х. С., Муртазаев С.-А. Ю. Влагопотери различно ориентированных поверхностей бетона в процессе гелиотермообработки 8

Заводское производство

Гоголев Ю. А., Зильберберг С. Д. Радиальное прессование железобетонных колец 10

Арматура

Машленко Ф. И., Хромов Д. П., Горицкий В. М. Причины разрушений монтажных петель из арматурной стали ЮГТ 11

Строительное производство

Эгамбердыев М. С. Использование гелиопокрытий при производстве бетонных работ 13

В помощь проектировщику

Морозов А. Н., Макаричев В. В. Расчет прочности армированных газобетонных балок по наклонным сечениям 15

Баташева К. В., Пульнер А. Ф. Несущая способность балок при действии сил, приложенных в пределах высоты их сечения 16

Чече А. А., Шепелевич Н. И., Мелихов В. И., Шмурнов А. Е. Расчет напорных труб на давление напряженной спирально-перекрестной арматуры 18

Долговечность

Капкин М. М., Грановский Ю. Л., Шейнфельд Н. П. Прочность и деформативность многократно замораживаемого бетона длительно сжатых элементов . . . 21

Использование промышленных отходов

Сеськин И. Е., Борцова Г. В., Пыцин Г. В. Конструкции на основе термофосфорных шлаков 23

В порядке обсуждения

Холмянский М. М. К механизму деформирования и разрушения бетона при сжатии 25

Нам пишут

Лукьянченко В. Я. Стендовое производство свай 27

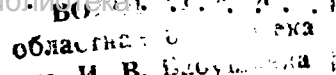
Любезнов А. В. Централизованная смазка оборудования 27

Информация

Климанова А. Ф. Семинар по экономике арматурных работ 28



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



Р. Л. СЕРЫХ, председатель научного совета по ГНТП «Стройпрогресс-2000», д-р техн. наук

ГОСУДАРСТВЕННАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ ПРОГРАММА «СТРОЙПРОГРЕСС-2000»

В народном хозяйстве нашей страны ежегодно изготавливается и применяется около 260 млн. м³ армированного и неармированного бетона, на что затрачивается порядка 86 млн. т цемента, 13 млн. т стали, 400 млн. т крупного и мелкого заполнителя. Бетон и железобетон широко применяются в жилищном строительстве, при возведении новых зданий и инженерных сооружений, реконструкции и капитальном ремонте, индустриальном строительстве. Из железобетона возводятся крупнейшие объекты гражданского, производственного и транспортного назначения: многоэтажные здания, телевизионные башни, дымовые трубы, гидроэлектростанции, мосты, спортивные сооружения и многие другие объекты.

Вместе с тем научно-технические достижения в строительной науке позволили получать в промышленности новые высокоэффективные вяжущие вещества, которые в результате механохимической активации обеспечивают более высокие прочностные показатели, чем традиционные портландцементы и их разновидности, а также более быстрый набор прочности во времени. Использование в бетонах вяжущих типа ВНВ с качественно и количественно новыми показателями позволило решить в области строительства ряд технических проблем, а также задачу социальную, предусмотренную решениями партии и правительства по обеспечению каждой семьи отдельной квартирой. Для реализации генеральных направлений в области строительства и строительной индустрии и сформирована Государственная научно-техническая программа (ГНТП) «Стройпрогресс-2000».

Целью этой программы является создание нового поколения зданий и сооружений, конструкций, изделий, материалов и технологий для ускоренного решения жилищной проблемы и сокращения инвестиционного цикла в промышленном строительстве, повышения к 2000 г. производительности труда в 2,5 раза по сравнению с 1990 г., сокращения расхода металла на 30%, цемента на 35%, топлива на 40%.

ГНТП обязывает сформировать и затем последовательно воплощать в жизнь принципиально новую научно-техническую и градостроительную политику, поэтому для ее реализации должны быть привлечены все имеющиеся научно-технические достижения. Кардинальная перестройка должна быть направлена на создание новых прогрессивных технологий, материалов, производственных мощностей.

Одной из основных задач ГНТП является создание высокоэффективных вяжущих и выведение их на производственные мощности строительных материалов на уровень, позволяющий в 1995 г. сдавать в эксплуатацию 250 млн. м² жилья в год, т. е. удвоить объемы работ при одновременном таком же увеличении объемов строительства объектов соцкультбыта.

Расчеты показывают, что дополнительная ежегодная потребность в стеновых материалах, обеспечивающая выполнение жилищной программы к 2000 г., составляет 45 млрд. штук условного кирпича к 1995 г. и 90 млрд. шт. — к 2000 г. Создание таких мощностей с использованием традиционной

технологии керамического кирпича или ячеистых бетонов требует развития машиностроения и привлечения финансовых средств в объеме более 8 млрд. р. Учитывая сжатые сроки и напряженность выполнения программы, необходим новый подход к решению проблемы. Исходя из изложенного намечены следующие основные направления ГНТП «Стройпрогресс-2000»:

получение высокоэффективных вяжущих и новых материалов с заранее заданными свойствами на основе механохимической активации традиционных и нетрадиционных вяжущих; развитие принципиально новых технологий, обеспечивающих значительную экономию металла, цемента и топлива (сроки исполнения 1989—1995 гг.);

разработка строительных конструкций нового поколения на основе высокоэффективных вяжущих, а также ячеистых бетонов и керамики, изготавливаемых на высокоавтоматизированных технологических линиях (1989—2000 гг.);

создание на основе принципиально новых технологий заводов-автоматов по выпуску строительных конструкций, в том числе из ячеистого бетона, обеспечивающих сооружение жилых культурно-бытовых и промышленных зданий с высокими удельными экономическими показателями, повышенной комфортности и архитектурной выразительности (1989—1997 гг.);

строительство зданий и сооружений с высокими технико-экономическими показателями из конструкций нового поколения, обеспечивающих ускоренное решение жилищной проблемы и сокращение инвестиционного цикла в промышленном строительстве в два раза (1988—2000 гг.).

Каждое из указанных направлений включает в себя ряд проектов. Основопологающим проектом программы является разработка и внедрение технологии изготовления вяжущих материалов низкой водопотребности (ВНВ), бетонов и конструкций на их основе. Высокоэффективное ВНВ обеспечивает экономию цемента до 50% при одновременном увеличении его активности. Получены ВНВ и бетоны на его основе марок до 1000 и более, что позволяет в ряде случаев заменять металл бетоном, а создание высокоэффективных тонкостенных элементов методом проката или экструзии в большинстве случаев обеспечит значительную экономию металла.

Морозостойкость бетонов на ВНВ — 300...500 циклов; кроме того, они обладают высокой плотностью и достаточной стойкостью в агрессивных средах. Применение нового вяжущего позволяет коренным образом изменить технологию железобетона, перейти на литые смеси, сократить сроки тепловлажностной обработки или полностью исключить ее. Для изготовления ВНВ требуется развивать производство суперпластификаторов, особенно в порошкообразном виде, поскольку они (типа С-3 или ЛСТМ) являются основными компонентами нового вяжущего. В соответствии с проектом ГНТП намечено создать технологию производства ВНВ и тонкомолотых цемента (ТМЦ), обеспечивающую возможность к 1995 г. выпустить их в объеме 30...50 млн. т.

Одновременно представляется целесообразным осуществить развитие новых, высокоинтенсивных технологий получения алитовых и других специальных цементов, создать и освоить производство химических добавок для бетонов и строительных растворов, позволяющих получать материалы с заданными свойствами, обеспечить экономии топлива на 15%, цемента на 20%. При этом следует разрабатывать принципиально новые технологии получения цементов и вяжущих нового поколения.

Фундаментальные исследования должны предшествовать прикладным задачам, поэтому в ГНТП включены проекты по разработке новых материалов с применением низкотемпературных и энергосберегающих технологий, в том числе высокопрочные керамические материалы; высокопрочные магниезиальные вяжущие; материалы, получаемые нетрадиционными способами (на основе радиационно-химической, сверхвысокочастотной и др. технологий). Программа предусматривает выпуск вяжущих материалов на автоматизированных линиях с применением принципиально нового оборудования по механохимической и термической активации; создание новых композиционных материалов: безцементных, безасбестовых, на основе базальтовых волокон, гипса, с применением тонкодисперсных и модифицирующих компонентов.

Получая новые вяжущие, в первую очередь следует обратить внимание на ячеистые бетоны неавтоклавного твердения и возможность использования их в малоэтажных зданиях комплектной поставки для застройки, в первую очередь, малых и средних городов страны.

Одновременно следует изучить и развивать индустрию автоклавных ячеистых бетонов, конкурентоспособных на мировом уровне, для возведения объектов производственной и социальной сфер. Предстоит обеспечить выполнение заданий по применению ВНВ и ТМЦ в традиционных конструкциях (тоннельные обделки, шпалы, сваи, напорные и безнапорные трубы, конструкции энергетического строительства), в принципиально новых строительных конструкциях, а также по созданию высокоавтоматизированных производств таких изделий и конструкций для жилищного и промышленного строительства.

Учитывая зарубежный и отечественный опыт, необходимо построить высокоавтоматизированные предприятия по изготовлению сухих смесей для строительства и реконструкции зданий и сооружений.

Конечная цель ГНТП достигается путем разработки зданий и сооружений из конструкций нового поколения, обеспечивающих высокую экономичность строительства, повышенную комфортность и архитектурную выразительность жилых, культурно-бытовых и промышленных объектов, а также снижение продолжительности инвестиционного цикла в два раза. В связи с этим необходимо разработать новые архитектурно-планировочные решения и концепции жилых зданий нового поколения и объектов социальной сферы, изготавливаемых из ячеистого бетона, с последующим представлением научно обоснованных требований к жилищу XXI века в системе интегрированного комплекса городской застройки.

Параллельно следует разработать концепцию строительства жилых зданий из монолитного железобетона на принципиально новых основах, в том числе с использованием несъемной опалубки, изготавливаемой на высокоавтоматизированных роликовых установках непрерывного формования. Это позволит заменить дорогостоящую металлическую опалубку и тем самым обеспечить экономии стали на 30...40%.

Создание более совершенных гибких технологий в промышленности потребует разработать концепцию новых архитектурно-планировочных решений промышленных зданий различного назначения. Новые материалы и конструктивные решения обеспечат создание зданий с полезными площадями до 10 тыс. м² для размещения гибких технологических линий и процессов, позволят осуществить реконструкцию существующих морально устаревших производственных объектов. Предусматривается разработка многоцелевых зданий высокой сейсмической стойкости с облегченным каркасом из новых материалов и огнестойких легких ограждающих элементов нового поколения, изготавливаемых на высокоавтоматизированных экструзионных установках.

В основные положения концепции программы «Стройпрогресс-2000» заложены научные достижения, развитие которых позволит существенно поднять уровень выпускаемой продукции в строительстве и создать условия, обеспечива-

ющие конкурентоспособность отечественных достижений с лучшими мировыми аналогами. Вместе с тем к настоящему времени включенные в ГНТП проекты по ВНВ, ТМЦ, алитовым цементам, суперпластификаторам и др. обладают уровнем разработки, превышающим мировые достижения, и являются предметом экспортного рассмотрения. Предлагаемые проекты по автоматизации технологических процессов в сфере производства железобетона находятся на уровне мировых аналогов.

В процессе выполнения ГНТП могут определиться новые направления, отличающиеся от заложенных в настоящее время в проектах и позволяющие обеспечить дальнейшее развитие научно-технического прогресса.

Некоторые контрольные цифры ГНТП «Стройпрогресс-2000» по направлениям приведены в таблице.

Основные направления работ	1990 г.	1995 г.	2000 г.
Создание новых материалов с заданными свойствами на основе высокоэффективных вяжущих веществ и низкотемпературной керамики	3,6	40	60
Производство высокоэффективных вяжущих веществ, млн. т			
Создание конструкций нового поколения на основе новых материалов с заданными свойствами, организация высокоавтоматизированного производства этих конструкций	12,0	85	130
Производство монолитного, сборного бетона и железобетона с применением высокоэффективных вяжущих веществ, млн. м ³			
Производство конструкций из низкотемпературной керамики, млн. м ³	0,015	2,0	22
Производство конструкций из ячеистого бетона для жилищного строительства, млн. м ³	8,0	45	90
Создание зданий и сооружений из конструкции нового поколения			
Монолитное домостроение, млн. м ²	3,0	30	50
Строительство жилых и общественных зданий с ограждающими конструкциями и частично несущими конструкциями из низкотемпературной керамики, млн. м ²	0,01	1,5	15
Промышленные здания нового поколения в блочно-секционном и комплектно-блочном исполнении, млн. м ²	1,0	10	20

Внедрение результатов работ по ГНТП начнется с 1990 г., поэтому затраты на создание опытных образцов машин, технологических линий, заводов и объектов-представителей должны окупиться уже к 2000 г.

При тиражировании новых технологий и производств окупаемость затрат будет сокращаться до 2...3 лет. К 2005 г. намечается создать 1000...1200 автоматизированных технологических линий, 150...200 заводов-автоматов, отработать новые конструкции, архитектурно-планировочные решения, технологии строительства и монтажа. Это позволит осваивать на новых принципах около 40 млрд. р. строительно-монтажных работ, получать 5 млрд. р. экономии средств, условно высвободить 700...800 тыс. работников, сэкономить 1...1,5 млн. т металла, 10...15 млн. т цемента, 7...8 млн. т усл. топлива.

В результате выполнения ГНТП должен быть сделан научный задел как на промежуточных этапах, так и в реализации конечной цели. По-видимому, новые научные фундаментальные достижения могут быть получены при разработке высокоэффективных вяжущих, суперпластификаторов, создании высокоавтоматизированных технологий. Эти достижения позволят существенным образом поднять престиж советской строительной науки, выйти на новые рубежи научно-технического прогресса.

Объем финансирования ГНТП «Стройпрогресс-2000» на 1989 г. предусмотрен в объеме 21,5 млн. р. (НИИОКР за счет средств госбюджета) и 36 млн. р. 1990 г. Одновременно должны существовать возрасти объемы финансирования за счет средств заказчиков — производственных предприятий. Для реализации ГНТП предполагается осуществить государственные капитальные вложения на техническое перевооружение, реконструкцию, строительство и ввод в действие производственных мощностей.

УДК 624.012.36:624.072.22

А. И. МОРДИЧ, канд. техн. наук, А. Л. ПОЛЯКОВ, инж. (НПО Дорстройтехника, Минск)

Ребристые плиты с напрягаемой арматурой, не имеющей на части длины сцепления с бетоном

Применение конструкций с арматурой, свободной от сцепления с бетоном, позволяет получить существенные технологические преимущества [1]. Однако известно, что разрушение преднапряженных изгибаемых элементов со свободной арматурой происходит, как правило, от раздавливания сжатого бетона в поперечных сечениях, расположенных в средней зоне пролета при напряжениях в арматуре, не достигающих предела текучести. Это является следствием того, что в сечениях с крупными трещинами, разделившими балку на несколько блоков, в сжатой зоне над трещинами отмечается значительная концентрация напряжений, приводящая к раннему разрушению элемента. Эти данные получены при испытании в основном образцов прямоугольного сечения [2...4]. Можно предположить, что в элементах с развитой сжатой зоной (тавровые и другие ребристые сечения) прочность арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, используется наиболее полно.

Позтому в НПО Дорстройтехника в ребристых плитах длиной 9 м, предназначенных для пролетных строений малых и средних мостов, было предложено рабочую напрягаемую арматуру выполнять без сцепления с бетоном. Для обеспечения высокого сопротивления действию поперечных сил достаточно исключить сцепление арматуры с бетоном только в приопорных зонах, где оно максимальное*. Обрыв канала в пролете

позволяет заранее знать места образования крупных трещин и исключить отрицательное влияние концентрации напряжений в сжатом бетоне над их верхом.

Рабочая напрягаемая арматура (рис. 1) представляла собой четыре каната по 24 \varnothing 5 В-II, снабженных над опорами типовыми каркасно-стержневыми анкерами. Канал образовался в бетоне при формировании плиты, поскольку каждый пучок у анкеров заранее обматывали на участке 2 м полиэтиленовой пленкой. В ребрах на длине 1,2 м от торцов плиты в зонах размещения анкеров устанавливали арматурные каркасы. Благодаря выключению сцепления рабочей арматуры с бетоном поперечное армирование ребер в пролете не требуется, оно выполнено конструктивно в виде двух вертикальных сварных сеток из катанки \varnothing 6 мм. Плита проезжей части минимальной толщины 12 см армирована одиночной по высоте сварной сеткой. Проектный класс бетона — В35.

Фактические характеристики плит, введенных до разрушения, приведены в таблице.

Для удовлетворения требования СНиП 2.05.03—84 по величине растягивающих напряжений от обжатия усилием преднапряжения в сжатой при эксплуатации зоне величину контролируемого усилия в пучках в плитах П-2 и П-4 уменьшили до 470 кН, а в ребрах плиты П-4 с этой же целью два пучка сместили вверх с 8 до 12 см. (см. рис. 1).

На заводе контролировали качество материалов, арматуры, фиксацию ее в формах, величину предварительного натяжения напрягаемой арматуры по манометру насосной станции и удлинению, укладку бетонной смеси в форму и на-

бор бетоном прочности. Производили отбор проб арматуры и бетона для оценки фактической прочности и деформативности. При передаче обжатия на бетон максимальные растягивающие напряжения по верхней грани составили для плит П-1 и П-3 2,26, П-2 — 1,65, П-4 — 1,26 МПа. Для бетона с кубиковой прочностью 35 и 45 МПа допустимая по СНиПу величина этих напряжений равна 1,36 и 1,56 МПа. Все плиты испытывали по стандартной методике на стенде четырьмя возрастающими поэтапно силами. В плитах П-1 и П-2 силы размещали в пролете симметрично относительно середины пролета в соответствии с расчетной эпюрой моментов. Плиты П-3 и П-4 нагружали несимметрично четырьмя силами с шагом 1,2 м, крайняя из которых действовала на расстоянии 1,05 (П-3) и 1,55 м (П-4) от одной из осей опирания для создания наибольшей критической поперечной силы в приопорной зоне, где сцепление отсутствовало. Во всех случаях для получения в сечениях ребер крутящих усилий, что соответствует реальной работе плит в сооружении, нагруженные площадки располагали на продольной оси плит между ребрами.

Все образцы разрушились по вертикальным сечениям (см. рис. 1). Плита П-1 в зоне размещения анкеров напрягаемой арматуры не имела объемлющих каркасов и к моменту исчерпания несущей способности в бетоне в этих местах образовалась развитая сетка трещин. Вследствие проскальзывания анкеров ее несущая способность ниже на 8...11%. Разрушение плит произошло при изгибающем моменте 1040...1071,1 кН·м, достигнутом в наиболее нагруженных сечениях. Теоретическое значение разрушающего момента, подсчитанное по фактической прочности бетона с учетом того, что напряжения в рабочей арматуре к предельной стадии работы достигают условного предела текучести, составило 1034...1055 кН·м. Это удовлетворительно согласуется с опытными данными.

На рис. 2 в качестве примера представлен график развития прогиба середины пролета плиты П-2 в зависимости от роста усилия на домкрате. До появления трещин каждая плита под нагрузкой работала упруго и ее перемещения можно оценивать на этой стадии работы по методике СНиПа. Первые трещины возникли при усилии, в 1,44 раза превышающем уровень нормативных нагрузок (см. рис. 2). Они образовались при одном уровне нагружения как по середине пролета, так и по концам каналов. Однако с дальнейшим ростом нагрузки трещины по середине пролета развивались по ширине менее интенсивно, чем по концам каналов.

* А. с. 1028809 СССР, МКИ³ E 04 C 3/00. Железобетонная балка / А. И. Мордич, П. В. Золотов, Н. Н. Маркевич, А. Л. Поляков (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 26. — С. 186.
А. с. 1268657 СССР, МКИ³ E 01 D 7/02. E 04 C 3/00. Железобетонная балка / А. И. Мордич, А. С. Залесов, Н. Н. Маркевич, А. Л. Поляков, В. В. Левчик, И. М. Добуш (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 41. — С. 193.

Образцы	Усилие в канате P_{ps} , кН		Прочность бетона, МПа		Изгибающий момент, кН·м	
	контролируемое	установившееся	\bar{R}_b	\bar{R}_{bt}	опытный	расчетный разрушающий
П-1	574	474	31,6	3,0	640,6/963,4	1036
П-2	470	404	29,0	3,0	566,5/1065,0	1034
П-3	574	469	31,5	2,9	636,5/1040,0	1036
П-4	470	414	30,2	3,1	553,2/1071,1	1055

Примечания: 1. Площадь сечения напрягаемой арматуры 18,84, ненапрягаемой (П-4) — 4,52 см². 2. Перед чертой — при образовании трещин, после черты — максимальный при разрушении.

К. М. МАТВЕЕВ, инж. (ГПИ Промстройпроект); В. Н. БАЙКОВ, д-р техн. наук, проф., А. К. ФРОЛОВ, канд. техн. наук, В. А. КОНДРАТЬЕВ, инж. (МИСИ); А. А. КОЗЯРИЕВСКИЙ, инж. (ПО «Железобетон» Главкрасноярскстроя)

Неразрезные преднапряженные ребристые плиты для покрытий

В строительной практике широко применяют покрытия промышленных зданий из сборных унифицированных ребристых плит. Необходимо дальнейшее совершенствование этих конструкций с целью сокращения расхода материальных и трудовых затрат.

В ГПИ Промстройпроект разработана конструкция сборной неразрезной преднапряженной ребристой плиты покрытия П-образного поперечного сечения размерами 3×12 , 3×18 и 3×24 м для шага стропильных конструкций 6 и 12 м. При шаге стропильных конструкций 6 м продольные ребра имеют высоту 200 мм для плит 3×12 м и 200...250 мм для плит 3×18 м, при шаге стропильных конструкций 6 и 12 м для плит 3×24 м соответственно 200 и 300 мм. Поперечные ребра высотой 150 мм расположены с шагом 3 м; полку выполняют в виде впарушенного свода, снабженную вутами на контуре. Опалубочные чертежи плиты размером 3×12 м представлены на рис. 1.

Рассмотрены различные варианты армирования продольных ребер, включая смешанное и с отогнутой арматурой. Рабочие чертежи разработаны под нагрузку $3,8...9,8$ кН/м². Плиты изготавливали из тяжелого бетона классов В45... В60 с напрягаемой арматурой продоль-

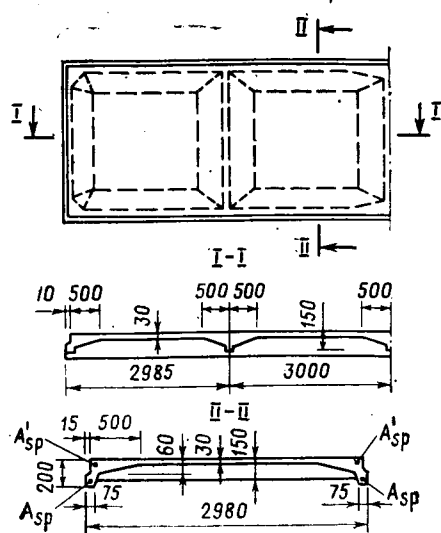


Рис. 1. Неразрезная плита покрытия размером 3×12 м (шифр 2021-152)

ных ребер из стали классов А-IIIв, А-IV, А-V с механическим способом натяжения на силовую форму. В некоторых вариантах конструктивного решения плит полка снабжена напрягаемой арматурой ($8...12 \text{ } \varnothing 5 \text{ Вр-II}$), что способствует более равномерному включению ее в работу, отодвигает момент трещинообразования, стабилизирует положение сетки в момент бетонирования.

Наибольшее снижение расхода материалов отмечено в плитах, объединенных между собой в единую неразрезную систему. Для создания неразрезности смежных плит в продольном направлении верхнюю арматуру у торцов продольных ребер следует соединять арматурными коротышками или накладками (рис. 2). Верхние опорные уголки приваривают к напрягаемым стержням в процессе их заготовки в заводских условиях. Зазоры между торцами плит заполняют бетоном на мелком заполнителе.

Экспериментально-теоретические исследования таких плит при действии внешней нагрузки, проведенные МИСИ совместно с ГПИ Промстройпроект и НИИЖБом выявили специфические особенности их работы. Рассматриваемая конструкция представляет собой неразрезную многопролетную пространственно-деформируемую систему, определение усилий в которой связано с учетом их перераспределения не только за счет изменения жесткостных параметров сечений, но и влияния податливости сборных узлов. Разработанный расчетно-теоретический метод определения податливости стыковых соединений [1] позволяет с достаточной степенью точности выявить ее влияние на распределение изгибающих моментов в системе, проанализировать податливость основных элементов узла. Степень податливости узлового соединения зависит от конструктивного решения и от действующей внешней нагрузки; снижение изгибающего момента в стадии эксплуатации составляет 5...7%.

Исследование подтвердило целесообразность учета постадийной схемы приложения внешней нагрузки. На рис. 3 представлена принципиальная схема постадийного нагружения системы собст-

венным весом и внешней нагрузкой, где рассмотрено несколько этапов загрузки. Принята предпосылка, согласно которой плита, установленная на опоры с одинаковыми отметками, может одновременно коснуться промежуточных опор только в том случае, когда выгиб системы от сил предварительного обжатия будет погашен долей собственного веса плиты, работающей как однопролетная балка пролетом $2l$. В зависимости от степени обжатия доля погашения собственного веса для плит 3×12 м составляет 0,28...0,6 для нагрузок $3,8...9,8$ кН/м². После опирания плиты на

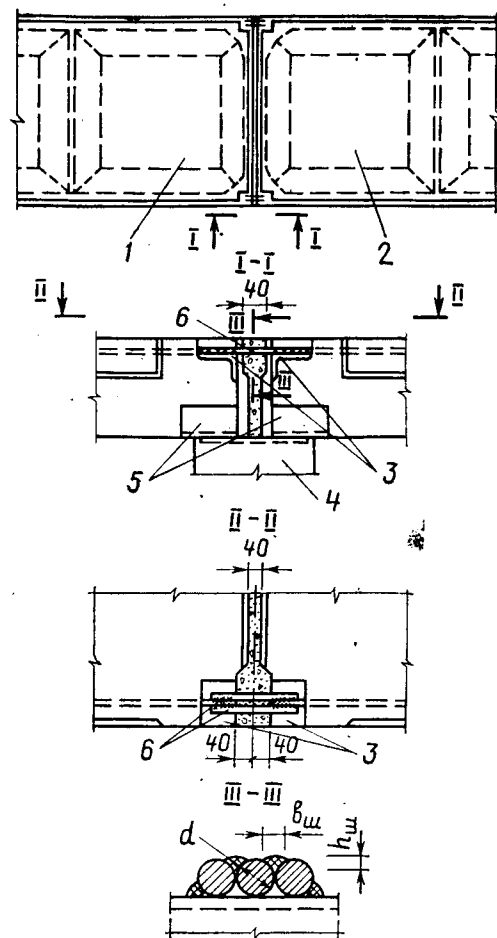


Рис. 2. Стыковое соединение неразрезных плит

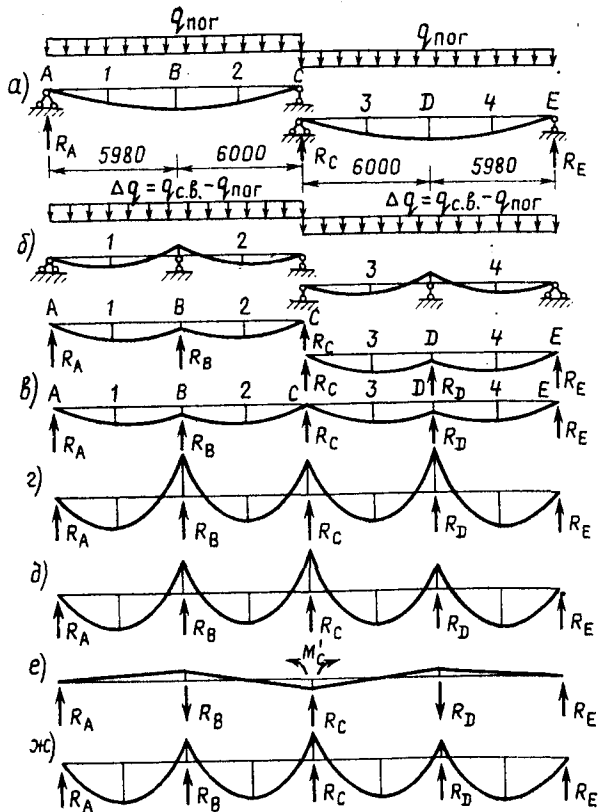
1 — плита № 1; 2 — плита № 2; 3 — верхние уголки $L 125 \times 70 \times 8$; 4 — стропильная конструкция; 5 — нижние опорные уголки $L 160 \times 100 \times 10$; 6 — арматурные коротышки; $e_{III} = 0,5d \geq 8$ мм; $h_{III} = 0,25d \geq 4$ мм

все опоры и на оставшуюся долю собственного веса плита работает как неразрезная двухпролетная балка. Объединение плит в единую систему приводит к созданию расчетной схемы в виде неразрезной многопролетной балки с соответствующим распределением изгибающих моментов от постоянной и временной нагрузок. Степень распределения моментов в предельном состоянии и в стадии эксплуатации неодинакова. Отсюда следует, что расчет по второй группе предельных состояний следует уточнять, используя истинное распределение на стадии эксплуатации по [2]. Расчетная схема плиты в стадии транспортирования и монтажа должна быть аналогична схеме ее работы в стадии эксплуатации. Это достигается соответствующим расположением монтажных петель и установкой деревянных прокладок. Для транспортирования неразрезных плит размером 3×12 можно использовать те же транспортные средства, что и для типовых плит 3×12 м, а для плит 3×18 и 3×24 м — средства для перевозки крупногабаритных плит, либо панели- и фермовозы с установкой изделий в положение «на ребро».

Для подтверждения теоретических предположений расчета на ПО «Железобетон» Главкрасноярскстроя были изготовлены плиты по шифру 2021—152 и выполнено исследование работы фрагмента диска покрытия, состоящего из двух неразрезных плит размером 3×12 м с промежуточными опорами через 6 м, под временную нагрузку 6,8 кН/м².

В плите № 1 продольная рабочая арматура в ребрах принята из стали класса А-IIIв (в нижней и верхней зонах — по 2 Ø 22 с $A_s=7,6$ см²). Преднапряжение в полке плиты отсутствовало. В плите № 2: в нижней зоне ребер 2 Ø 20 А-IIIв с $A_s=6,28$ см², в верхней зоне над опорами — 2 Ø 16 А-III (без преднапряжения) с $A_s=4,02$ см²; полка плиты снабжена напрягаемой проволочной арматурой 6 Ø 5 Вр-II с $A_s=1,18$ см². Натяжение проведено тяговым домкратом поочередно в обоих ребрах, до усилия 395 кН на ребро для плиты № 1 и 164 кН на ребро для плиты № 2. Проволочную арматуру в полке плиты № 2 (6 Ø 5 Вр-II с шагом 500 мм) натягивали механическим способом поштучно для усилия 19 кН. Бетонирование осуществляли формовочной машиной с уплотнением на вибростенде. Для определения прочностных и деформативных свойств бетона были изготовлены шесть кубов и три призмы. Изготовленные плиты подвергали термообработке. Кубиковая прочность бетона при распалубке составила для плиты

Рис. 3. Принципиальная схема поэтапного нагружения двух неразрезных плит собственным весом и внешней нагрузкой а — эпюра M от части собственного веса $q_{\text{пос}}$, способного погасить выгиб плиты; б — то же от оставшейся части собственного веса Δq ; в — окончательная эпюра M от собственного веса; г — эпюра M от внешней эксплуатационной нагрузки; д — суммарная эпюра M ; е — эпюра M от действия момента обратного знака из-за податливости стыкового соединения; ж — окончательная эпюра M при учете податливости стыка



№ 1 38,7...44,2; для плиты № 2 — 39,2...41,1 МПа. На момент испытания бетон имел следующие прочностные и деформативные характеристики: для плиты № 1 — $\bar{R}_m=41,45$; $R_b=28,5$; $E_b=30885,8$ МПа; для плиты № 2 — $\bar{R}_m=43,4$; $R_b=41,65$; $E_b=30516,6$ МПа. Для стержневой и проволочной арматуры, испытанной ранее, приняты усредненные характеристики.

Отпуск арматуры осуществляли путем резки стержней дуговой сваркой, после чего производили распалубку. Визуальный осмотр плит после распалубки и снятия с форм показал отсутствие каких-либо технологических трещин.

Смонтированные плиты объединяли путем приварки к их закладным деталям арматурных коротышей диаметром 22 мм из стали класса А-III и заполнения шва раствором. Условия закрепления плит моделировали в соответствии с реальным их закреплением в системе диска покрытия.

Испытания проводили на действие статической равномерно распределенной кратковременной нагрузки. Нагружение выполняли штучными бетонными грузами размером 0,4×0,4×1,1 м весом в среднем 4,0 кН. Нагрузку прикладывали к плите в 64 точках в пределах площади 3×3 м² с помощью распределительной системы, состоящей из деревянных подушек и брусьев.

Нагружение осуществляли ступенями, каждая из которых соответствовала

примерно 0,1 контрольной разрушающей нагрузки при проверке прочности и трещиностойкости и 0,2 контрольной нагрузки при проверке жесткости. После каждого этапа нагружения плиты выдерживали под нагрузкой не менее 10 мин при проверке прочности и не менее 30 мин при проверке жесткости. Анализ трещинообразования в плитах фрагмента показал, что первые трещины в продольных ребрах с шириной раскрытия 0,05 мм образовались в середине каждого из пролетов на шестом этапе нагружения при нагрузке 5,9 кН/м², что больше нормативной, равной 5,3 кН/м². Теоретическая ширина раскрытия трещин в четвертом пролете (плита № 2) составила 0,0555 мм. После выдержки в течение 10 ч под временной нагрузкой шестого этапа заметного увеличения ширины раскрытия трещин не зафиксировано. В поперечных ребрах первые трещины с шириной раскрытия 0,05 мм, протяженностью наполовину высоты ребра были обнаружены на четвертом этапе нагружения. Максимальная ширина их раскрытия вплоть до разрушения плиты не превышала 0,1 мм, что меньше допустимого значения. В полке плиты трещины появились только на восьмом этапе нагружения с шириной раскрытия 0,25 мм. В дальнейшем они появились по всему полю, однако при разрушении плиты ширина их раскрытия не превышала 0,3 мм. Теоретическое значение ширины раскрытия трещин получе-

но по изгибающему моменту в пролете, вычисленному с учетом перераспределения и податливости стыкового соединения. Изгибающие моменты в пролете от нагрузки шестого этапа составили в упругой стадии — 54,53 кН·м; $M_{сгс} = 46,7$ кН·м; момент с учетом перераспределения — 51,5 кН·м.

Прогибы фиксировали на всех этапах загрузки путем отсчета по прогибомерам Максимова. Экспериментальное значение прогиба на шестом этапе загрузки внешней нагрузкой составило (в пролете) $f = 0,98$ см, теоретическое — $f = 1,085$ см. Нагружение фрагмента было доведено до 14 этапа, нагрузка на котором в 1,2 раза превышала расчетную. Дальнейшего нагружения не производили, и фрагмент до стадии разрушения доведен не был.

Как показали результаты экспериментального исследования, податливость стыкового соединения на всех этапах загрузки была незначительной и в стадии эксплуатации может быть оценена коэффициентом 0,9. Стыковое соединение обеспечивает условие неразрезности системы фрагмента.

Для оценки целесообразности принятых конструктивных решений неразрезных плит покрытия размерами 3×12, 3×18, 3×24 м их сопоставляли с типовыми плитами размерами 3×6 и 3×12 м. Результаты показали, что использование неразрезных плит размером 3×24 м при шаге стропильных конструкций 12 м снижает расход бетона до 22%, трудоемкость работ на монтаже до 34%, приведенные затраты — до 5%.

Выводы

Техническое решение неразрезных сборных преднапряженных ребристых плит покрытия является прогрессивным, так как отвечает требованиям экономии материалов при одновременном снижении трудозатрат на производство и монтаж. Улучшаются конструктивные, эксплуатационные качества кровельных плит: увеличивается жесткость диска покрытия, появляется возможность целесообразного регулирования распределением опорных и пролетных моментов. Опалубочные размеры плит покрытия приняты обоснованно и позволяют проектировать конструкцию под широкий диапазон внешней нагрузки при различных схемах армирования продольных ребер с соблюдением требований норм по первой и второй группам предельных состояний.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков В. П., Фролов А. К. Анализ деформативности узлового соединения ригелей с колоннами // Бетон и железобетон. — 1978. — № 2. — С. 26—29.
2. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1976. — 174 с.

Бетоны

УДК 691.327:66.04

И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, д-р техн. наук, проф. (ВНИПИТеплопроект); Г. А. АЙРАПЕТОВ, д-р техн. наук, проф., Х. С. ШАХАБОВ, канд. техн. наук (Грозненский нефтяной ин-т); С.-А. Ю. МУРТАЗАЕВ, канд. техн. наук (Чечено-Ингушагропромстрой)

Влагодотери различно ориентированных поверхностей бетона в процессе гелиотермообработки

При изготовлении бетона по гелиотехнологии необходимо учитывать его влагодотери. Имеются данные многочисленных исследований различных авторов по влиянию влагодотери на свойства бетона и зависимости характера влагодотери от состава бетона, внешних условий, режима выдерживания и т. д. [1], которые, однако, относятся только к каким-то конкретным условиям.

Исследованиями ВНИПИТеплопроект и Грозненского нефтяного института установлены некоторые общие закономерности и отличительные особенности процессов массоотдачи горизонтальных и вертикальных поверхностей тяжелого бетона, выдерживаемых под светопрозрачными покрытиями с использованием энергии солнечной радиации.

Изучали влияние толщины воздушной прослойки между покрытием и поверхностью бетона и площади поверхности конденсации влаги на влагодотери тяжелого бетона, а также влияние последних на прочность бетона в возрасте 28 сут.

Эксперименты проводили на бетонах классов В15, В30 и В40 с использованием в качестве вяжущего портландцементов М400 и М500 Старооскольского и Чечено-Ингушского цементных заводов.

Толщина воздушной прослойки, мм	Суммарные влагодотери, % воды затворения	Отношение площади поверхности конденсации влаги к площади поверхности испарения
0	2,5	1,0
20—25	7,2	1,0
50—55	7,7	1,0
100—105	8,5	1,0
200—210	15,1	1,0
50—55	12,6	1,5—1,6
100—105	21,0	2,0—2,2
200—210	32,0	4,0—4,4

Из бетона изготовляли образцы размером 400×400×100 с горизонтальной неопалубленной поверхностью 400×400 мм и 1000×200×80 с вертикальной неопалубленной поверхностью 1000×200 мм. После гелиотермообработки до испытаний на прочность образцы выдерживали в нормальных условиях. Имитацию нестационарного радиационного потока бетонных поверхностей осуществляли на экспериментальном гелиостенде [2]. Для определения влагодотери образцы взвешивали на рычажных весах ВЛТ-50-1 с точностью ±270 мг.

Исследования показали, что для горизонтальных поверхностей изменение толщины воздушной прослойки между светопрозрачным покрытием и поверхностью бетона от 5 до 20 см не влияет на влагодотери, составляющие 5...8%. Это объясняется тем, что воздух такой прослойки быстро насыщается влагой и ограничивает дальнейшее ее испарение из бетона. Влага, уходящая из насыщенного парами воздуха прослойки, путем конденсации на пленке попадает в виде капель на горизонтальную поверхность бетона и вновь участвует в процессе насыщения воздушной прослойки.

Однако такой самоуравновешивающийся процесс нарушается при появлении любой неплотности, соединяющей воздушную прослойку с внешней средой (небольшое отверстие в пленке или неплотности между покрытием и бетоном). Установлению такого равновесия препятствует и наличие вертикальных поверхностей конденсации.

Влияние толщины воздушной прослойки для вертикальных поверхностей бетона весьма специфично (см. таблицу). Математической обработкой экспериментальных данных получена зависимость

$$\mu = 4,15 + 0,548, \quad (1)$$

Где u — влагопотери бетона в процессе выдерживания; δ — толщина воздушной прослойки.

Необходимо отметить, что $\delta=0$ не означает прижимания пленки к бетону. Как видно из рис. 1, данные расчета по формуле (1) хорошо совпадают с результатами экспериментов.

Зависимость (1) показывает, что с увеличением толщины воздушной прослойки пропорционально растут влагопотери с вертикальной поверхности бетона. Это обусловлено тем, что, во-первых, с увеличением толщины воздушной прослойки растет конвективный перенос влаги с поверхности бетона на поверхность конденсации, и, во-вторых, при вертикальных поверхностях (в отличие от горизонтальных) конденсирующаяся на светопрозрачном покрытии влага стекает, не попадая обратно на поверхность бетона.

Исследовали также влияние на влагопотери бетона площади поверхности конденсации влаги, представляющей собой площадь поверхности светопрозрачного покрытия, контактирующего с воздушной прослойкой, температура которого ниже температуры бетона. При этом равенство площадей испарения и конденсации, т. е. равенство отношения этих площадей (см. таблицу) обеспечивалось поддержанием на боковой поверхности светопрозрачного покрытия путем ее подогрева до температуры, равной температуре поверхности бетона изделия. Различные соотношения этих же площадей определялись конструкцией покрытия в зависимости от изменения толщины воздушной прослойки (а соответственно и изменения площади боковой поверхности покрытия без подогрева).

Увеличение поверхности конденсации интенсифицирует отток влаги из воздушной прослойки и увеличивает влагопотери бетона.

Влагопотери зависят от места расположения зон нарушения герметичности воздушной прослойки для вертикальных поверхностей, в отличие от горизонтальных. Эксперименты показали, что чем выше расположена такая зона в воздушной прослойке, тем больше растут потери влаги бетоном. Так, зона неплотности, расположенная в самом низу воздушной прослойки, интенсифицирует массоотдачу бетона за счет снижения ее влагонасыщения. Неплотности, расположенные выше, помимо отмеченного действия способствуют также конвективным потерям влаги из части воздушной прослойки, расположенной ниже данной зоны нарушения герметичности. Это следует учитывать при выборе конструкции светопрозрачного приспособления для

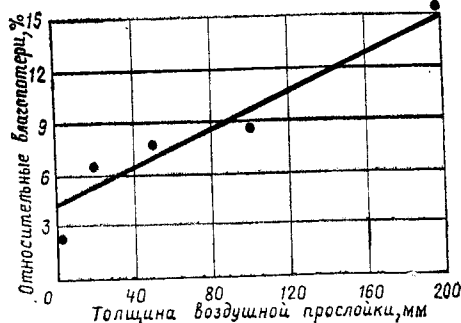


Рис. 1. Влияние толщины воздушной прослойки на относительные влагопотери бетона — теоретическая зависимость

гелиотехнологии с вертикальными поверхностями влагоотдачи бетона.

Исследованиями установлены различия негативного влияния на прочность бетона влагопотерь с вертикальных и горизонтальных поверхностей. Для прочности бетона на сжатие в возрасте 28 сут R_{28} при вертикальных поверхностях влагоотдачи получена зависимость

$$\frac{R_{28}}{R_{28}^{н.т}} 100\% = 105,5 - 0,97u, \quad (2)$$

где $R_{28}^{н.т}$ — марочная прочность бетона. Аналогичная зависимость, установленная [3] для горизонтальной неопалубленной поверхности бетона, при $u > 10\%$ имеет вид

$$\frac{R_{28}}{R_{28}^{н.т}} 100\% = 106,2 - 0,623u. \quad (3)$$

Зависимости (2) и (3), а также данные рис. 2 показывают, что проявления последствий влагопотерь тяжелого бетона с вертикальных и горизонтальных неопалубленных поверхностей различны. При этом влагопотери до 6...8% с вертикальных поверхностей практически не

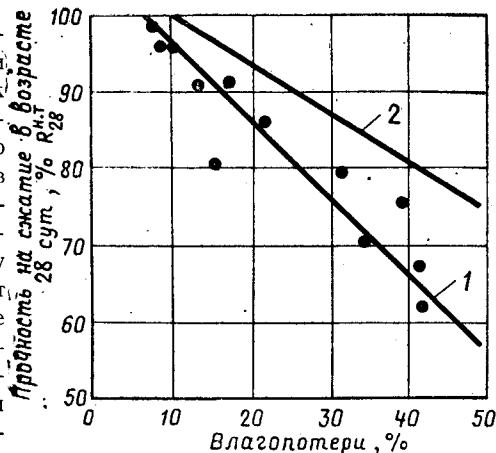


Рис. 2. Влияние влагопотерь на прочность бетона в возрасте 28 сут 1 — при вертикальных неопалубленных поверхностях бетона; 2 — то же при горизонтальных

влиять на прочность бетона. Можно считать, что, как и для горизонтальных поверхностей бетона [2], влагопотери с вертикальных поверхностей до 10% начального водосодержания бетонной смеси не приводят к ощутимым потерям прочности бетона и можно принять зависимость (2), как и (3), работающей при влагопотерях более 10%, т. е. при $u \leq 10\%$ $R_{28} \approx R_{28}^{н.т.}$. При влагопотерях более 10% в образцах с вертикальными неопалубленными поверхностями более резко, чем при горизонтальных поверхностях, падает прочность бетона.

Это может быть следствием того, что при вертикальных неопалубленных поверхностях влага перемещается к поверхности массоотдачи перпендикулярно направлению укладки слоев бетонной смеси, т. е. совпадает с поверхностями, разделяющими эти слои. Это ведет к суммированию отрицательных последствий как от влагопотерь, так и от неизбежных неоднородности слоев уложенной бетонной смеси, разной их уплотненности, расслоения бетонной смеси и др.

Выводы

При гелиотермообработке протекание процессов влагопотерь и их влияние на прочность бетона при горизонтальных и вертикальных поверхностях влагоотдачи различно. При горизонтальных неопалубленных поверхностях изменение толщины воздушной прослойки между поверхностью бетона и светопрозрачным покрытием от 5 до 20 см практически не влияет на суммарные влагопотери, а при вертикальных — они прямо пропорциональны толщине воздушной прослойки. Влагопотери с вертикальных поверхностей более отрицательно воздействуют на прочность тяжелого бетона, чем с горизонтальных.

Увеличение площади поверхности конденсации влаги в воздушной прослойке между светопрозрачным покрытием и поверхностью бетона приводит к значительному росту влагопотерь. При вертикальных поверхностях влагоотдачи тяжелого бетона, как и при горизонтальных, влагопотери до 10% начального водосодержания практически не снижают прочности бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Заседаев И. Б., Петров-Денисов В. Г. Тепло- и массоперенос в бетоне специальных промышленных сооружений. — М.: Стройиздат, 1973. — 167 с.
- Муртазаев С.-А. Ю., Малороев М. М., Мазманян П. В. Нестационарный радиационный режим поверхностей и его имитация на стенде «Солнце»//Технология, расчет и проектирование железобетонных конструкций: Сб. науч. трудов. — М.: НИИЖБ. — 1986. — С. 69—73.
- Крылов Б. А., Айрапетов Г. А., Шахабов Х. С. Влияние влагопотерь на свойства и структуру тяжелого бетона//Бетон и железобетон. — 1981. — № 11. — С. 16—17.

УДК 666.97.033.1

Ю. А. ГОГОЛЕВ, канд. техн. наук (Горьковский завод ЖБК № 5);
С. Д. ЗИЛЬБЕРБЕРГ, канд. техн. наук (Ин-т повышения квалификации
Минсеззапстроя СССР)

Радиальное прессование железобетонных колец

Горьковский завод ЖБК № 5 первым в стране освоил технологию радиального прессования железобетонных труб [1]. Однако до последнего времени кольца смотровых колодцев изготавливали методом виброформования с немедленной распалубкой, который, несмотря на простоту и небольшие затраты на внедрение, отличается низким качеством изделий, невысокой производительностью и большими затратами ручного труда. В связи с этим производство колец было переведено на более прогрессивную технологию радиального роликового прессования с учетом опыта, накопленного при эксплуатации станков для изготовления колец конструкции Гипростроммаша СМЖ-542, представляющих собой уменьшенную копию трубоформовочных станков СМЖ-329 [2]. Эти станки громоздки, сложны и ненадежны в эксплуатации и обслуживании, имеют много конструктивных недостатков [3].

На заводе был спроектирован и изготовлен станок собственной конструкции для изготовления колец (см. рисунок). Он представляет собой малогабаритную установку, оборудованную питателем бетонной смеси и самоходной тележкой с установленным на ней многоместным сменным поддоном, рассчитанным на одновременное изготовление серии из трех колец с немедленной распалубкой в разъемной термоформе. Форма стационарно смонтирована на раме станка П-образной конструкции в направляющих, в которых размещена также траверса с механизмом вращения и закрепленной на конце вертикально-подвижного приводного вала роликовой головки. Последняя перемещается вдоль формуемого изделия с помощью траверсы и лебедки грузоподъемностью 1 т. Форма оборудована загрузочной воронкой и тягами соединена с траверсой, что обеспечивает ее вертикальное перемещение на 50...100 мм относительно верхней плоскости самоходной тележки. Механизм вращения состоит из фланцевого двигателя мощностью 50 кВт и трехступенчатого односкоростного редуктора, обеспечивающего вращение приводного

вала роликовой головки с частотой 70 об/мин. Кольца формируются при скорости подъема роликовой головки 0,8...1,2 м/мин. Управление станком осуществляется оператором с пульта, смонтированного на раме.

Такая конструкция станка позволила значительно уменьшить его габариты и

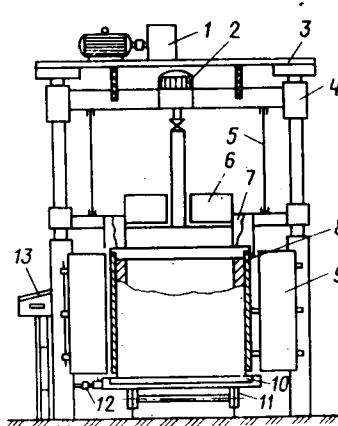


Схема станка конструкции завода ЖБК № 5 для изготовления колец методом радиального прессования
1 — механизм вертикальных перемещений; 2 — механизм вращения; 3 — рама; 4 — подъемная траверса; 5 — тяги; 6 — роликовая головка; 7 — загрузочная воронка; 8 — упорный фиксатор; 9 — термоформа; 10 — сменный многоместный поддон; 11 — самоходная тележка; 12 — конечный выключатель; 13 — пульт управления

Таблица 1

Показатели	Станок СМЖ-542	Установка колец конструкции завода ЖБК № 5
Диаметр формуемых колец, мм	700, 1000, 1500	1000
Производительность при производстве колец диаметром 1000 мм, шт/ч	20	24
Установленная мощность, кВт	91,4	50
Габарит, мм	8895×5900×6000	6000×2500×4100
Масса, т	36	4,1
в том числе комплектов оснастки для колец диаметром 1000 мм	6,5	2,0
без комплектов оснастки и запасных инструментов	16,5	2,1

металлоемкость по сравнению со станком СМЖ-542 при сохранении производительности и меньшей установочной мощности (табл. 1). Небольшие габариты станка позволили разместить и смонтировать его на действующей типовой линии радиального прессования, спроектированной Гипростроммашем, без остановки производства за счет более рационального использования производственных площадей.

Кольца формируют в следующей последовательности. Очищенный и смазанный многоместный поддон мостовым краном устанавливают на самоходную тележку и подают к станку под нижний торец формы, находящейся, как и роликовая головка, в крайнем верхнем положении. Затем открывают борта формы, устанавливают арматурный каркас на многоместный поддон, борта формы закрывают и устанавливают вкладыши для образования строповочных отверстий. Включается лебедка, и форма с помощью траверсы устанавливается на поддон, при этом роликовая головка опускается в крайнее нижнее положение и траверсой фиксирует на форме загрузочную воронку. Одновременно в форму подают теплоноситель с температурой 150...200°C. Оператор включает привод вращения головки и питатель для подачи бетонной смеси в форму, которая, попадая на распределительный диск роликовой головки, центробежной силой отбрасывается к стенкам термоформы, где происходят ее форсированный разогрев и прессование уплотняющими роликами под давлением 0,3...1,0 МПа на 1 см², обеспечивающим мгновенную прочность бетона 0,1...0,5 МПа. Одновременно головка калибрует и шлифует внутреннюю поверхность кольца, совершая винтовое поступательное движение вдоль формуемого изделия [4], а свежееформованная часть кольца продолжает прогреваться термоформой. Высокая начальная прочность бетона и непродолжительность нахождения кольца в форме (1...3 мин) исключают образование температурных деформаций, растрескивание бетона и выпаривание из него воды, идущей на гидратацию. Такое техническое решение обеспечивает равномерность разогрева смеси как по толщине стенки, так и по высоте формуемого изделия. Качество уплотнения смеси роликовой головкой контролируется по нагрузке тока на приводе вращения с помощью амперметра, показатели которого подбираются эмпирическим путем для каждого конкретного состава бетонной смеси в зависимости от режимов формования и составляют 50...150 А.

После изготовления серии из трех колец многоместный поддон вместе со

свежеотформованными изделиями на самоходной тележке поступает в зону действия мостового крана, где с помощью траверсы снимается и подается на пост естественной выдержки, а на тележку устанавливают следующий многоместный поддон, предварительно очищенный и смазанный. Затем все операции по изготовлению колец повторяются.

Использование термоформы для формованного разогрева бетонной смеси в технологии радиального прессования, где применяют особо жесткие, с низким В/Ц смеси, позволило отказаться от камер тепловлажностной обработки и перейти на естественную выдержку колец в течение 1...3 сут в зависимости от температуры окружающей среды и отпускной прочности изделий. Внедрение данной технологии позволило в 10 раз снизить расход пара на 1 м³ колец. Из табл. 2 видно, что переход от виброфор-

Таблица 2

Показатели	Способ формования колец	
	вибрование	радиальное прессование
Расход материалов, кг/м ³		
портландцемента М400	328	280
щебня фракции Б...20 мм	1000	300
песка с $M_k = 2,1$	804	1740
воды	197	90
пластификатора ЛСТ	0,7	0,5
Расход электроэнергии, кВт·ч/м ³	2,4	0,9
Расход пара на ТВО, Гкал/м ³	0,659	0,04
Себестоимость 1 м ³ колец, р.	73,3	62,2
Число обслуживающего персонала в смену	3	1

мования к радиальному прессованию позволил заводу сократить численность рабочих, занятых на производстве колец, и снизить себестоимость их изготовления.

Сравнение технико-экономических показателей станка конструкции завода ЖБК № 5 с серийно выпускаемым СМЖ-542 позволяет рекомендовать его к широкому внедрению в производство.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Опытное производство радиально-прессованных труб на НЦЮ. А. Гоголев, И. М. Дробященко, В. С. Широков, К. А. Маврин/Бетон и железобетон. — 1983. — № 1. — С. 26—27.
- Казарин С. К., Пономарев В. П. Оборудование для производства безнапорных труб и колец методом радиального прессования. — М.: ЦНИИЭСтроймаш, 1982. — С. 44. — Обзор. информ./ЦНИИЭСтроймаш.
- Гоголев Ю. А., Белянин В. В., Широков В. С. Производство безнапорных железобетонных труб способом радиального прессования на ЖБК № 5 в г. Горьком. — М.: ВНИИЭСМ, 1980. — С. 21—25. — (Реф. сб./ВНИИЭСМ: Сер. 3. — Вып. 1)
- Казарин С. К., Гоголев Ю. А. Повышение долговечности роликковых головок трубоформовочных станков/Строительные и дорожные машины. — 1986. — № 4. — С. 20—21.

Арматура

УДК 691.87:691.714

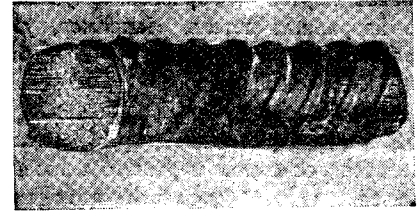
Ф. И. МАШЛЕНКО, канд. техн. наук (НИИЖБ); Д. П. ХРОМОВ, В. М. ГОРИЦКИЙ, кандидаты техн. наук (ЦНИИпроектстальконструкция)

Причины разрушений монтажных петель из арматурной стали ЮГТ

Сталь ЮГТ класса Ас-II по ГОСТ 5781—82 предназначена для изготовления арматуры, эксплуатируемой в условиях низких температур [1]. Однако на стройплощадках и заводах ЖБИ отмечалось хрупкое разрушение монтажных (подъемных) петель из этой стали, даже при нулевой и положительной температурах. Об этом свидетельствовали как кристаллический вид излома, так и полное отсутствие признаков макропластической деформации (излом плоский, без вязких утяжек по периметру) (см. рисунок).

Для выяснения причин хрупкого разрушения и повышения надежности арматурной стали ЮГТ исследовали пять партий арматуры (периодический профиль № 14, 18, 20) из горячекатаной стали ЮГТ, изготовленной Западно-Сибирским металлургическим комбинатом. Стали А, Б, Г и Д получены с заводов ЖБИ после хрупкого разрушения изготовленных из них петель. Химический состав и механические свойства стали ЮГТ приведены в табл. 1, 2.

Из табл. 1 видно, что в сталях Б, Г и Д содержание азота превышало максимально допустимое ГОСТом значение, в остальном соответствовало ГОСТ 5781—82. Механические свойства и ударная вязкость удовлетворяли требованиям ГОСТ 5781—82, за исключением сталей А и Д1, для которых ударная вяз-



Характерный излом петли, разрушившейся при монтаже

кость при —60°С оказалась ниже гарантируемого уровня. Сталь А имела ферритно-перлитную структуру с 8,7% бейнита, а сталь Д1 — ферритно-перлитную. Эти структуры свойственны и сталям Б, В и Г, по уровню ударной вязкости соответствующих требованиям ГОСТа.

Таблица 2

Условное обозначение стали	№ профиля	R _{0,2} , МПа	σ _B , МПа	Относительное удлинение δ ₅ , %	Ударная вязкость KCU _{50°} , МДж/м ²
А	18	390	470	34	0,2
Б	14	345	475	37	1,8
В	20	350	505	—	1,5
Г	20	365	—	53	1,0
Г1	20	—	460	—	2,2
Д	18	340	—	—	0,1
Д1	18	—	—	—	—

Таблица 1

Требования ГОСТ и условные обозначения стали (партии)	Содержание элементов, %										
	C	Mn	Si	Cr	Ti	Al	S	P	Cu	N	Ti/N
По ГОСТ 5781—82	0,13	1,00—1,40	0,45—0,65	≤0,30	0,015—0,035	0,02—0,05	0,040	0,030	0,030	0,008	—
предельные отклонения	0,03	0,10	0,05	0,05	±0,01	—	0,005	0,005	0,050	—	—
А	0,15	1,18	0,55	0,05	0,04	0,05	0,018	0,026	0,096	0,008	4,4
Б	0,09	1,22	0,57	0,05	0,04	0,03	0,016	0,022	0,082	0,010	3,9
В	0,06	1,17	0,50	—	0,02	—	0,021	0,020	—	—	—
Г	0,10	1,21	0,55	0,04	0,03	0,02	0,026	—	0,110	0,013	2,0
Г1	0,12	1,28	0,58	0,04	0,03	0,02	0,037	0,032	0,120	0,017	1,7
Д	0,05	1,11	0,54	0,03	0,03	0,01	0,018	0,019	0,099	—	—

Примечание. Цифра 1 после буквы означает, что металл соответствующей партии взят непосредственно из разрушившейся при эксплуатации петли.

Таким образом, хрупкое разрушение петель из стали 10ГТ не обязательно связано с нарушением требований ГОСТа к механическим свойствам.

Наличие бейнитной составляющей в структуре стали, вероятность образования которой повышается при увеличении содержания углерода, снижает сопротивление стали разрушению. Следовательно, целесообразно ограничить максимальное содержание углерода в стали 10ГТ, исключив из ГОСТ 5781—82 допускаемые плюсовые отклонения.

Установлены случаи различия механических свойств и структуры металла основной партии и образцов, вырезанных из аварийных петель. Например, ударная вязкость стали Д1 при -60°C была меньше нормируемого значения $0,5 \text{ МДж/м}^2$ и существенно меньше $2,2 \text{ МДж/м}^2$, определенной при испытании металла основной партии. Пониженное значение ударной вязкости (хотя и выше требований ГОСТа) отмечалось и при испытании материала петли Г1. Кроме того, при металлографическом исследовании в стали Г1 обнаружено повышенное содержание ($0,43\%$) нитридов титана вместо $0,014\%$ в металле партии. Возможно, что микролегирование стали титаном при его неравномерном распределении вызывает неоднородность механических свойств по длине стержня. Следовательно, необходимо учитывать возможность существенной вариации механических свойств, в том числе сопротивления хрупкому разрушению по длине проката.

Анализируя результаты металлографических исследований и данные, представленные в табл. 1, 2, можно выделить факторы, снижающие сопротивление хрупкому разрушению. В сталях с отношением $\text{Ti}/\text{N} > 3,42$ избыточное количество титана (сверх стехиометрического, необходимого для образования TiN) вызывает дисперсионное упрочнение и резко уменьшает сопротивление разрушению [2]. Следовательно, в сталях, содержащих в соответствии с требованиями ГОСТа $< 0,008\%$ N, количество титана не должно превышать $0,027\%$. С учетом возможности образования оксидов в некоторых случаях допустимо увеличение содержания титана до $0,030...0,035\%$.

В сталях с $\text{Ti}/\text{N} < 3,42$ снижение сопротивления разрушению связано с твердорастворным упрочнением ферритной матрицы азотом [2].

Повышение содержания азота в сталях группы I ($\text{Ti}/\text{N} > 3,42$), или титана в сталях группы II, увеличивает количество крупных ($\geq 1 \text{ мкм}$) нитридов титана. Появление первых частиц способствует образованию микроразрывов на ранних

стадиях деформирования матрицы [3] и, таким образом, препятствует зарождению в окружающем объеме хрупких трещин и повышает сопротивление разрушению [4]. Дальнейшее повышение объемной доли f_{TiN} нитридов титана резко снижает сопротивление разрушению [5]. Следовательно, существует некоторое оптимальное значение f_{TiN} , которое зависит от прочности и пластичности матрицы, наличия других неметаллических включений, температуры и скорости нагружения и др. В нормализованных сталях типа 06...14Г2АФ критическая температура хрупкости возрастает при $f_{\text{TiN}} \geq 0,02...0,03\%$. Поэтому целесообразно, во-первых, легировать сталь таким количеством титана, чтобы $\text{Ti}/\text{N} \cong \cong 3,4$, и, во-вторых, контролировать содержание азота в стали по ГОСТ 5781—82.

При стабильном размере ферритного зерна структурные изменения в стали 10ГТ, вызывающие упрочнение, снижают сопротивление разрушению и вызывают необходимость особо строгой проверки свойств стали с высоким уровнем прочности ($\sigma_s > 500...550 \text{ МПа}$).

Критерием, отражающим сопротивление стали 10ГТ хрупкому разрушению, является ударная вязкость при -60°C . Поэтому с целью повышения надежности арматуры следует исключить из ГОСТ 5781—82 примеч. к табл. 8, допускающее по согласованию изготовителя с потребителем не проводить испытания на ударную вязкость арматурной стали класса Ас-II. Отмеченные случаи разрушения петель из стали, механические свойства, которой удовлетворяют требованиям ГОСТа, свидетельствуют о различных условиях испытания и эксплуатации. Так, разрушение ударных образцов типа I по ГОСТ 9454—78 (3 для профилей № 12...14) при -60°C сопровождалось значительной макродеформацией, тогда как на изломах реальных петель следов пластической деформации не обнаружено. При испытаниях образцов типа I, по-видимому, не обеспечивалась достаточная жесткость напряженного состояния. Развитие пластической деформации у основания надреза вызывает образование микроразрывов в самом начале деформирования, инициированных крупными частицами TiN , затрудняя появление хрупких трещин [3, 4]. В связи с этим следует испытывать образцы типа II (13 по ГОСТ 9454—78 для профилей № 12...14). Это согласуется с тем, что при переходе от испытания образцов типа I к II и 19 типам критическая температура хрупкости T_{50} (50% волокна в изломе) повышается для стали В с -55 до -35 и 5°C . Для сталей Г и Д T_{50} составила -55 и -15 , -55 и -5°C

на образцах типов I и II. Следовательно, при наличии на поверхности периодического профиля из стали 10ГТ концентратора (трещины) разрушение даже при нулевой температуре носит в значительной степени хрупкий характер. Различные дефекты и связанные с ними микротрещины на поверхности разрушившихся петель могли образовываться при их гибке и такелажных работах. Кроме того, при изготовлении ударных образцов из стержня не учитывается возможность протекания в холоднугнутых петлях деформационного старения, что дополнительно повышает T_{50} на $20...30^{\circ}\text{C}$.

Выводы

Применение для монтажных петель стали 10ГТ по ГОСТ 5781—82 не исключает их хрупкого разрушения при монтаже. Ввиду высокой чувствительности стали к концентратору напряжений (повышение критической температуры хрупкости T_{50} при переходе от ударных образцов с U-образным надрезом к образцам с V-образным надрезом достигает $40...50^{\circ}\text{C}$) для повышения надежности элементов арматуры из стали 10ГТ против хрупкого разрушения ударную вязкость целесообразно оценивать на образцах с V-образным концентратором.

С целью снижения вероятности хрупкого разрушения металла монтажных петель из стали 10ГТ следует исключить из ГОСТ 5781—82 примеч. 1 к табл. 8, допускающего поставку потребителю арматурной стали класса Ас-II без проведения испытаний на ударную вязкость. Кроме того, необходимо исключить из ГОСТ 5781—82 плюсовой допуск по содержанию углерода и титана и не допускать содержания азота $> 0,008\%$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Механические свойства стали 10ГТ при отрицательных температурах и влияние имитированного цикла сварки на порог хладноломкости/А. П. Гуляев, М. А. Волкова, И. М. Вышванюк и др. — В кн.: Специальные стали и сплавы/Тр. ЦНИИЧМ. — Вып. 77. — М.: Металлургия. — С. 181—187.
2. Smail J. S., Keown S. R., Erasmus L. A. Effect of titanium additions on the strain-aging characteristics and mechanical properties of carbon-manganese reinforcing steels // Metals Technology. — 1976. — N 4. — P. 194—201.
3. Гладштейн Л. И., Горицкий В. М., Евтушенко Н. А. Влияние титана и бора на склонность к коррозионному растрескиванию сталей для высокопрочных болтов // Физико-химическая механика материалов. — 1984. — № 4. — С. 91—95.
4. Горицкий В. М. Связь фрактографических параметров хрупкого излома со структурой термоупрочненной низколегированной стали // Физика металлов и металловедение. — 1982. — Т. 53. — Вып. 2. — С. 315—325.
5. Влияние включений TiN на хрупкое разрушение стали/Гладштейн Л. И., Милевский Р. А., Бекренева И. В. и др. // Проблемы прочности. — 1987. — № 1. — С. 57—62.

УДК 691.327:66.04

М. С. ЭГАМБЕРДЫЕВ, инж. (Бухарский технологический ин-т)

Использование гелиопокрытий при производстве бетонных работ

Сухой жаркий климат неблагоприятно влияет как на технологию бетонных работ, так и на долговечность бетона монолитных конструкций. Под его воздействием изменяются свойства затвердевшего бетона в конструкциях, возникают трещины, развиваются недопустимые деформации. Условия, необходимые для твердения бетона в районах с сухим и жарким климатом, следует создавать сразу же после его укладки в конструкции.

Одним из эффективных методов ухода за бетоном в таких климатических условиях является его гелиотермообработка под светопрозрачными и теплоизолирующими покрытиями. В настоящее время достаточно изучены особенности такой гелиотермообработки сборного железобетона, осуществляемой в гелиоформах с покрытием СВИТАП [1].

В этих условиях не только нейтрализуется действие всех негативных факторов окружающей среды, но и используется солнечная радиация в качестве интенсификатора твердения бетона.

При бетонировании монолитных конструкций гелиотермообработка имеет свою специфику [2], влияние которой на технологию производства работ и конечные свойства бетона практически не изучено. Основной отличительной чертой использования солнечной радиации с естественной плотностью потока для ухода за монолитными конструкциями является возможность применения только однослойного светопрозрачного покрытия и связанное с этим изменение температурных режимов твердеющего бетона, по сравнению с тепловлажностной обработкой под двухслойным покрытием СВИТАП.

Характер кинетики прогрева бетона протяженных контактирующих с грунтом монолитных конструкций, выдерживаемых под однослойным гелиопокрытием, приведен на рис. 1. Разница температур по толщине конструкции не превышает 10°C при подъеме температуры и 6°C при остывании бетона. Максималь-

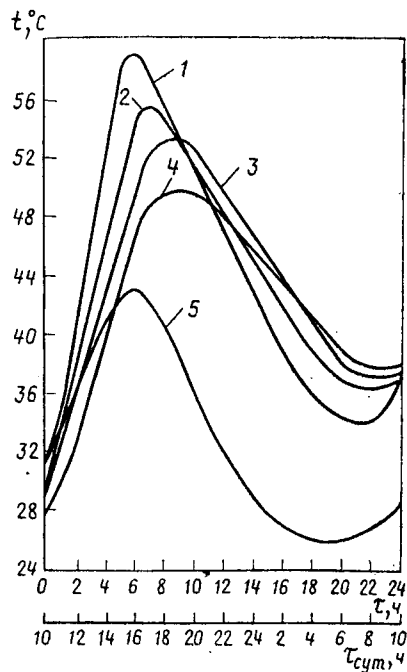
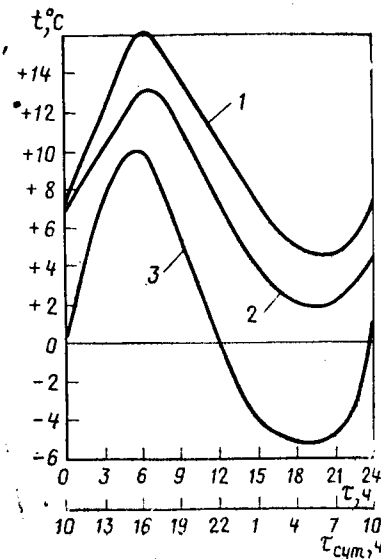


Рис. 1. Прогрев бетона различных зон протяженной, уложенной на грунт конструкции под однослойным гелиопокрытием. Температура: 1 — в верхней зоне; 2 — в центральной; 3 — в нижней; 4 — в основании; 5 — среда



ная скорость прогрева составляла 5,8; минимальная (в нижней зоне) — 3,5°C/ч. Однако, несмотря на меньшую теплоизолирующую способность однослойного покрытия, по сравнению с традиционным СВИТАП, суммарное теплосодержание бетона по толщине конструкции характеризуется достаточно близкими значениями.

Замедленное остывание центральных и нижних зон конструкции объясняется теплоаккумулирующей ролью грунтового основания и влиянием на температурное поле твердеющего бетона внутреннего источника тепла — экзотермии цемента.

Влияние термохимических свойств цемента на кинетику прогрева твердеющего бетона в гелиоформах показано ранее [3]. Поскольку при использовании однослойного гелиопокрытия наблюдается достаточно мягкий режим подъема и снижения температуры бетона, ожидается достаточная степень участия внутреннего тепловыделения в тепловом балансе выдерживаемой конструкции. Количественную картину установили при сравнении гелиопрогрева представительных образцов из реального бетона (класса В15; В/Ц=0,55; шлакопортландцемент Навоийского цементного завода, кварцевый песок Джуминского карьера и плотный гравий Куюмазарского карьера) и модели бетона, в которой цемент был заменен тонкомолотым кварцевым песком.

Для снижения абсолютных теплопотерь исследования проводили при умеренных положительных температурах.

В результате тепловыделения цемента центр бетонного образца за 6 ч прогревали до 16°C, а в контрольном образце — до 13°C (рис. 2). Примерно такая же разница температуры наблюдалась в других точках образцов в результате экзотермии цемента в бетоне. На стадии

Рис. 2. Кинетика прогрева под гелиопокрытием. 1 — образцы из бетона; 2 — то же из модельного состава; 3 — температура среды

разогрева образцов разность их тепло-содержания ΔI при достижении максимальной температуры составляет

$$\Delta I = c j V \left[\frac{\sum_{i=1}^n (t_m - t_n)}{n} - \frac{\sum_{i=1}^n (t'_m - t'_n)}{n} \right], \quad (1)$$

где c — удельная теплоемкость бетонного и контрольного образцов; j — объемная масса (плотность) бетонной смеси и модели; V — объем образцов; t_n , t'_n — начальная температура бетонного и контрольного образцов; t_m , t'_m — максимальная температура нагрева бетонного и контрольного образцов.

По формуле (1) ΔI равно

$$\Delta I = 0,25 \cdot 2400 \cdot 0,024 [(16 - 7) - (13 - 7)] = 43,2 \text{ ккал.}$$

Если допустить, что теплотери бетонного и контрольного образцов на стадии подъема температуры одинаковы, можно принять $\Delta I = q_3^p$, где q_3^p — количество тепла, выделенного в бетоне при гидратации цемента к моменту достижения максимальной температуры.

Определим степень участия теплоты гидратации цемента η в общем расходе тепла на прогрев бетона под однослойным гелиопокрытием

$$\eta = \frac{q_3^p \cdot 100}{c j V \left[\frac{\sum_{i=1}^n (t_m - t_n)}{n} \right]} = \frac{43,2 \cdot 100}{0,25 \cdot 2400 \cdot 0,024 \cdot 9} = \frac{43,2}{1,29} = 33,4\%. \quad (2)$$

Таким образом, ускорение твердения бетона монолитных конструкций под гелиопокрытием достигается совместным действием солнечной радиации и внутреннего источника тепла. При этом до 30...35% тепла, расходуемого на прогрев бетона, составляет внутренний источник энергии — экзотермия цемента. Применение однослойного гелиопокрытия ускоряет твердение бетона монолитных протяженных конструкций и позволяет достаточно эффективно использовать теплоту гидратации цемента в процессе ухода за бетоном.

Для сравнения эффективности выдерживания бетона под однослойным гелиопокрытием и другими видами широко применяемых на практике покрытий использовали полиэтиленовую пленку толщиной 100 мкм, укладываемую непо-

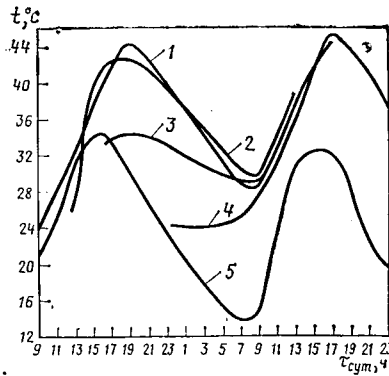


Рис. 3. Гелиопрогрев бетонных плит (в центре) после бетонирования. 1 — 9 ч; 2 — 13 ч; 3 — 17 ч; 4 — 23 ч; 5 — температура окружающей среды

средствено на поверхность бетона с зазором 50 мм, и инвентарное теплоизоляционное покрытие. Для устранения испарения влаги по периметру пленки насыпали уплотняющий слой песка.

Теплосодержание бетона монолитного образца при твердении под полиэтиленовой пленкой, инвентарным теплоизоляционным покрытием и без покрытия составило 876, 774 и 682°C/ч, т. е. соответственно 94, 83 и 73,5% теплосодержания бетона, твердевшего с однослойным гелиопокрытием.

Для изучения влияния времени укладки бетонной смеси на эффективность гелиопрогрева монолитного бетона были выбраны характерные для двухсменной работы часы суток: 9 ч — первая смена; 13 и 17 ч — середина первой смены и начало второй; 23 ч — конец второй смены.

Результаты экспериментов по изучению гелиопрогрева бетона приведены на рис. 3. Бетонные образцы, изготовленные в 9 и 13 ч, под воздействием солнечной радиации довольно интенсивногреваются. Скорость прогрева бетона, уложенного утром, составляет 3...4°C/ч. В результате большой интенсивности солнечной радиации, равной 700 Вт/м², прогрев бетона, уложенного в 13 ч, происходил со скоростью 6...7°C/ч, т. е. почти в 2 раза интенсивнее, чем в первом случае.

Условное теплосодержание образцов бетона, изготовленных в 9 и 13 ч, практически одинаково и составляет 845 градусо-часов за одни сутки твердения.

Образцы-плиты, изготовленные в 17 ч, когда интенсивность солнечной радиации составляла лишь 400 Вт/м² и продолжала снижаться, в течение 6...8 ч практически не изменили первоначальную температуру. Поддержание относительно постоянной температуры, равной 33...34°C, при этом происходило, видимо, за счет внутреннего источника тепла — экзотермии цемента. В то же время у бетона, уложенного в 9 и 13 ч, в этот период наблюдалось снижение температуры.

Бетон, уложенный в формы в 23 ч, при резком снижении температуры окружающей среды, отсутствии солнечной радиации сохранял постоянство температуры в ночной период. С развитием интенсивности солнечной радиации и повышением температуры окружающей среды температура бетона возросла, достигнув в 17 ч следующего дня 44...49°C. Условное теплосодержание бетона, уложенного в 17 и 23 ч, несколько меньше, чем образцов, изготовленных в 9 и 13 ч. Условное теплосодержание образца, изготовленного в 17 ч, составило 795, а в 23 ч — 780 градусо-часов.

Результаты испытания бетона на сжатие, выполненного через 24 ч твердения с гелиопокрытием, показали, что общая картина прогрева сохраняется и в этих условиях. Бетон, уложенный в 9 и 13 ч, имел на 10...20% большую прочность, чем бетон, уложенный в 17 и 23 ч.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А., Заседателей И. Б., Малинский Е. Н. Изготовление сборного железобетона с применением гелиоформ// Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 17—18.
2. Вахитов М., Эгамбердыев М. Интенсификация твердения монолитного бетона с применением однослойного гелиопокрытия//Архитектура и строительство Узбекистана. — 1988. — № 5 — С. 12—14.
3. Заседателей И. Б., Малинский Е. Н., Абдуллаев М. М. Тепловыделение цемента при твердении бетона в гелиоформах//Бетон и железобетон. — 1983. — № 11. — С. 16—18.

Новые изобретения

№ 1*

А. с. 1449346 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/08. Устройство для формирования изделий из бетонных смесей / В. П. Загребя, Н. М. Сторожук, Е. И. Серебницкий, В. В. Фадеев (СССР).

А. с. 1449347 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/08. Глубинный виброуплотнитель/И. С. Стоев, А. В. Череповский (СССР); Донецкий политехнический ин-т.

А. с. 1449348 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/08, 3/00. Способ бетонирования монолитных конструкций / Б. В. Ждановский, Е. Д. Козлов, Л. А. Литвак.

А. с. 1449349 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/38. Водоземлюсионная смазка для форм / Э. В. Основский, Н. В. Булко, Л. В. Беленький и др. (СССР); Минский НИИСМ. Гродненский комбинат строительных материалов.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

$$\omega_0 = \frac{1 + 3\mu n}{7}$$

Обработка опытных данных согласно изложенной методике расчета по рассматриваемому сечению показала, что между измеренными и вычисленными параметрами этого сечения имеется соответствие (средние значения отношений расчетных параметров отличались от опытных x_0 , z и M на 0,98...1). Разброс отношений несущей способности балок находился в пределах 0,75...1,3 и, следовательно, можно полагать, что рассматриваемое нормальное сечение, проходящее через вершину наклонной трещины, отражает реальную картину работы газобетонных балок при разрушении по наклонным сечениям. Таким образом, на основе новой теории [1] имеется возможность создать практический метод расчета прочности газобетонных конструкций по наклонным сечениям.

Одна из особенностей такого расчета заключается в существенно более низкой несущей способности рассматриваемого

сечения по сравнению с несущей способностью нормального сечения с вертикальными трещинами, поскольку $\omega' < \omega$ [2]. Кроме того, отмечается и другая деформация нормального сечения, так как $K_2 > K_1$ [2].

Опытные значения коэффициентов

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{b2} &= \frac{Q_b c}{b h_0^2 R_{bt}} \leq 1,5; \\ \varphi_{b3} &= \frac{Q_b}{b h_0 R_{bt}} > 0,6. \end{aligned} \right\} (9)$$

Следовательно, 0,6 является безопасной границей, при которой поперечная сила может восприниматься одним газобетоном.

Появление наклонных трещин, как известно, связано с главными растягивающими напряжениями, которые на уровне нейтральной оси достигают максимума и их необходимо сравнивать со скалывающими напряжениями $\tau = Q/bz$. Очевидно, газобетон будет воспринимать эти напряжения до тех пор, пока их величина не превысит его прочности на растяжение, т. е.

$$Q = b z R_{bt}. \quad (10)$$

После преобразований

$$c = \frac{\varphi_{b2} h_0^2}{z} = \frac{\varphi_{b2} h_0}{1 - \beta \frac{x_0}{h_0}}. \quad (11)$$

Сравнение расчетных значений длины горизонтальной проекции наклонного сечения при $\varphi_{b2} = 1,5$ с фактической длиной в опытах авторов показало, что среднее значение их соотношения составило 1,02 при $\nu = 0,23$.

Следовательно, для расчета газобетонных изгибаемых элементов по новой методике, разработанной для расчета прочности балок из обычного бетона на действие поперечных сил, имеются все необходимые данные.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Залесов А. С., Ильин О. Ф. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил // Новое о прочности железобетона. — М.: Стройиздат, 1977. — С. 115—140.
2. Морозов А. Н. К расчету прочности газобетонных конструкций по нормальным сечениям // Бетон и железобетон. — 1988. — № 7. — С. 18—20.
3. Гмурман В. Е. Теория вероятностей и математическая статистика. — М.: Высшая школа, 1972. — С. 332—334.

УДК 624.072.2.046

К. В. БАТАШЕВА, инж. (КТБ комбината Днепрометаллургстрой); А. Ф. ПУЛЬНЕР, инж. (Днепропетровский ЗСК)

Несущая способность балок при действии сил, приложенных в пределах высоты их сечения

При проектировании железобетонных изгибаемых конструкций в некоторых случаях сосредоточенные поперечные нагрузки прикладываются в пределах высоты сечения изгибаемого элемента. Проведенные ранее исследования [1, 2] и т. д. показали, что целесообразно передавать отрывающую силу на установленные в зоне отрыва дополнительные хомуты. Расчет площади их сечения производят по условию (110) СНиП 2.03.01—84

$$F \left(1 - \frac{h_s}{h_0} \right) \leq \Sigma R_s \omega A_s \omega.$$

Отсюда следует, что при наличии отрывающей силы дополнительные хомуты обязательны независимо от их числа, рассчитанного на поперечную силу. Расчет на отрыв по п. 3.43 СНиП 2.03.01—84 предусматривает, что наклонные трещины проходят по обе стороны отрывающей силы.

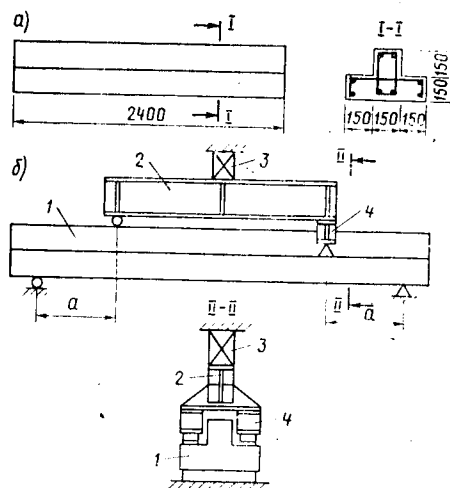


Рис. 1. Конструкция опытных образцов (а) и схема испытания (б)
1 — опытный образец; 2 — продольная траверса; 3 — гидравлический домкрат; 4 — П-образная траверса

В практике проектирования встречаются случаи, когда поперечная сила действует только на участке от опоры до отрывающей силы. Это влияет на характер трещинообразования и исключает установку дополнительных хомутов в зоне чистого изгиба.

Были проведены экспериментальные исследования балок таврового сечения с полкой в растянутой зоне, работающих на отрыв по указанной выше схеме. Дополнительные хомуты в зоне отрыва не устанавливали. Конструктивное решение балок, их армирование, а также схема испытания приняты для проектирования сборно-монолитных фундаментов*.

*А. с. 1038422 СССР, МКИ Е 02 Д 27/42. Фундамент под колонну / В. М. Баташев, В. И. Фоклин, А. Ф. Пульнер, К. В. Баташева (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 32.

Размеры опытных образцов показаны на рис. 1. Балки армировали продольными стержнями $2\varnothing 25$ А-III и поперечными, поставленными с шагом 10 см, $2\varnothing 6$ А-1 в образцах серии III и $2\varnothing 8$ А-1 серии VI. Кубиковая прочность бетона в образцах серии III составила 27,5, серии VI — 43,4 МПа **. Всего было испытано 14 балок. Нагружение производили двумя поперечными сосредоточенными силами, приложенными на расстоянии 30 ... 80 см от опор. Одну силу прикладывали к полке с помощью П-образной траверсы, вторую — к сжатой грани ребра. Принятая схема нагружения позволяет одновременно наблюдать за развитием деформаций бетона и трещин при нагружении балки на ребро и полку. Эталонные образцы испытывали двумя силами, приложенными к сжатой грани ребра. Результаты испытаний приведены в таблице.

Характер трещин в зоне приложенных к полке сил отличается от трещинообразования эталонных образцов. Наклонные трещины появляются в нижней части балок (на боковой поверхности полки), развиваются в ребре в сжатой зоне сечения образца, постепенно переходят в продольные трещины и распространяются в зоне чистого изгиба (рис. 2). В связи с изменением напряженного состояния под действием отрывающей силы на верхней грани балок возникают растягивающие напряжения и в бетоне появляются нормальные трещины, развивающиеся от сжатой грани образца. Со стороны чистого изгиба наклонные трещины отрыва не появляются.

Деформации бетона в зоне отрывающей силы отличаются от аналогичных показателей в эталонных образцах. Так, деформации укорочения, измеренные на сжатой грани образцов, в плоскости отрывающей силы значительно меньше, чем в плоскости силы, приложенной к ребру. Перед разрушением образца VI-3 они составили 0,5‰ в зоне отрывающей силы и 1,25‰ в зоне силы, приложенной к ребру, и в зоне чистого изгиба. Деформации укорочения бетона в наклонных сечениях того же образца были равны соответственно 0,3 ... 0,6 и 1,25 ... 1,4‰. Это объясняется влиянием отрывающей силы на напряженное состояние бетонного блока над наклонной трещиной.

Все балки разрушились по нормальному или наклонному сечению в зоне отрывающей силы. Балки, нагруженные на полку, разрушились по наклонным сечениям в результате текучести хому-

№ серий	№ образцов	a, см	Q, кН	$\frac{Q_1}{Q_2}$
III	1	30,0	162,5	0,54
	2	30,0	162,5	0,54
	3	80,0	97,5	—
	4	80,0	95,0	—
	5	29,0	157,5	0,53
	6	30,0	300,0	—
VI	1	31,0	402,0	—
	2	30,5	422,0	—
	3	30,0	277,0	0,67
	4	30,5	302,5	0,73
	5	50,0	282,5	—
	6	50,0	250,0	—
	7	50,0	210,0	0,79
	8	50,0	210,0	0,79

Условные обозначения: Q — опытные значения разрушающей поперечной силы; и изгибающего момента; Q_1 — то же в образцах, нагруженных на полку; Q_2 — в эталонных образцах. Образцы III-6, VI-1, 2, 5, 6 — эталонные.

тов, пересекающих критическую трещину. При дальнейшем увеличении нагрузки происходило раздробление бетона сжатой зоны в конце наклонного участка критической трещины (рис. 3). В балках, испытанных при расстоянии от опоры до силы 1,66h, раздробления бетона не наблюдалось. Испытания прекращали из-за чрезмерного раскрытия критической трещины и текучести по-

перечной арматуры. По наклонным сечениям балки разрушились при нагрузке, составляющей 53 ... 79 % несущей способности эталонных балок. Расчетная несущая способность балок на отрыв по условию (110) СНиП 2.03.01—84 составляет не более 30 % прочности эталонных. Однако разрушения из-за отрыва при указанной нагрузке не наблюдалось, и трещины отрыва с двух сторон отрывающей силы, как это предусматривает п. 3.43 СНиП 2.03.01—84, не раскрывались. Это объясняется тем, что поперечная сила действовала только с одной стороны отрывающей силы. Два образца III-3 и III-4, нагруженные силами на расстояниях 80 см от опор, разрушились по нормальному сечению в зоне силы, приложенной к полке, от раздробления бетона сжатой зоны при изгибающих моментах в среднем на 18 % ниже по сравнению с эталонными. Эти балки были переармированы ($\xi > \xi_R$), их эталонные образцы разрушились по бетону сжатой зоны, поэтому снижение прочности бетона из-за поперечного растяжения отрывающей силой повлияло на прочность балок.

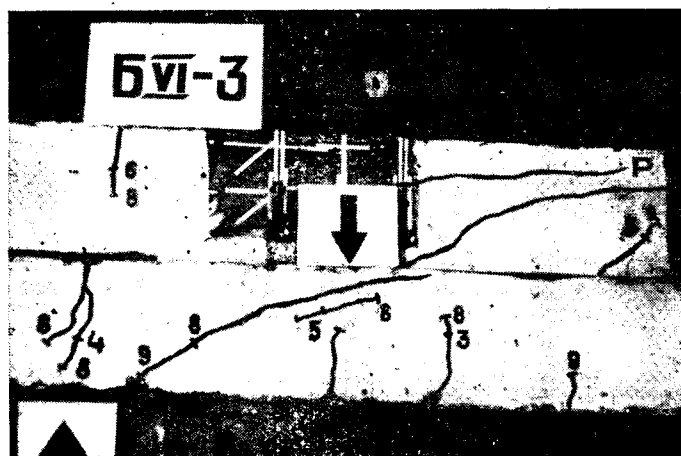


Рис. 2. Развитие трещин в балке, нагруженной на полку



Рис. 3. Раздробление бетона в конце наклонного участка трещины опытного образца, нагруженного на полку

** Нумерация серий принята общей для всего комплекса исследований сборно-монолитных фундаментов.

Исследования характера развития трещин, напряженно-деформированного состояния образцов и усилий в бетоне и арматуре, определяющих несущую способность балок при действии поперечной силы в условиях отрыва, показали, что несущая способность образцов, нагруженных на полку, снижается из-за увеличения напряжений в хомутах, пересекающих критическую трещину, и поперечного растяжения бетона сжатой зоны под воздействием отрывающей внешней силы.

Степень снижения несущей способности зависит от долевого участия бетона сжатой зоны в сопротивлении балок воздействию поперечных отрывающих сил. По сравнению с эталонными балками снижение минимально ($Q^{оп}/Q^{от} = 0,79$) в образцах VI-7, VI-8, испытанных при $a=1,66h$. При этом поперечное усилие в бетоне оказывается наименьшим. Испытание образцов VI-3, VI-4 при $a=h$ показало большее сни-

жение несущей способности из-за влияния отрывающей силы ($Q^{оп}/Q^{от} = 0,67 \dots 0,73$). Особенно значительно оно для образцов III-1, III-2, III-5 с меньшим количеством поперечной арматуры ($Q^{оп}/Q^{от} = 0,53 \dots 0,54$).

Относительная несущая способность балок ($Q^{оп}/Q^{от}$) снижается при увеличении отношения $Q_b/Q_{s\omega}$. Между значениями $Q_b/Q_{s\omega}$ и $Q^{оп}/Q^{от}$ получена зависимость, близкая к линейной,

$$Q^{оп}/Q^{от} = 0,8 - 0,5 Q_b/Q_{s\omega}$$

Выводы

Несущая способность железобетонных изгибаемых элементов с регулярным шагом хомутов значительно снижается при воздействии внешней поперечной силы, приложенной в пределах высоты их сечения, из-за увеличения напряжений хомутов и поперечного растяжения бетона сжатой зоны. Наклонные трещины в изгибаемых элементах, работающих на отрыв, раскрываются на участках элементов, находящихся в условиях плос-

кого напряженного состояния. В зоне чистого изгиба отрывающее воздействие внешних сил приводит к образованию продольных трещин в сжатой зоне сечения элемента, значительно ослабляющих ее. Несущая способность образцов при разрушении по наклонным сечениям составила 53...79% по сравнению с аналогичным показателем эталонных балок. Отрывающая сила влияет на снижение прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с относительной высотой сжатой зоны сечения, близкой к предельному значению ξ_R , или переармированных.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Оныськив Б. Н. Влияние процента продольного армирования на несущую способность железобетонных балок // Вопросы современного строительства (Вестник ЛПИ). № 19. — Изд-во Львовского ун-та, 1967. — С. 36—42.
2. Оныськив Б. Н. Исследование несущей способности железобетонных балок без поперечного армирования по наклонным сечениям при различных схемах нагружения // Вопросы современного строительства (Вестник ЛПИ). — № 63. — Изд-во Львовского ун-та, 1971. — С. 30—38.

УДК 691.327—462

А. А. ЧЕЧЕ, канд. техн. наук, Н. И. ШЕПЕЛЕВИЧ, инж. (НПТО Белстройнаука);
В. И. МЕЛИХОВ, канд. техн. наук (ВНИИжелезобетон); А. Е. ШМУРНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет напорных труб на давление напряженной спирально-перекрестной арматуры

При проектировании железобетонных напорных труб со спирально-перекрестным армированием по трехступенчатой технологии необходим расчет кольцевого сечения сердечника на давление напряженной арматуры. Он включает в себя определение внутренних усилий в стенке сердечника трубы от давления напряженной арматуры и проверку трещиностойкости кольцевого сечения с учетом сложного напряженного состояния.

Известные в настоящее время практические способы установления внутренних усилий в сердечниках железобетонных напорных труб основаны на зависимости теории тонких оболочек и служат только для спирально-продольного армирования. Так в работе [1] использованы графические зависимости величин максимальных изгибающих моментов в кольцевых сечениях сердечников труб от приведенных длин обжатых и необжатых участков. Давление напряженной спиральной арматуры принято равномерно распределенным.

Известно [2], что давление от напряженного спирально-перекрестного карка-

са на сердечник трубы можно представить в виде четырех составляющих — равномерно распределенного давления интенсивностью q :

$$q = \frac{m \sigma_{sp} A_s \sin \alpha}{r_{ce} s}, \quad (1)$$

радиальной нагрузки p , действующей по окружности контакта обжатого участка с необжатым,

$$p = \frac{m \sigma_{sp} A_s \sum_{i=0}^{0,5m} l_i}{4 \pi r_{ce}}, \quad (2)$$

изгибающего момента M , равномерно распределенного по окружности контакта обжатого участка с необжатым,

$$M = \frac{m \sigma_{sp} A_s \cos \alpha (r_{ce} - r_{ci})}{4 \pi r_{cm}}, \quad (3)$$

и продольной силы N , приложенной к обжатому участку,

$$N = \frac{m \sigma_{sp} A_s \cos \alpha}{2 \pi r_{cm}}, \quad (4)$$

где m , α и s — число спиралей, угол наклона спирали к оси сердечника тру-

бы и шаг навивки арматурной проволоки; A_s — площадь сечения арматурной проволоки; σ_{sp} — напряжение в спирально-перекрестной арматуре с учетом потерь от обжатия сердечника трубы и смятия бетона под витками арматуры; r_{ce} , r_{ci} и r_{cm} — радиусы наружной, внутренней и средней поверхности сердечника трубы.

Внутренние усилия в стенке сердечника трубы от действия составляющих давления спирально-перекрестного каркаса следует определять по методике [3], в которой использованы уточнения, принятые в теории расчетов оболочек [4].

На рис. 1 представлены эпюры погонных внутренних усилий изгибающего момента M_1 и поперечной силы Q_1 , действующих в кольцевых сечениях сердечника трубы диаметром 600 мм, а также нормального усилия N_2 , действующего в продольном сечении сердечника трубы диаметром 600 мм, армированной для первого класса прочности. Длина необжатого участка $L_0=0,12$ м. В кольцевом сечении обжатой части сердечника трубы действует нормальное усилие

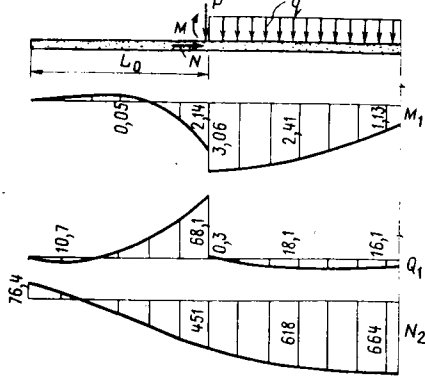


Рис. 1. Эпюры внутренних напряжений в железобетонном сердечнике трубы диаметром 600 мм первого класса прочности, армированной преднапряженной спирально-перекрестной арматурой

$N_1=N$, а в продольном сечении — изгибающий момент $M_2=-\nu M_1$ (ν — коэффициент Пуассона приведенного сечения сердечника трубы). Расчет выполнен с использованием ЭВМ.

Составляющие давления напряженно-го спирально-перекрестного каркаса p и M можно представить в виде линейных функций равномерно-распределенного давления

$$\left. \begin{aligned} p &= \eta q; \\ M &= \chi q; \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где η, χ — коэффициенты, которые можно принять постоянными для данного диаметра сердечника трубы, выразив величины внутренних усилий в стенке сердечника трубы через составляющую давления спирально-перекрестного каркаса.

Величины внутренних усилий в стенке сердечника трубы конкретного диаметра, возникающие от давления спирально-перекрестного кризиса, зависят от q, L_0 и толщины стенки h . В дальнейшем принято $q=1$ МПа.

На рис. 2...4 представлены графики зависимости максимальных погонных изгибающих моментов \bar{M}_1 и соответствующих им поперечных и продольных сил \bar{Q}_1 и \bar{N}_2 от длин необжатых втулочных участков сердечников труб L_0 при $q=1$ МПа для сердечников труб с внутренним диаметром 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400 и 1600 мм с толщинами стенок 45, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 80 и 90 мм. Расчетами установлено, что отклонение толщины стенки на ± 5 мм для труб диаметром 300...600 мм и на ± 10 мм для труб диаметром 800...1600 мм практически не влияет на внутренние усилия, приведенные на рис. 2...4 (погрешность 1...3%).

Расчет трещиностойкости кольцевых сечений сердечников труб следует производить по главным растягивающим пап-

ржениям, учитывая, что в зоне максимального изгибающего момента \bar{M}_1 действует значительная поперечная сила \bar{Q}_1 .

Трещиностойкость кольцевого сечения сердечника трубы проверяют из условия

$$\sigma_{bt} = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{4} + \tau_{1,3}^2} \leq R_{bt,ser,1} \quad (6)$$

где σ_{bt}, σ_1 и $\tau_{1,3}$ — главное, нормальное и касательное напряжения в кольцевом сечении сердечника трубы в растянутой зоне бетона с координатой $0,25h$; $R_{bt,ser,1}$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы, обжатого в поперечном направлении:

$$R_{bt,ser,1} = R_{bt,ser} \left\{ 1 + \frac{\sigma_2}{R_{bp}} \left[3,145 - 1,206 \left(1 + \frac{\sigma_2}{R_{bp}} \right) \right] \right\} \left(1 - \frac{\sigma_2}{R_{bp}} \right);$$

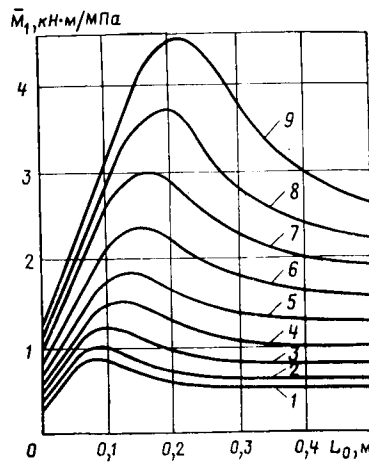


Рис. 2. Графики для определения изгибающего момента \bar{M}_1 в зависимости от величины единичного давления $q=1$ от напряженной спирально-перекрестной арматуры 1...9 — внутренние диаметры сердечников труб 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1200, 1400 и 1600 мм

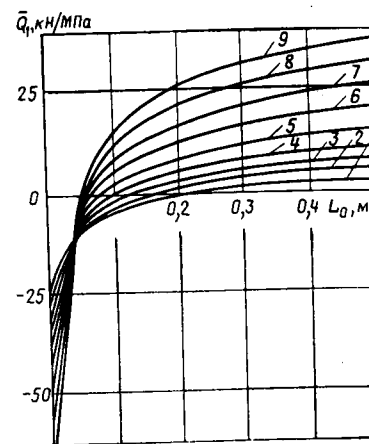


Рис. 3. Графики для определения поперечной силы \bar{Q}_1 в зависимости от величины единичного давления $q=1$ от напряженной спирально-перекрестной арматуры 1...9 — см. по рис. 2

$R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы, МПа; σ_2 — нормальное напряжение сжатия в продольном сечении сердечника трубы, МПа; R_{bp} — передаточная прочность бетона, МПа;

$$\sigma_1 = q \left(\frac{\bar{M}_1}{W_{b,1}} - \frac{\bar{N}_1}{h} \right);$$

$$\sigma_2 = q \left(\frac{-\nu \bar{M}_1}{W_{b,2}} - \frac{\bar{N}_2}{h} \right);$$

$$\tau_{1,3} = \frac{9}{8} q \frac{\bar{Q}_1}{h};$$

$W_{b,1}, W_{b,2}$ — моменты сопротивления кольцевого и продольного сечения стенки сердечника трубы единичной длины, определенные с учетом пластических свойств бетона; $\bar{M}_1, \bar{Q}_1, \bar{N}_2$ — погонные внутренние усилия, найденные по рис. 2...4 в зависимости от L_0 .

В сечении $x=L_0+0$

$$\sigma_1 = q \frac{\bar{M}_1 - \bar{M}_{1(0)}}{W_{b,1}}$$

$$\sigma_2 = q \left[\frac{-(\bar{M}_1 - \bar{M}_{1(0)}) \nu}{W_{b,2}} - \frac{\bar{N}_2}{h} \right];$$

$$\tau_{1,3} = \frac{9}{8} q \frac{\bar{Q}_1 - \bar{Q}_{1(0)}}{h},$$

где $\bar{M}_{1(0)}, \bar{Q}_{1(0)}$ — погонные внутренние усилия в стенке сердечника трубы при $L_0=0$, определяемые по рис. 2...4.

Так, при расчете сердечника трубы первого класса диаметром 300 мм с толщиной стенки 45 мм, армированной напряженной спирально-перекрестной арматурой ($\varnothing 3$ В-II, $m=16$ спиралей, $\alpha=69,4^\circ, q=1,56$ МПа, $L_0=0,13$ м), определяли главные растягивающие напряжения 0,66 справа от расчетного се-

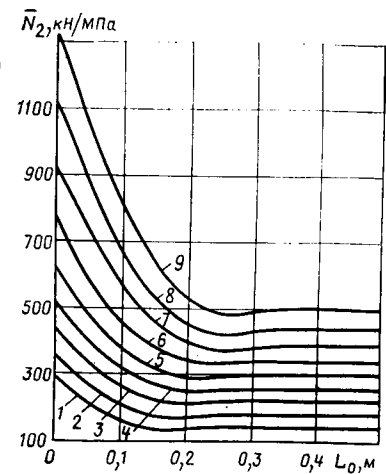


Рис. 4. Графики для определения кольцевых сил \bar{N}_2 в зависимости от величины единичного давления $q=1$ от напряженной спирально-перекрестной арматуры 1...9 — см. по рис. 2

чения (в направлении к раструбу) и 1,27 МПа слева. Расчетное сопротивление бетона класса В40 осевому растяжению составляет 2,2 МПа.

Таким образом, зная величину нормальной составляющей давления от напряженного спирально-перекрестного каркаса и L_0 , можно установить напряжения в опасных сечениях сердечника трубы и проверить трещиностойкость кольцевых сечений. В случае невыполнения условия (6) следует изменить конструкцию трубы, например, увеличить толщину стенки сердечника трубы или L_0 . Это позволит снизить напряжения в опасном сечении сердечника трубы.

В реальных трубах концевые участки сердечника должны обеспечивать анкеровку напряженной спирально-перекрестной арматуры, что может быть осуществлено при наличии конических уступов. Их целесообразно проектировать в виде конического утолщения. В этом случае поперечное сечение сердечника трубы не только не ослабляется, а даже усиливается. Если расчеты показывают, что ослабление сечения сердечника может быть допущено, то уступ целесообразно выполнять в виде конического сужения. Примером использования конических участков сердечника для анкеровки арматуры может служить конфигурация концевых элементов опытных напорных радиально-прессованных труб диаметром 300...1200 мм со спирально-перекрестным армированием, разработанных в 1982 г. в ИСиА Госстроя БССР по заданию ВНИИ железобетона (рис. 5). В этих трубах анкеровка напряженной арматуры обеспечивается коническим утолщением во втулке, а на раструбе коническим сужением.

Предложенную методику проверили при технологических испытаниях трех опытных напорных труб полезным диаметром 300 мм со спирально-перекрестным армированием. Сердечники этих труб изготавливали методом радиального прессования на Гниванском заводе спецжелезобетона из бетонных кольцевых элементов (втулочных и раструбных) длиной по 2,5 м, которые склеивали между собой эпоксидным клеем или раствором на НЦ. На собранный таким образом сердечник навивали спирально-перекрестную арматуру с напряжением 1410 МПа, которое с учетом потерь от обжатия сердечника трубы и сжатия бетона обеспечивало реализацию расчетного равномерно-распределительного давления 1,62 МПа. После навивки арматуры трещин во втулочной части сердечника и в раструбе не наблюдалось. Испытания кернов, выбуренных из стенки сердечника, показали, что прочность бетона, определенная методом раскалывания, не превышала марки В40,

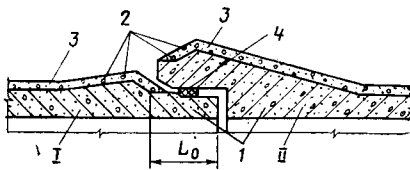


Рис. 5. Продольное сечение стыка опытной напорной радиально-прессованной трубы со спирально-перекрестным армированием: 1 — втулочный конец; 2 — раструбный конец; 3 — бетонный сердечник; 4 — спирально-перекрестная арматура; 3 — защитный слой из мелкозернистого бетона; 4 — резиновое уплотнительное кольцо

Разработанный способ расчета кольцевых сечений сердечников железобетонных напорных труб на давление напряженной спирально-перекрестной арматуры использован при разработке Пособия по проектированию железобетонных предварительно напряженных напорных труб (к СНиП 2.03.04—84).

Выводы

Способ расчета кольцевых сечений сердечников железобетонных напорных

труб на давление от напряженной спирально-перекрестной арматуры полностью учитывает напряженно-деформированное состояние конструкции. Предложенные графические и математические зависимости позволяют существенно упростить расчет напорных труб.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по расчету и проектированию железобетонных напорных предварительно напряженных труб. — М.: Стройиздат, 1977. — 38 с.
2. Чече А. А. Расчет сердечников железобетонных напорных труб от давления спирально-перекрестной напряженной арматуры // Строительные конструкции и теория сооружений. — Минск, 1971. — С. 38—47.
3. Шепелевич Н. И. К определению внутренних усилий во втулочной части бетонных сердечников труб от давления напряженной спирально-перекрестной арматуры // Строительные конструкции. — Минск, 1984. — С. 107—113.
4. Шепелевич Н. И. Экспериментально-теоретические исследования прочности бетонных круговых цилиндрических оболочек при действии кольцевой радиальной нагрузки // Эффективные строительные конструкции производственных зданий. — Минск, 1986. — С. 59—65.
5. Чече А. А. Трещиностойкость железобетонных напорных труб в процессе изготовления их по трехступенчатой технологии // Вопросы строительства и архитектуры. — Минск, 1987. — Вып. 16. — С. 38—47.

МЕЖДУНАРОДНЫЕ КОНГРЕССЫ, СИМПОЗИУМЫ, КОНФЕРЕНЦИИ ЗА РУБЕЖОМ В 1990 ГОДУ

28—30 марта	Гулдфорд, Англия	Конференция «Эксплуатация мостов»
2—6 апреля	Флоренция, Италия	XI Международный конгресс по коррозии
14—17 мая	Барселона, Испания	Симпозиум РИЛЕМ по применению добавок в бетоны
20—22 мая	Беркли, Калифорния, США	II Международный симпозиум по применению высокопрочного бетона
21—23 мая	Копенгаген, Дания	Симпозиум «Европейские дни Бетона»
5—9 июня	Гамбург, ФРГ	XI Конгресс ФИП по преднапряженному бетону
10—13 июня	Трондхейм, Норвегия	Симпозиум «Мосты и тоннели через пролив»
5—7 сентября	Брюссель, Бельгия	Симпозиум АИПК «Комплексные конструкции с новыми материалами»
11—13 сентября	Данди, Шотландия	Конференция «Защита бетона»
24—27 сентября	Шанхай, КНР	VI Международный конгресс по полимерам в бетоне
5—9 ноября	Гонконг	Симпозиум «Высотные здания: 2000 м и более».

Прочность и деформативность многократно замораживаемого бетона длительно сжатых элементов

Освоение Крайнего Севера и континентального шельфа северных широт нашей страны требует обеспечения долговечности возводимых в этих регионах железобетонных конструкций зданий и сооружений, бетон которых подвергается многократному воздействию низких (до -50°C и ниже) отрицательных температур при постоянном или эпизодическом контакте с водой различного солевого состава. Это в значительной мере относится к бетону сжатых элементов конструкций свайных фундаментов, гидротехнических и транспортных сооружений, градирен, опор ЛЭП, морских буровых платформ и т. д., для которых прежде всего необходимо выявить характер и интенсивность взаимосвязанного изменения параметров влажностного и напряженно-деформированного состояния при циклическом замораживании.

С этой целью исследовали стойкость и особенности развития деструктивных процессов бетона длительно сжатых элементов, подвергаемого циклическому замораживанию до -50°C при воздействии воды и солевого раствора. Для оценки влияния низкотемпературных воздействий на бетон изучали изменение его прочности и деформативных свойств при положительной температуре в нагруженном и ненагруженном состоянии, насыщенном аналогичными жидкими средами. Всего было проведено четыре серии испытаний бетонных элементов.

Из многообразия жидких сред, поразному влияющих на циклически замораживаемый бетон, в исследованиях применяли наиболее распространенные и вызывающие в нем деструктивные изменения жидкие среды — воду и раствор NaCl. В качестве основного критерия развития деструктивных процессов в бетоне исследовали кинетику накопления остаточных продольных и поперечных деформаций.

Состав бетона был принят 1:1,5:3; В/Ц=0,4; расход цемента 400 кг/м³.

Для приготовления бетона применяли портландцемент Воскресенского цементного завода, кварцевый песок и гранитный щебень. Класс бетона по прочности на сжатие и марка по морозостойкости составили соответственно В50 и F150. В качестве опытных образцов в нагруженном и ненагруженном состоянии испытывали призмы размером $100 \times 100 \times 400$ мм и кубы с ребром 100 мм. До 28 сут опытные образцы твердели в нормально-влажностных условиях, затем в течение 14 сут насыщались водой или 5 %-ным раствором NaCl. До и после насыщения определяли прочностные и деформативные характеристики бетона.

Образцы нагружали и выдерживали под длительной нагрузкой в пружинных нагружающих устройствах с встроенными кольцевыми динамометрами, рассчитанными на нагрузку до 400 кН. При выборе уровня длительных напряжений сжатия ориентировались на границу микротрещинообразования бетона. Длительные продольные и поперечные деформации бетона измеряли соответственно на базе 200 и 100 мм при различных температурно-влажностных воздействиях специально спроектированными измерительными устройствами с использованием электротензометров рамного типа и смазанных антифризным маслом индикаторов часового типа. При этом основное внимание уделяли наименее исследованным при совместном воздействии нагрузки и среды поперечным деформациям бетона.

Нагруженные и ненагруженные образцы испытывали на циклическое замораживание — оттаивание в морозильной камере с рабочим объемом 14,4 м³, температурный режим работы которой контролировали в центре образцов термомпарами типа ХК. Температура в камере понижалась от 18°C до -57°C в течение 5,5 ч. Образцы оттаивали в течение 18,5 ч в соответствующей жидкой среде.

Остаточные продольные и поперечные

деформации бетона измеряли после его оттаивания перед началом следующего цикла замораживания. До, в процессе и после длительных испытаний при положительной и знакопеременных температурах контролировали изменение прочностных и деформативных характеристик бетона, влажности и содержания хлорид-ионов.

Результаты исследований деформативности бетона при положительной температуре показали, что при наблюдении в течение 90...97 сут увеличивалось сечение и сокращалась длина образцов. Наиболее интенсивное развитие деформаций наблюдалось у бетона, находящегося в воде и нагруженного до напряжений сжатия, превосходящих его нижнюю границу микротрещинообразования (R^{inf}). Наблюдаемый рост коэффициента поперечной деформации ползучести, особенно на начальном этапе его развития и при высоких длительных напряжениях сжатия, вызван, по-видимому, гидравлическим давлением жидкой среды, облегчающим процесс микротрещинообразования и повышенной деформативностью бетона в поперечном сечении. В дальнейшем затягивание микротрещин, образовавшихся при нагружении, перераспределение внутренних напряжений, процессы гидратации способствовали упрочнению и уплотнению бетона, что привело к затуханию и стабилизации коэффициента поперечной деформации ползучести, но при более высоких, чем в процессе нагружения, значениях.

Анализ полученных данных, а также результатов других исследователей выявил особенности изменения прочности находящегося при положительной температуре нагруженного бетона. Так, независимо от принятых условий твердения прочность бетона, нагруженного до длительных напряжений сжатия, составляющих 0,35...0,45 R_b , возрастает в большей степени, достигая 20 %-ного увеличения. Причем этот прирост тем

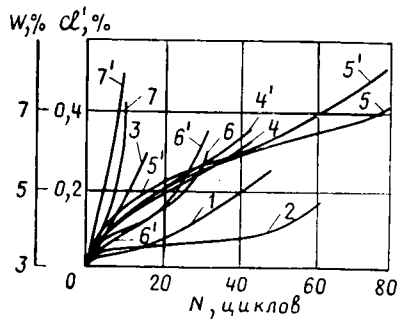


Рис. 1. Кинетика влажности (1...7) и накопления хлорид-ионов (4'...7') циклически замораживаемыми бетонными элементами, оттаивающими в воде (1...3) или в 5 %-ном растворе NaCl (4...7 и 4'...7')
 1, 4, 4' — $\sigma_b = 0$; 2 — $\sigma_b = 0,31 R_b$; 3 — $\sigma_b = 0,62 R_b$; 5, 5' — $\sigma_b = 0,2 R_b$; 6, 6' — $\sigma_b = 0,4 R_b$; 7, 7' — $\sigma_b = 0,6 R_b$

больше, чем меньше начальная прочность, больше возраст бетона и длительность действия нагрузки.

У бетона, нагруженного до 0,60...0,85 R_b , наблюдается соответствие в росте прочности с ненагруженным бетоном. Наименьшие кратковременные относительные продольные, поперечные деформации и коэффициент поперечной деформации при сопоставимых напряжениях сжатия бетона после его длительного хранения отмечены у бетона, находящегося в воде.

Процесс морозной деструкции в циклически замораживаемых бетонных элементах обеих серий сопровождается увеличением их водонасыщения и соле-накопления (рис. 1) и соответственно изменением прочности (рис. 2) и накоплением остаточных продольных и поперечных деформаций (рис. 3). При этом можно выделить три периода их изменений, наиболее наглядно выраженных при меньших значениях длительной нагрузки.

Первый период характеризуется увеличением прочности бетона при одновременном увеличении влагосоленакпления и накопления затухающих остаточных продольных и поперечных деформаций. Наибольшее увеличение прочности наблюдается у бетона, нагруженного до напряжений сжатия, не превышающих нижнюю границу его микро-трещинообразования (т. е. до $\sigma_b < 0,4 R_b$), наименьшее — у более нагруженного бетона. К концу первого периода поровое пространство бетона достаточно полно заполняется жидкой фазой, что в результате развития деструктивных процессов приводит к снижению прочности и соответственно увеличению уровня напряженного состояния и скорости накопления остаточных деформаций бетона. При этом снижение прочности многократно замораживаемого нагруженного бетона наступает при дости-

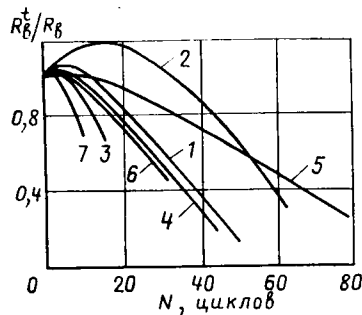


Рис. 2. Изменение относительной призмной прочности циклически замораживаемых бетонных элементов, оттаивающих в воде (1...3) или в 5 %-ном водном растворе NaCl
 1, 4 — $\sigma_b = 0$; 2 — $\sigma_b = 0,31 R_b$; 3 — $\sigma_b = 0,62 R_b$; 5 — $\sigma_b = 0,2 R_b$; 6 — $\sigma_b = 0,4 R_b$; 7 — $\sigma_b = 0,6 R_b$

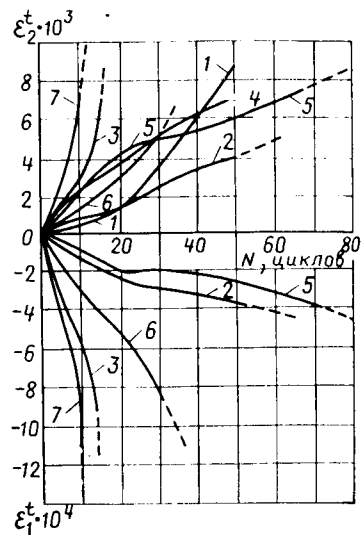


Рис. 3. Кинетика накопления продольных ϵ_1^t и поперечных ϵ_2^t остаточных относительных деформаций циклически замораживаемыми бетонными элементами
 1...7 — то же, что и на рис. 2.

жению деформации, которая в сумме состояла из быстронатекающих деформаций при нагружении, деформаций ползучести при предшествующей циклическому замораживанию выдержке бетона и накопившихся к концу первого периода остаточных продольных. Сумма этих деформаций соответствовала расчетным предельным деформациям ползучести аналогично нагруженному бетонному элементу, находящемуся при положительной температуре в воде или солевом растворе. К концу второго периода рост остаточных деформаций бетона стабилизируется из-за постоянной скорости влагосоленакпления и снижения его прочности.

В заключительный период сопротивляемость бетона температурным, влажностным и силовым воздействиям ослабевает, проявляются псевдопластиче-

ские свойства бетона, что при интенсивном увеличении степени влагосоленакпления приводит к разрушению элемента. Наиболее интенсивно бетон разрушается при достижении уровня напряженного состояния и степени водонасыщения соответственно 0,3...0,8 и 0,4...0,6 предельных значений.

Кривые накопления остаточных продольных деформаций бетона соответствовали кривым изменения его прочности, что свидетельствует о взаимосвязи прочностных и деформативных параметров бетона. Характер влагосоленакпления бетона соответствует характеру накопления остаточных поперечных деформаций и отражает структурные изменения в бетоне.

Так же, как и при накоплении остаточных деформаций, наиболее интенсивное увеличение влажности происходит у бетона, нагруженного выше R^{inf} . В большей степени возрастает влажность бетона, оттаивающего в растворе NaCl, из-за большей деструкции материала. Концентрация NaCl в поровом растворе бетона на всех этапах конструктивных и деструктивных изменений сохранялась практически на исходном уровне.

Изучение деформаций при кратковременном нагружении бетона после знакопеременных температурных воздействий, а также прочностных и деформативных характеристик бетона после воздействия нагрузки, низких отрицательных температур и жидкой среды показало, что степень деструкции бетона зависит от условий температурно-влажностных и силовых воздействий.

Анализ полученных данных, а также результатов других исследователей показал, что чем ниже морозостойкость бетона, тем в большей степени она зависит от уровня длительных напряжений сжатия и степени минерализации водной среды. Так, для бетона, оттаивающего в воде и нагруженного до длительно действующих напряжений сжатия, составляющих 0,2...0,4 R_b , его проектные марки по морозостойкости для ненагруженного бетона можно понизить на одну ступень, а для нагруженного до напряжений сжатия более 0,55 R_b — повысить на одну ступень. Для циклически замораживаемого бетона сжатых элементов, оттаивающего в растворах с суммарным содержанием солей 20...100 г/л его проектные марки по морозостойкости должны быть выше на одну ступень по сравнению с бетоном, оттаивающим в воде.

УДК 624.012.4

И. Е. СЕСЬКИН, канд. техн. наук (Куйбышевский ин-т инженеров железнодорожного транспорта); Г. В. БОРЦОВА, инж. (Куйбышевский инженерно-строительный ин-т); Г. В. ПЫЧИН, инж. (Куйбышевстроймашавтоматизация)

Конструкции на основе термофосфорных шлаков

На современном этапе развития металлургической, энергетической и химической промышленности комплексному использованию сырья уделяется все большее внимание, поскольку характер технологии этих отраслей связан не только с выпуском основной продукции, но и с образованием большого количества отходов, способных служить качественным сырьем для других производств и, в частности, для строительной индустрии.

Так, при выпуске желтого фосфора на 1 т готовой продукции образуется 11...12 т шлака [1]. Его прочность близка к граниту, а модуль упругости на 30 % выше. Шлак практически инертен к щелочной среде бетона [2] и не вызывает коррозии арматуры.

Для таких конструкций, как напорные виброгидропрессованные трубы, особенности шлака улучшают их свойства (напорность и трещиностойкость) [3]. Это позволило заводу ЖБИ-7 Главкуйбышевстроя уже в 1977 г. перейти на выпуск напорных труб с использованием щебня из фосфорного шлака, в результате чего получена экономия более 100 тыс. р. в год.

Для увеличения номенклатуры изделий, выпускаемых на основе термофосфорных шлаков, потребовались дополнительные исследования, связанные с изучением свойств бетона, проверкой эффективности принятых в СНиПе расчетных зависимостей и оценкой прочности, жесткости и трещиностойкости натуральных конструкций из такого бетона.

Установлено [3, 4], что бетоны на шлаковом и гранитном заполнителях имеют практически одинаковую прочность на осевое сжатие, близки между собой и коэффициенты их призмной прочности. Все это позволяет при проектировании железобетонных конструкций на щебне из термофосфорных шлаков прочностные характеристики бетона при сжатии принимать по СНиП 2.03.01—84.

Сопротивление растяжению бетона на щебне из термофосфорных шлаков исследовали при испытании образцов на

изгиб, центральное растяжение и скалывание. В результате установлено, что сопротивление растяжению бетонов на основе термофосфорных шлаков до 12 % выше, чем на гранитном заполнителе (рис. 1). Сопротивление обоих бетонов растяжению также практически одинаково. Поэтому в инженерных расчетах в первом приближении его можно принимать по СНиП 2.03.01—84, как для тяжелого бетона.

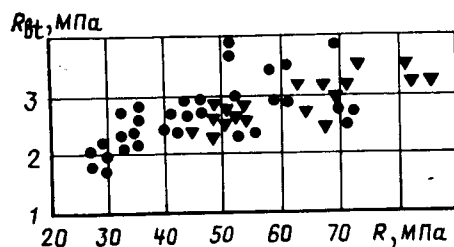


Рис. 1. Зависимость между кубиковой прочностью и прочностью при растяжении
● — бетон на шлаковом щебне; ▼ — то же на гранитном заполнителе

Модуль упругости бетона как любого композитного материала определяется объемным соотношением составляющих бетонной смеси и их упругими характеристиками. Замена гранитного щебня шлаковым [3] изменяет модуль упругости самого бетона. Количественно увеличение модуля упругости бетона с достаточной для практических расчетов точностью можно оценить по известным зависимостям [5].

Вычисления показывают, что при одинаковых составах модуль упругости бетона на основе термофосфорных шлаков на 10 % выше чем на гранитном заполнителе. Это подтверждается экспериментальными данными. Следовательно, при проектировании железобетонных конструкций из такого бетона необходимо приведенные в СНиПе значения модуля упругости принимать с коэффициентом 1,1.

Существенная особенность бетона на шлаковом щебне фосфорного производства, по сравнению с бетоном на гранитном заполнителе, заключается в низ-

кой деформативности. Опыты показали, что предельная сжимаемость такого бетона находится в пределах $(162...192)10^{-5}$.

Уменьшение предельной сжимаемости снижает расчетное сопротивление арматуры на сжатие R_{sc} , которое находится в пределах 316...384 МПа. Принимая его как среднее из полученных результатов (по аналогии со СНиПом), получим $R_{sc} = 350$ МПа.

При армировании конструкций сжатой арматурой класса А-III и ниже расчетное сопротивление арматуры сжатию удается использовать практически полностью. Поэтому несущая способность нормальных сечений изгибаемых, а также сжатых элементов из бетона на шлаковом и гранитном щебне с арматурой до класса А-III включительно идентичны.

Для сопоставления прочности наклонных сечений и получения опытных коэффициентов входящих в расчетные формулы СНиПа, одновременно испытали 16 балок из бетона на гранитном и шлаковом заполнителях. Опытные образцы имели сечение 8×20 см и армировались только продольной арматурой ($1 \varnothing 18$ А-III). Это позволило исключить влияние поперечной арматуры, а после образования наклонной трещины исследовать анкерующую способность бетонов (рис. 2).

В результате экспериментов установлено, что характер разрушения образцов из бетона на гранитном и шлаковом щебне практически одинаков. Первые наклонные трещины появились при нагрузках $0,4 P_{разр}$ независимо от вида бетона. Проскальзывания арматуры не обнаружено несмотря на то, что зона анкеровки заведомо была принята по схемам I, II $< 20d$. Однако чрезмерное уменьшение зоны анкеровки приводило к срезу бетона по плоскости, параллельной поверхности арматуры, при этом прочность наклонных сечений уменьшалась почти пропорционально снижению величины зоны анкеровки.

Приведенные в табл. 1 экспериментальные и расчетные значения показы-

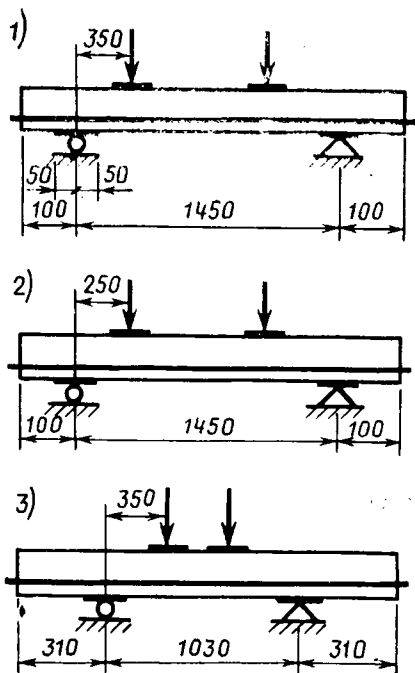


Рис. 2. Схемы испытания

вают, что прочность наклонных сечений изгибаемых элементов из бетона на гранитном и шлаковом заполнителях практически одинакова.

Таблица 1

Схема испытаний	\bar{c} , см	Прочность наклонных сечений, кН		$\bar{\psi}_{b4}$ по выражению (2)
		опытная	по формуле (1)	
I	28,5/29,3	42,3/35,0	35,5/30,2	1,77/1,74
II	19,5/16,0	78,0/89,0	52,0/55,4	2,28/2,40
III	20,5/25,0	60,3/57,8	48,5/45,6	1,87/2,06

Примечание. Перед чертой — гранит, после черты — шлак.

Некоторое снижение прочности, наблюдавшееся у элементов на шлаковом щебне, объясняется, по-видимому, более низкой прочностью самого бетона. Она составила для бетонов на гранитном щебне $\bar{R}=40,2$, $\bar{R}_{bt}=2,7$ МПа, на шлаковом — $\bar{R}=33,1$, $\bar{R}_{bt}=2,4$ МПа.

Эффективность использования формул СНиПа применительно к конструкциям, изготовленным из бетона на шлаковом щебне, оценивали при сопоставлении опытной $Q_{оп}$ и расчетной $Q_{расч}$ прочности наклонных сечений. $Q_{расч}$ вычисляли по формуле

$$Q_{расч} = \frac{\bar{\psi}_{b4} R_{bt} b h_0^2}{\bar{c}}, \quad (1)$$

где \bar{c} — опытное значение проекции наклонной трещины; $\bar{\psi}_{b4}$ — коэффициент: $\bar{\psi}_{b4}=1,5$.

Для сравнения подсчитали опытное значение этого коэффициента

$$\bar{\psi}_{b4} = \frac{Q_{оп} \bar{c}}{R_{bt} b h_0^2}. \quad (2)$$

Независимо от вида бетона наиболее хорошее совпадение между опытными и расчетными значениями прочности наклонных сечений наблюдалось при пролете среза $c/h_0=2$. Разность между указанными значениями не превышала 16 и 20 %, при схемах испытания I и III. При $c/h_0 < 2$ наблюдалось значительное расхождение между опытными и расчетными данными.

Приведенные в табл. 1 значения коэффициента $\bar{\psi}_{b4}$, вычисленные по формуле (2), свидетельствуют о том, что численные величины коэффициентов при одинаковых схемах испытания практически равны для обоих бетонов. Это позволяет использовать при расчете прочности наклонных сечений коэффициенты СНиПа для тяжелого бетона.

По фактическим характеристикам бетона рассчитали некоторые железобетонные конструкции из бетона на щебне из термофосфорных шлаков. В результате установлено, что при изготовлении конструкций из бетона на щебне из термофосфорного шлака принятое в сериях и ГОСТе армирование остается без изменения.

Для подтверждения результатов расчета и выявления особенностей работы натуральных конструкций из бетона на шлаке фосфорного производства, а также выявления соответствия прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций на основе термофосфорного шлака требованиям проектов и ГОСТов на заводе Стройдетальконструкция в Тольятти испытали опытные образцы ригелей и ребристых плит.

Эксперименты осуществляли согласно требованиям проекта — плиты как свободно опертые в четырех точках; ригели — по неразрезной схеме (табл. 2).

Таблица 2

Марка конструкции	Возраст, сут	$a_{срс}$, мм	f , мм	C
Ригели Р2-52-57Ш	50	0,2/0,15	10,1/9,85	1,6/2,00
	50	0,2/0,15	10,1/9,95	1,6/1,80
	50	0,2/0,15	10,1/10,1	1,6/1,90
Плиты ПАШВ-4Ш	48	0,2/0,05	1,9/0,90	1,4/1,53
	54	0,2/0,10	1,9/0,80	1,4/1,62
	56	0,2/0,00	1,9/0,56	1,4/1,62

Примечание. Перед чертой — расчетные величины, после черты — опытные.

Все конструкции разрушились по нормальному сечению от текучести растянутой продольной арматуры. При этом коэффициент C оказался выше нормируемого ГОСТ 8829—85 для данного характера разрушения ($C=1,25$). Трещиностойкость нормальных и наклонных сечений ригелей и плит, их жесткость также удовлетворяли требованиям проектов и ГОСТ 8829—85.

На основании полученных данных разработали ТУ 65.517—85 и ТУ 65.519—85.

В настоящее время завод Стройдетальконструкция практически полностью переведен на выпуск железобетонных конструкций с использованием термофосфорных шлаков ПО Куйбышевфосфор. Экономический эффект от использования указанного заполнителя составляет порядка 5 р. на 1 м³ готового бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Безотходная технология в промышленности / Б. Н. Ласкорин, Б. В. Громов, А. П. Цыганков, В. Н. Сеени. — М.: Стройиздат, 1986. — 160 с.
- Новопашин А. А., Ермаков Г. И. Свойства бетона на заполнителях из шлака фосфорного производства // Бетон и железобетон. — 1983. — № 12. — С. 23—24.
- Сеськин И. Е. Свойства виброгидропрессованного бетона на щебне из фосфорного шлака // Бетон и железобетон. — 1985. — № 11. — С. 22—23.
- Тупов Н. И., Жансаентов Н. Р. Прочность и деформативность тяжелого бетона на щебне из фосфорного шлака // Бетон и железобетон. — 1972. — № 2. — С. 33—35.
- Ахвердов И. Н., Смольский А. Е., Скогелас В. В. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона. — Минск: Наука и техника, 1973. — 232 с.

Новые изобретения

№ 1*

А. с. 1449350 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. Устройство для формирования изделий из бетонных смесей / А. Н. Обухов, И. Ф. Руденко, В. Н. Кузин и др. (СССР); НИИЖБ, ЦМИПКС.

А. с. 1449351 СССР, МКИ⁴ В 28 С 5/16, В 01 F 7/24. Смеситель / В. М. Бахтук, В. Н. Цыганенко, С. Д. Парадеев, О. Н. Кузьмина (СССР); МИХМ.

А. с. 1449555 СССР, МКИ⁴ С 04 В 16/08, 28/04. Способ изготовления легкобетонной смеси / Л. М. Амирова, Р. К. Ахметова, И. К. Халитов (СССР). Казанский инженерно-строительный ин-т.

А. с. 1449644 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/18. Сборная железобетонная рама / Ю. Д. Золотухин, М. И. Лейнов (СССР); Белорусский ин-т инженеров железнодорожного транспорта.

А. с. 1449645 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/38, 1/60. Стыковое соединение наружной стеновой панели с несущей конструкцией здания / А. Е. Козодой (СССР); ВНИПИЭнергопром.

А. с. 1449648 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 2/46. Панель ограждения / В. С. Коган, А. Н. Витиенко, М. Я. Волоцкий и др. (СССР); ЛатНИИЭС.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

УДК 69.059.22

М. М. ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (ВНИИЖелезобетон)

К механизму деформирования и разрушения бетона при сжатии*

В обсуждаемой статье В. Н. Байкова затронуты три важных вопроса: причины разрушения бетона при сжатии; диаграммы работы бетона при сжатии и растяжении, а также критерии разрушения при однородном и неоднородном сжатии.

В утверждениях В. Н. Байкова содержатся ошибки, на которые следует обратить внимание.

Начнем с причин разрушения. В общей форме они были сформулированы А. А. Гвоздевым [1] и, кажется, никем не оспаривались. По А. А. Гвоздеву из-за неоднородности бетона в нем, кроме основного поля напряжений, возникает вторичное поле самоуравновешенных напряжений с участками растяжения и сжатия. Прямой причиной появления имеющих наибольшее значение местных растягивающих напряжений могут быть разрушение перегруженных элементов бетона от сдвига (гипотеза Брандзаега), влияние включений повышенной жесткости, а также пор и дефектов в виде трещин. Гипотеза сдвига наиболее убедительна и развита в работах [2...4] и др.

В. Н. Байков пытается по-новому объяснить причины разрушения бетона при сжатии, главную из которых он видит в разнице между деформативностью бе-

тона при сжатии и растяжении. Проследим за его рассуждениями, пользуясь воспроизведенным из его статьи рис. 1, а. Выделяя в сжимаемой призме объем $ABCD$, автор отдельно рассматривает деформации выделенного объема под действием приложенных к границе напряжений σ_α и τ_α . Неожиданно утверждается, что при действии τ_α из-за разной деформативности бетона при растяжении и сжатии, кроме естественного для сдвига изменения углов, происходит увеличение линейных размеров как в продольном, так и в поперечном направлениях: «Вследствие ортотропии бетона в одноосно сжатом массиве реально образуется двухосное расширение, — пишет В. Н. Байков. — Оно не имеет существенного значения для напряженного состояния призмы в направлении оси 1, где его погашает интенсивное сжатие. В направлении же оси 2 оно заметно влияет на предельное состояние структуры бетона». Затем даны описания последствий расширения в направлении оси 2, рассматриваемого в качестве главной причины разрушения. Это ошибочное заключение стало результатом неправомерного применения принципа суперпозиции.

Суть ошибки показана на рис. 1, б. Рассмотрена ненагруженная призма, т. е. случай $P=0$. Такая призма, очевидно, не укорачивается и не удлиняется. По-

пробуем, однако, следуя В. Н. Байкову, заменить нагружение силой P двумя последовательными нагружениями: сжатием силой Q и растяжением такой же силой. Первое из этих нагружений приведет к укорочению призмы на некоторую величину Δ_1 , второе — к удлинению на величину Δ_2 . Поскольку деформативность при растяжении больше, чем при сжатии ($\Delta_2 > \Delta_1$), получается, что нулевая нагрузка вызвала удлинение призмы на величину $\Delta_2 - \Delta_1$. Изменяя Q , можно менять и удлинение. Бессмысленность результатов очевидна. Это показывает,

сколько недопустимо применение принципа суперпозиции при различной деформативности материала при сжатии и растяжении, т. е. при его нелинейном сопротивлении. Таким образом, обнаруженное В. Н. Байковым «расширение» таковым не является. Естественно, что не имеют смысла и связанные с этим дальнейшие построения.

Обратимся ко второй затронутой В. Н. Байковым проблеме — проблеме получения и толкования понятия о диаграммах работы бетона при осевом растяжении и сжатии.

В рассматриваемой статье и в других работах автора предлагается определять диаграмму из испытаний на осевую нагрузку. Для того чтобы полученную при этом зависимость $\sigma - \epsilon$ использовать в расчетах на изгиб, внецентренное растяжение и сжатие, приходится вводить представление о «локальности» сопротивления бетона. Иначе говоря, принимать, что работа данного элемента (волокна) материала не зависит от нагружения соседних элементов. Это равнозначно применению стерженьковой модели, представленной на рис. 2, а. Наделяя все стержни модели одной и той же диаграммой $\sigma - \epsilon$, при известном законе распределения деформаций по высоте сечения можно получить искомые соотношения между нагрузкой и крайними деформациями при изгибе, внецентрен-

* К статье В. Н. Байкова «Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием» (Бетон и железобетон. — 1988. — № 12. — С. 13—15)

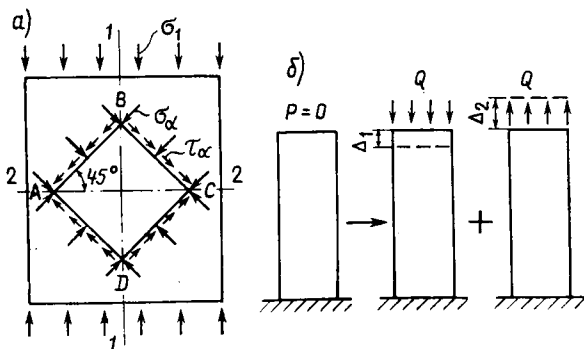


Рис 1. Однородное сжатие призмы а — по В. Н. Байкову; б — к доказательству неправомерности применения принципа суперпозиции для материалов с разной деформативностью при растяжении и сжатии

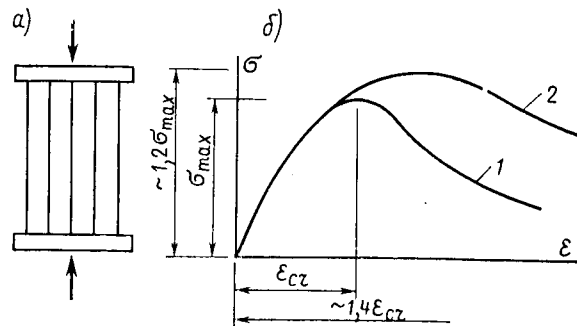


Рис 2. Модель в виде группы независимо работающих элементов (а) и диаграмма работы бетона при сжатии по [5] (б) 1 — при центральном сжатии; 2 — при неоднородном сжатии (ФЛС)

ном сжатии и растяжении. Однако эти соотношения не будут соответствовать опытным данным, поэтому уже в течение многих лет для определения диаграмм работы используют результаты испытаний на внецентренное, а не на центральное нагружение.

Диаграмму, которая при этом получается, иногда называют «функцией локального сопротивления» (ФЛС). Насколько ФЛС отличается от зависимости $\sigma-\epsilon$ при центральном нагружении, видно из рис. 2, б, заимствованного из работы [5]. Столь же велика разница и при растяжении. Поэтому предложение В. Н. Байкова и других исследователей об использовании диаграмм осевого нагружения не может быть принято. Центральное нагружение очень специфично из-за неустойчивости напряженного состояния. Применять ФЛС можно только при достаточно большой неравномерности распределения деформаций по сечению.

Нельзя согласиться и с толкованием В. Н. Байковым диаграммы $\sigma-\epsilon$. В рассматриваемой статье читаем: «Установлено, что одноосно и однородно сжатые бетонные призмы разрушаются при продольных относительных деформациях $\epsilon_b \approx 0,0022$ и максимальном сжимающем напряжении $\sigma_1 = R_b, \text{lim}$ ». Это ошибка, так как разрушение происходит позднее, при больших значениях ϵ и меньших σ . Другое дело, что максимум сопротивления достигается при критических деформациях и отсутствии системы перераспределения, дальнейший рост деформаций происходит в динамическом режиме и часто не фиксируется. Далее: «Одноосно внецентренно сжатые призмы с треугольной эпюрой деформаций... разрушаются при наибольших краевых деформациях $\epsilon_b \approx 0,004...$ » Двойная ошибка. Предельные краевые деформации при неоднородном сжатии не являются константой. Они зависят от формы сечения, на что более четверти века назад обратил внимание Х. Рюш [6]. И, кроме того, В. Н. Байков путает критические краевые деформации, при которых достигается максимума несущая способность сжатой зоны сечения, с предельными, которые значительно больше по величине, чем 0,004.

Те же ошибки повторяются при переходе к осевому растяжению. Далее В. Н. Байков отмечает сложность экспериментального определения нисходящих участков диаграмм, причем считает: «Достоверность характеристик бетона, получаемых таким способом, условна, поскольку они найдены расчетным путем с учетом «жесткости» кондуктора», — и предлагает находить нисходящие участки расчетным путем.

Заметим, что если жесткость кондуктора выбрана таким образом, что суммарное сопротивление кондуктора и сжимаемого (растягиваемого) элемента растет вплоть до разрушения бетона монотонно, то вид диаграммы работы бетона от жесткости кондуктора не зависит. Кроме того, очевидно, что определить нисходящие участки можно только по прямым или косвенным опытным данным. Расчетному определению они не подлежат.

И, наконец, о третьей проблеме, затронутой в статье В. Н. Байкова, — проблеме критериев разрушения. Начнем с растяжения, используя модель рис. 2, а и общепринятые исходные представления, которые сводятся к следующему. Как показывают измерения акустической эмиссии, отдельные разрывы в бетоне появляются рано. На модели им соответствуют разрывы отдельных стержней. Какое-то время, несмотря на разрывы, сопротивление будет расти и при определенной критической деформации достигнет максимума. После этого разрывы связей уже не будут компенсироваться ростом усилий в связях, оставшихся целыми, и сопротивление будет падать в динамическом или статическом режиме в зависимости от условий испытаний. В обоих случаях разрушение произойдет при предельной для бетона деформации $\epsilon_{bt, \text{lim}}$, которая в несколько раз больше критической. Величина $\epsilon_{bt, \text{lim}}$ случайна. Ее опытное определение встречает большие трудности. При введении некоторых допущений и модельных представлений можно определить математическое ожидание $\epsilon_{bt, \text{lim}}$ [7].

При переходе к анализу сопротивления бетона сжатию методически важен вопрос о пуассоновом расширении. Чтобы уяснить его роль при установлении деформационных критериев разрушения, необходимо учитывать несплошность бетона, его псевдозернистую структуру. При приложении к образцу сжимающей нагрузки происходит разрушение зерен. Определяющие прочность образца поперечные связи при этом растягиваются, их деформации с пуассоновым расширением никак не связаны, поэтому разрушение поперечных связей, по-видимому, должно происходить при тех же деформациях $\epsilon_{bt, \text{lim}}$, что и при растяжении образца. В. Н. Байков считает предельную поперечную деформацию равной 0,0002 (см. с. 13). В действительности она, во-первых, случайна, во-вторых, в несколько раз больше. Велико также значение базы измерений. В целом проблема применения в расчетах полных диаграмм, не нашедшая адекватного отражения в работе В. Н. Байкова, заслу-

живает внимательного изучения. Кроме упоминавшихся вопросов, важно изучить влияние (или его отсутствие) степени неравномерности распределения деформаций, скорости и длительности нагружения. Необходимо правильно очертить область применимости полных диаграмм. Известно, что в эту область не входят малые элементы, с которыми приходится считаться при изучении сцепления арматуры с бетоном, и крупные элементы, характерные, например, для гидротехнических сооружений. Известен также факт нереализуемости полных диаграмм при длине нагружаемого по концам элемента, в 4 и более раз превышающей характерный размер его сечения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. — М.: Стройиздат, 1949. — 280 с.
2. Taylor M. General behavior theory for cement pastes, mortars and concretes // *ACI Journal*. — 1971. — V. 68. — No. 10. — P. 756—762.
3. Седракан Л. Г. Элементы статистической теории деформирования и разрушения хрупких материалов. — Ереван: Айстан, 1968. — 246 с.
4. Холмянский М. М. К механизму сопротивления трещиноватых горных пород и бетона однородному сжатию // *Физико-механические проблемы разработки полезных ископаемых*. — 1979. — № 5. — С. 35—42.
5. Sturman G. Effects of flexural strain gradients on microcracking und stress-strain behavior of concrete // *ACI Journal*. — 1965. — V. 62. — No. 7. — P. 805—821.
6. Rüs ch H. Research toward a general flexural theory for structural concrete // *ACI Journal*. — 1960. — V. 32. — No. 1. — P. 1—28.
7. Коган Е. А., Холмянский М. М. О механическом сопротивлении бетона при неоднородном растяжении с контролем деформаций // *Повышение технологичности и снижение материалоемкости сборного железобетона / Тр. ВНИИ железобетона*. — М., 1982. — С. 149—165.

Новые изобретения

*

№ 2

А. с. 1451019 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/08. Установка для вибропрессования строительных изделий из бетонных смесей Е. А. Логвиненко, Ю. П. Маценко, Г. К. Волков и др. (СССР); Днепропетровский государственный ун-т.

А. с. 1451022 СССР, МКИ⁴ В 28 7/30. Устройство для образования в бетонных изделиях под упоры захватов грузоподъемных средств / Л. В. Петросян, А. Л. Петросян (СССР).

А. С. 1451023 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. Способ формирования железобетонных изделий / В. В. Михайлов, С. З. Рагольский, М. Г. Геворкян и др. (СССР); ВНПО Союзводпроект, ВНИИ-трансстрой.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

УДК 624.154

Стендовое производство свай

ПИКТИ Киевский Проектстройиндустрия Минстроя УССР разработал проект производства железобетонных забивных свай стендовым способом в гравитационных формах длиной 24 м с использованием механизированной укладки бетонной смеси и термообработки изделий продуктами сгорания природного газа.

Стендовая линия состоит из пяти 9-отсекowych форм, устанавливаемых вплотную друг к другу на разделительные перегородки герметизированных подпольных камер для автономной рециркуляции продуктов сгорания природного газа теплогенераторами ТОК-1А. Для раскладки изделий по длине отсеков предусмотрены разделительные вкладыши. Зоны камер снабжены съемными утепленными крышками.

Механизированную укладку, уплотнение и заглаживание бетонной смеси осуществляют стендовым бетоноукладчиком с приемом смеси из автосамосвала или автобетоносмесителя без кранового оборудования.

После термообработки изделия вынимают групповой траверсой с помощью козловой крана за строповочные петли четырех изделий по ширине стенда. Распалубка возможна без раскрытия бортов благодаря поперечной гибкости 9-отсековой оснастки.

После распалубки отсеки очищают от остатков бетона с помощью самоходной установки для чистки стендовых форм, смазывают эмульсионной смазкой ЭО-2, затем укладывают арматурные объемные каркасы и устанавливают разделительные вкладыши. По мере готовности следом движется стендовый бетоноукладчик, представляющий собой самоходный портал, на котором установлена рельсовая рама самоходного бункера-воронки для приема с автотранспорта, а также порционной равномерной выдачи смеси в бункер-вибронасадку.

Бетоноукладчик работает в следующей последовательности. Бункер-воронку подают в зону приема бетонной смеси из автотранспорта, рельсовую раму с неподвижным шиберным затвором опуска-

ют на автодорогу и загружают бетонную смесь. Затем бункер-воронку с помощью рельсовой рамы поднимают на высоту уровня верха бункера-вибронасадки, передвигают из зоны перекрытия выпускного отверстия неподвижным шиберным затвором в зону выгрузки смеси в бункер-вибронасадку и укладывают бетонную смесь в отсеки при передвижении стендового бетоноукладчика. Бункер-вибронасадка заполняется бетонной смесью обратным ходом бункера-воронки. При этом избыток смеси срезают выпускным отверстием. После укладки бетонной смеси стендовый отсек закрывают крышкой и включают теплогенератор по режиму термообработки.

Для перегона стендового бетоноукладчика в исходное положение на стендовую камеру опускают рельсовую раму, сцепляют ее с бункером-вибронасадкой, поднимают рельсовой рамой на высоту возможного передвижения над крышками пропарочных камер.

Внедрение данной технологии позволяет значительно снизить трудозатраты, затраты на строительство полигонов, использующих избыточные мощности бетоносмесительных узлов предприятий стройиндустрии, увеличить производи-

УДК 69.002

Централизованная смазка оборудования

При обслуживании оборудования значительная часть рабочего времени тратится на добавление консистентной смазки, жидкой смазки и ее замену. Это требует больших физических затрат рабочего. При заправке шприцев и разливочных емкостей теряются смазочные материалы. В таких местах, как склад цемента, бетоносмесительный цех, котельная, на небольшой площади сконцентрировано много оборудования. Смазку незначительно удаленного друг от друга оборудования можно осуществлять централизованно. На рис. 1 показаны централизованная смазка оборудования склада цемента, схема смазки.

Насосы всех типов требуют применения сальниковой набивки. Продлить срок ее службы поможет регулярная подача консистентной смазки в набивку и под крышки подшипников, не имеющих масляной ванны.

Трубопроводы можно подвести к сальниковой набивке цементных насосов, вакуум-насосу, центробежному насосу, а также к запорным клапанам цементных емкостей. Консистентная смазка нагнетается электромеханическим плунжерным

насосом в распределительную гребенку, с которой она подается в нужное место и в установленные сроки с помощью пробковых кранов.

При эксплуатации расположенного рядом оборудования с применением жид-

Технико-экономические показатели линии

Производительность, м ³ /сут	93,5
Расход природного газа, м ³ /м ³	14,5
Расход электроэнергии, кВт/м ³ (без учета расхода электроэнергии на приготовление и доставку бетонной смеси, изготовление и доставку арматурных изделий)	1,5
Трудоемкость изготовления 1 м ³ изделий, чел.-ч	2,25

Техническая документация разработана для Броварского заводостроительного комбината (Киевская обл., Бровары).

За дополнительными сведениями обращаться в ПИКТИ Киевский Проектстройиндустрия Минстроя УССР по адресу: 252054 Киев, ул. Воровского, 22.

В. Я. ЛУКЬЯНЧЕНКО, инж.

(ПИКТИ Киевский Проектстройиндустрия)

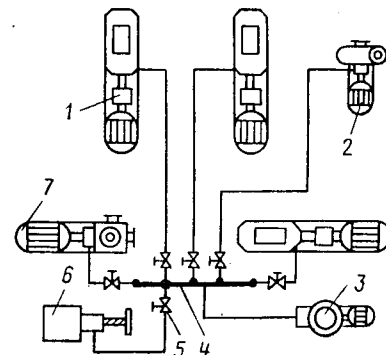


Рис. 1. Схема централизованной смазки оборудования склада цемента
1 — пневмотитовые цементные насосы типа НПВ63/2; 2 — центробежный водяной насос; 3 — электромеханический нагнетатель консистентной смазки; 4 — распределительная гребенка; 5 — пробковые краны; 6 — запорный клапан цементной емкости; 7 — вакуум-насос

кой смазки труд ремонтных рабочих значительно облегчает централизованная добавка масла в масляные ванны. Применение подобной установки в бетоносмесительном цехе показано на рис. 2. Бак с маслом устанавливают примерно на одинаковом удалении от оборудования. Забор и подача масла осуществляются масляным насосом типа НШ-32, приводимым во вращение электродвигателем. Для исключения слишком большого давления установлен перепускной клапан, отрегулированный на 0,2 МН/м². При закрытых вентилях масло через перепускной клапан подается обратно в бак, при открытом вентиле оно добавляется до уровня в бетоносмеситель. Разводка трубопровода осуществляется

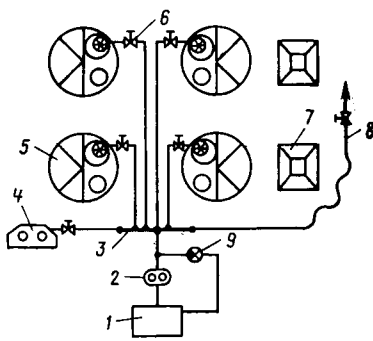


Рис. 2. Схема централизованной заправки масляных ванн оборудования бетоносмесительного цеха
1 — бак с маслом; 2 — шестеренчатый насос НШ-32; 3 — раздаточная гребенка; 4 — редукторы транспортеров; 5 — бетоносмесители типа С-138А; 6 — запорные вентили; 7 — раздаточные бетонные тележки типа СМЖ-2А; 8 — удочка с вентилем; 9 — перепускной клапан

от распределительной гребенки. Слесарь, обслуживая оборудование по графику, открывает вентиль и добавляет масло до нормы у остального оборудования. Передвижные механизмы типа раздаточной тележки СМЖ-2а заправляются маслом с помощью удочки, на которой установлен вентиль. Удочка, соединенная с гребенкой гибким маслостойким шлангом, вставляется в отверстие масляного шпула корпуса редуктора и таким образом масло добавляется до метки масляного шпула без снятия крышки редуктора. После добавления масла удочку и шланг убирают в специально отведенное место.

Внедрение централизованных систем смазки оборудования улучшает культуру обслуживания оборудования, облегчает выполнение планово-предупредительных работ, позволяет экономить смазочные материалы.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 606805 Горьковская обл., Уренский р-н, пос. Арья. Завод ЖБИ.

А. В. ЛЮБЕЗНОВ, инж.
(Арьевский завод ЖБИ)

УДК 691.87 : 693.554.003.13

Семинар по экономии арматуры

В Московском Доме научно-технической пропаганды в марте 1989 г. проходил семинар «Пути снижения металлоемкости сборного железобетона и совершенствование технологии производства арматуры», организованный научно-технической секцией МДНТП «Строительные материалы и конструкции», НИПТИ Мосмаш, НИИЖБом, ВНИИжелезобетоном, КТБ Мосоргстройматериалы, Моспроект, ЦНИИпромзданий. В семинаре участвовали 260 представителей от 132 производственных предприятий, проектных и научно-исследовательских организаций, учебных институтов из 43 городов страны. Было заслушано 22 сообщения.

Строительство с его высокой материалоемкостью занимает особое место в принятой программе ресурсосбережения. Важнейшим резервом экономии в строительстве является снижение металлоемкости сборного железобетона. В настоящее время при объеме его выпуска около 150 млн. м³ в год потребляется около 8 млн. т арматурной стали. На 2000 г. намечено расширить производство сборного железобетона в 1,5 раза без увеличения расхода стали.

К основным направлениям сокращения расхода стали в сборном железобетоне относятся: совершенствование проектирования железобетонных конструкций с улучшением систем унификации, пересмотром нагрузок, расчетных схем и способов расчета, применением разработанных программ оптимизации расчетов на ЭВМ и т. д.; внедрение на основе ускорения разработок и производства высокомеханизированного и автоматизированного оборудования новых видов арматурной стали повышенной и высокой прочности, позволяющее в ближайшие 3...10 лет сократить общий расход стали на 10...12%; экономия стали при производстве арматуры и железобетонных изделий.

В последние годы НИПТИ Мосмаш, КТБ Мосоргстройматериалы, Моспроект-1, МНИИТЭП, Мосинжпроект, НИИЖБ, ВНИИжелезобетон и т. д. выполнили разработки, внедрение кото-

рых на предприятиях ППО Моспромстройматериалы производительностью 4,5...5 млн. м³/год с расходом стали 250...300 тыс. т дало ощутимую экономию стали.

Например, была предложена конструкция колонн многоэтажных зданий под нагрузкой 600...900 т, в которых вместо брусьев из стали класса А-II используют гибкую арматуру класса А-III диаметром 40 мм в комбинации с плоскими листами по торцам. При этом на 1 м³ колонн экономится в среднем около 800 кг стали, снижается стоимость на 350 р. На заводах ЖБИ № 18 и 22 ППО Моспромстройматериалы достигнута ежегодная экономия 3 тыс. т стали и около 1,5 млн. р.

Снижение с учетом допустимого раскрытия трещин расчетных действующих усилий в плитах покрытий городских дорог позволило сократить на 1 м³ плит расход стали до 10 кг, стоимость — на 2 р.

Завод ЖБИ № 18 готовится к выпуску ригелей унифицированного каркаса многоэтажных зданий с преднапряженной арматурой, армированием сталью более высокого класса Ат-V или новой свариваемой сталью Ат-IVC. На заводах ППО Моспромстройматериалы изготовлено более 10 млн. м³ изделий с 25 млн. облегченных строповочных петель. На 1 м³ железобетона в среднем экономится 1 кг стали. Получена значительная экономия арматурной стали в железобетоне при строительстве московского метрополитена.

На семинаре было отмечено, что несмотря на определенные достижения по экономии стали в стране недостаточно и разрозненно развиваются, медленно вводятся в типовые проекты новые конструктивные разработки сборного железобетона, слабо контактируют между собой разработчики и предприятия строительной индустрии, отсутствуют экономические рычаги для стимулирования внедрения эффективных разработок.

А. Ф. ҚЛИМАНОВА, канд. техн. наук
(ВНИИЭСМ)

А. с. 1451025 СССР, МКИ⁴ В 28 В 21/34. Оголовки формы для изготовления центрифугированных изделий из бетонных смесей / А. И. Батулов, В. В. Карпов, С. Б. Цетлин и др. (СССР); ЛИСИ.

А. с. 1451026 СССР, МКИ⁴ В 28 В 21/54. Форма для изготовления гидропрессованных трубчатых изделий из бетонных смесей / В. А. Мельников, Н. Ф. Тенищев, Б. Г., Ерышалов. В. В. Девятков (СССР); Минераловодский завод железобетонных напорных труб.

А. с. 1451112 СССР, МКИ⁴ С 04 24/18. Бетонная смесь / В. С. Левина, И. В. Фурсенко, Н. В. Игнатович (СССР); ЦНИИЭПжилища.

А. с. 1451125 СССР, МКИ⁴ С 04 В 28/02. Бетонная смесь. П. В. Аммосов, В. И. Соломатов, П. С. Костяев, и др. (СССР); МИИТ.

А. с. 1451135 СССР, МКИ⁴ С 04 В 38/02. Сырьевая смесь для изготовления ячеистого бетона / М. А. Данилюк, Е. И. Моисеев, З. А. Степанова, Л. Л. Долгачева (СССР); Калининский комбинат строительных материалов № 2 ПО Калининстройматериалы.

А. с. 1451136 СССР, МКИ⁴ С 04 В 38/10, 40/00. Способ приготовления пенобетонной смеси / Б. М. Румянцев, Т. Е. Кобидзе, Д. П. Тажбеков, Ф. Б. Абдушкуроев (СССР); МИСИ.

А. с. 1451231 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/18. Сборный железобетонный каркас многоэтажного здания / Б. В. Карабанов (СССР); ЦНИИП реконструкции городов.

А. с. 1451232 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/38, 1/20. Стыковое соединение ригеля с колонной сборного железобетонного каркаса / А. Л. Тиличкин (СССР).

А. с. 1451235 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 2/26. Трехслойная панель / Р. А. Гершанок, Г. М. Смилянский, Ю. Б. Котов, А. П. Семаков (СССР); ПИ № 1 Минсевзапстрой СССР, ЦНИИпромзданий.

А. с. 1451237 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 11/04. Опалубка для возведения сооружений из монолитного железобетона / Г. П. Иванов, А. Г. Трущев, В. Е. Тройнин и др. (СССР); Свердловский архитектурный ин-т.

А. с. 1451238 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 11/22. Способ образования проема в бетонной монолитной стене, возводимой в скользящей опалубке, и устройство для его осуществления / К. М. Абдулголимов (СССР); Ростовский инженерно-строительный ин-т.

А. с. 1451241 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 21/12. Устройство для стыкования арматурных стержней / В. К. Серегин (СССР); ЦНИИОМТП.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.012.36:624.072.22

Мордич А. И., Поляков А. Л. Ребристые плиты с напрягаемой арматурой, не имеющей на части длины сцепления с бетоном // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С. 4

Изложены предложения по конструированию элементов с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном. Показано, что балки с продольной арматурой без сцепления с бетоном в приопорных зонах являются частным видом таких конструкций. Даны краткие результаты исследований этих плит, сведения о практическом применении и об основных технико-экономических показателях. — Ил. 4, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.36+624.012.41

Неразрезные преднапряженные ребристые плиты для покрытий / К. М. Матвеев, В. Н. Байков, А. К. Фролов и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С. 6

Дано конструктивное решение неразрезных железобетонных преднапряженных ребристых плит покрытий П-образного поперечного сечения. Отмечены особенности работы неразрезной системы. Приведены результаты исследования фрагмента диска покрытия и технико-экономического анализа плит нового конструктивного решения. — Ил. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:66.04

Влагодотери различно ориентированных поверхностей бетона в процессе гелиотермообработки / И. Б. Заседателев, Г. А. Айрапетов, Х. С. Шахабов, С. А. Ю. Муртазаев // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С. 8

При гелиотермообработке тяжелого бетона процессы влагодотери с горизонтальных и вертикальных неопалубленных поверхностей различны. Установлено, что влагодотери с вертикальных поверхностей зависят от толщины воздушной прослойки между бетоном и светопрозрачным покрытием. Испарение влаги с вертикальных поверхностей бетона оказывают на его прочность более сильное негативное воздействие, чем при горизонтальных неопалубленных поверхностях. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.97.033.1

Гоголев Ю. А., Зильберберг С. Д. Радиальное прессование железобетонных колец // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С. 10

Описан опыт промышленной эксплуатации разработанного на заводе ЖБК № 5 (г. Горький) малогабаритного станка для изготовления железобетонных колец смотровых колодезев диаметром 1000 мм методом радиального прессования. Представлены технико-экономические показатели данной технологии. — Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.87:691.714

Машленко Ф. И., Хромов Д. П., Горицкий В. М. Причины разрушений монтажных петель из арматурной стали 10ГТ // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С. 11

Установлено, что соответствие химического состава и механических свойств требованиям ГОСТ 5781—82 не исключает хрупкого разрушения монтажных петель из арматурной стали 10ГТ. Разработаны предложения по корректировке этого ГОСТа. Выявлена высокая чувствительность критической температуры хрупкости к концентратору напряжений. Сопроотивление хрупкому разрушению предлагается оценивать на ударных образцах типа Шарпи. — Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.072.2 : 691.327 : 666.973.6 : 539.4

Морозов А. Н., Макаричев В. В. Расчет прочности армированных газобетонных балок по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С.

Изложены результаты исследования прочности наклонного сечения по вертикальному сечению, проходящему через вершину наклонной трещины. — Ил. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2.046

Баташева К. В., Пульнер А. Ф. Несущая способность балок при действии сил, приложенных в пределах высоты их сечения // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С.

Рассмотрены результаты испытания балок, нагруженных на полку растянутой зоны сечения, показавшие что их несущая способность снижается из-за влияния отрывающей силы на прочность нормальных и наклонных сечений. Показано влияние дополнительного растяжения хомутов и бетона сжатой зоны сечения элементов отрывающей силой на прочность балок. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327-462

Расчет напорных труб на давление напряженной спирально-перекрестной арматуры / А. А. Чече, Н. И. Шелелевич, В. И. Мелихов, А. Е. Шмурнов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С.

Приведены графические и математические зависимости для расчета трещиностойкости кольцевых сечений сердечников железобетонных напорных труб на давление напряженной спирально-перекрестной арматуры. — Ил. 5. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.071.3.012.35.042.5

Капкин М. М., Грановский Ю. Л., Шейнфельд Н. П. Прочность и деформативность многократно замораживаемого бетона длительно сжатых элементов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С.

Изложены результаты исследований изменения прочности и накопления остаточных деформаций циклически замораживаемого до -50°C бетона, находящегося под сжимающей нагрузкой и подвергающегося воздействию воды и раствора NaCl. — Ил. 3.

УДК 624.012.4

Сеськин И. Е., Борцова Г. В., Пычин Г. В. Конструкции на основе термофосфорных шлаков // Бетон и железобетон. — 1989. — № 9. — С.

Приведены физико-механические характеристики бетона на щебне из термофосфорных шлаков, а также результаты исследования прочности наклонных сечений изгибаемых элементов, изготовленных из указанного бетона. Даны результаты испытания натуральных конструкций из бетона на шлаковом щебне фосфорного производства. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 5 назв.

CONTENTS

Serykh R. L. The State scientifico-technical programme «Stroyprogress-2000»
Mordytch A. I., Polakov A. L. Ribbed slabs with stressing reinforcement without adhesion with concrete at length section
Matveev K. M., Baikov V. N., Phrolov A. K., Kondratjev V. A., Kozjarievsky A. N. Continuous prestressed ribbed slabs for covers
Zasedatelev I. B., Airapetov G. A., Shakhobov Kh. S., Murtazaev S.-A. Yu. Moisture losses of different orientated concrete surfaces during heliothermal treatment
Gogolev Yu. A., Zilberberg S. D. Radial pressing of reinforced concrete rings
Mashlenko Ph. I., Khromov D. P., Goritsky V. M. Reasons of deteriorations of mounting loops from reinforced steel IOGT
Egamberdyev M. S. Utilization of heliocovers in concreting
Morozov A. N., Macaritchev V. V. Calculation of resistance of gas-concrete reinforced beams accounting oblique sections
Batasheva K. V., Pulner A. Ph. Bearing capacity of beams under action of forces applied in limits of height of its section
Tchetche A. A., Shepelevitch N. I., Melikhov V. I., Shmurnov A. E. Calculation of pressure pipes in compression of stressed spiral-crossing reinforcement
Kapkin M. M., Granovsky Yu. L., Sheinfeld N. P. Resistance and deformability of multi-frozen concrete of a long time compressed elements
Seskin I. E., Bortsova G. V., Pytchin G. V. Structures on base of thermo-phosphoric slags
Kholmjansky M. M. On mechanism of deformation and destruction of concrete under compression

CONTENU

Serykh R. L. Le programme scientifico-technique d'Etat «Stroyprogress-2000»
Morduch A. I., Poljakov A. L. Les dalles nervurées avec des armatures contraintes n'ayant pas d'adhésion avec le béton dans la partie de longueur
Matveev K. M., Baikov V. N., Phrolov A. K., Kondratjev V. A., Kozjarievsky A. A. Les dalles continues nervurées précontraintes pour les recouvrements
Zasedatelev I. B., Airapetov G. A., Chakhobov Kh. S., Murtazaev S.-A. Yu. Les pertes d'humidité des surfaces du béton différemment orientées dans le processus de traitement héliothermique
Gogolev Yu. A., Zilberberg S. D. Le pressage radial des anneaux en béton armé
Mashlenko Ph. I., Khromov D. P., Goritsky V. M. Les raisons des détériorations des boucles d'assemblage en acier à béton IOGT
Egamberdyev M. S. L'utilisation des hélio-revêtements pendant le bétonnage
Morozov A. N., Makaritchev V. V. Le calcul de la résistance des poutres en gaz-béton armé compte tenu des sections obliques
Batucheva K. V., Poulner A. Ph. La capacité portante des poutres sous l'action des forces appliquées dans les limites de hauteur de leur section
Tchetché A. A., Chepelevitch N. I., Melikhov V. I., Chmournov A. E. Le calcul des conduites forcés sur la pression des armatures contraintes en spirales croisées
Kapkin M. M., Granovsky Yu. L., Sheinfeld N. P. La résistance et la déformabilité du béton multi-congelé des éléments longuement comprimés
Seskin I. E., Bortsova G. V., Pytchine G. V. Les structures sur la base des laitiers thermo-phosphoriques
Kholmjansky M. M. Sur le mécanisme de déformation et de destruction du béton sous la compression

INHALT

Serych R. L. Wissenschaftlich technisches Staatsprogramm «Stroyprogress-2000»
Morditsch A. I., Poljakow A. L. Rippenplatten mit der Länge nach zum Teil keine Kohäsion mit dem Beton besitzender Spannbewehrung
Matwejew K. M., Bajkow W. N., Frolov A. K., Kondratjew W. A., Kosjarievskij A. A. Vorgespannte durchlaufende Rippendachplatten
Sassedatelev I. B., Airapetov G. A., Schachabow Ch. S., Murtasajew S. A. Ju. Feuchtigkeitsverluste von unterschiedlich orientierten Betonflächen im Prozess der Sonnenwarmbehandlung
Gogolew Ju. A., Siljberberg S. D. Radialpressen von Stahlbetonringen
Egamberdyjew M. S. Werwendung von Sonnendeckschichten bei Produktion von Betonarbeiten
Maschlenko F. I., Chromow D. P., Gorizkij W. M. Ursachen für Zerstörung von Montageösen aus IOGT-Betonstahl
Morosow A. N., Makaritschew W. W. Festigkeitsberechnung von bewehrten Gasbetonbalken nach geneigten Querschnitten
Bataschewa K. W., Puljner A. F. Tragfähigkeit von Balken unter Wirkung von in Grenzen der Höhe ihres Querschnittes eingetragenen Kräften
Tschetsche A. A., Schepelewitsch N. I., Melichow W. I., Schmurnow A. Je. Berechnung von Druckrohren auf Druck der gespannten Spiralkreuzbewehrung
Kapkin M. M., Granowskij Ju. L., Scheinfeld N. P. Festigkeit und Verformbarkeit des mehrfach gefrierbaren Betons in Dauerdruckgliedern
Sesjkin I. Je., Borzowa G. W., Pytschin G. W. Konstruktionen unter Anwendung von Thermophosphorschlacken
Cholmjanskij M. M. Mechanismus der Deformation und des Betonbruchs unter Druck

Редакционная коллегия: Ю. П. Гуца (главный редактор), В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биелев, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлык (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 14.07.89.

Подписано в печать 25.08.89.

T-16209

Формат 60×90/16

Печать высокая.
Тираж 13095 экз.

Бумага книжно-журнальная.
Зак. 271

Усл. печ. л. 4,0

Усл. кр.-отт. 4,75

Уч.-изд. л. 5,44
Цена 60 коп.

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

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

ПЛАСТИФИКАТОР БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ «ОМАНС»

Разработан на основе легкого газойля. Выпускается в жидком и порошкообразном видах. Обладает сильным пластифицирующим действием.

Позволяет:

- — снизить расход воды в составе бетонной смеси до 20%
 - — повысить прочность бетона на одну марку,
 - — увеличить выпуск продукции на 15...20%.
- Аналогов в стране и за рубежом не имеет.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, Институт нефтехимических процессов АН АзССР, Московское научно-производственное объединение «НИОПИК» Минхимпрома СССР.

Изготовители: Новомосковское ПО «Оргсинтез» Минхимпрома СССР

КЕРАМЗИТОПОЛИСТИРОЛБЕТОН СРЕДНЕЙ ПЛОТНОСТИ 900...1000 кг / м³ ДЛЯ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Эффективный легкий бетон, в котором часть крупного и мелкого заполнителя заменена вспененными полистирольными гранулами насыпной плотностью 25...40 кг/м³. Применение легких полистирольных гранул позволяет снизить среднюю плотность бетона на 100...150 кг/м³ и повысить термическое сопротивление стен на 25%.

Используется для изготовления стеновых панелей жилых и общественных зданий, а также для омоноличивания стыков крупнопанельных зданий.

Разработчик: НИИЖБ Госстроя СССР.

ГАЗОЗОЛОБЕТОН ЕСТЕСТВЕННОГО ТВЕРДЕНИЯ ДЛЯ МОНОЛИТНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ

Изготавливается на основе цементного вяжущего, золы-уноса или золошлаковых смесей ТЭЦ с использованием газообразователя (алюминиевой пудры ПАП-1).

Предназначен для устройства монолитных полов и покрытий жилых и общественных

зданий, для устройства стяжки по монолитной теплоизоляции, а также для возведения монолитных стен малоэтажных жилых домов усадебного типа.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, Ростовский ИСИ Минвуза РСФСР.

НИЗКОТЕМПЕРАТУРНАЯ ПРОПИТКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ ПОЛИМЕРНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ НА ОСНОВЕ ПОЛИИЗОЦИАНАТА

Новый метод пропитки разработан для повышения коррозионной стойкости и долговечности железобетонных подземных конструкций и сооружений, подверженных воздействию сильно агрессивных природных и техногенных грунтовых сред.

Процесс пропитки осуществляется при нормальной температуре и атмосферном давлении, не требует сложного и дорогостоящего оборудования.

В зависимости от вида и степени агрессивности среды разработаны различные пропиточные композиции, гарантирующие проектную долговечность конструкций.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, трест «Тенгизинтернефтегазстрой» Миннефтегазстроя СССР.

ТЕПЛОВЛАЖНОСТНАЯ ОБРАБОТКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ В ГИДРОАЭРОЦИРКУЛЯЦИОННЫХ КАМЕРАХ

Рекомендуется для применения на действующих и реконструируемых предприятиях при недостаточной мощности существующей системы пароснабжения или при решении экологических задач на вновь строящихся предприятиях. Позволяет экономить при выпуске 1 м³ изделий 30...70 кг усл. топлива и 0,4...0,7 м³ воды; исключить транспортные перевозки топлива для котельных и соответствующие затраты; избежать капиталовложений на строительство котельных со вспомогательными сооружениями и теплотрасс.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, КТБ «Стройиндустрия» Минюгстроя СССР, ВНИИПИТеплопроект Минмонтажспецстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР,

ЯРМАРКА

«Научно-технические достижения в строительстве» (НТД-89) Ждет вас

Ярмарка будет работать в сентябре — октябре 1989 г. в Москве на территории объединенных павильонов «Строительство» ВДНХ СССР (Фрунзенская наб., 30). Она организуется Госстроем СССР с участием ВДНХ СССР, министерств и ведомств строительного комплекса.

На ярмарке в качестве продавцов научно-технической продукции будут представлены более 400 научно-исследовательских, проектных, проектно-конструкторских, проектно-технологических, внедренческих и других организаций строительной отрасли и смежных с нею отраслей.

На ярмарке «НТД-89» Вы сможете приобрести или продать по договорным ценам готовые разработки, заказать нужную научно-техническую продукцию, заключить договоры на выполнение научно-технических и проектно-конструкторских работ, а также установить контакты и связи с зарубежными фирмами и организациями.

На ярмарке «НТД-89» будут работать экспертно-коммерческая, информационная и организационно-методическая службы, радиоцентр, киноvideозалы для показа технических фильмов.

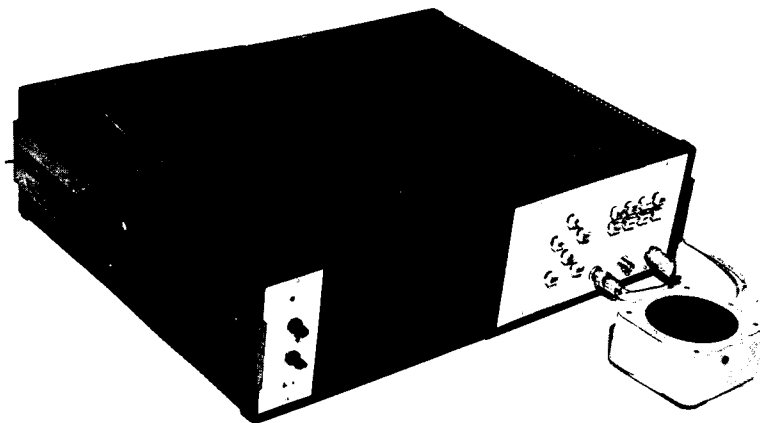
На ярмарке Вы сможете пройти курс обучения основам маркетинга, прослушать цикл лекций и пройти курс практических занятий по вопросам научно-технического прогресса и работы в условиях полного хозяйственного расчета, получить всевозможные консультации, принять участие в семинарах, дискуссиях по конкретным вопросам внедрения НТД.

Квалифицированные специалисты окажут Вам необходимые услуги при заключении договоров, подберут партнеров по кооперации для совместного внедрения приобретенных на ярмарке разработок.

ТЕЛЕФОНЫ ДЛЯ СПРАВОК:

251-89-53, 242-89-04

Ультразвуковой прибор нового класса для контроля бетонных конструкций при одностороннем доступе



В народном хозяйстве страны часто возникает задача контроля геометрических размеров и качества конструкций из бетона, железобетона, горных пород и других крупноструктурных материалов при наличии одностороннего доступа к их поверхности [1]. Это, например, измерение толщины стенок шахт, тоннелей, контроль аэродромных и дорожных покрытий, проверка защитных перекрытий ядерных реакторов. В настоящее время не существует серийно выпускаемых отечественных и зарубежных приборов, позволяющих решить данную задачу. В Московском НПО «Спектр» разработан прибор, позволяющий при одностороннем доступе оперативно измерять толщину бетонных и железобетонных конструкций или изделий из других материалов с неоднородной внутренней структурой, а также обнаруживать достаточно крупные (объемом более 1 дм³) нарушения сплошности этих материалов.

Работа прибора основана на принципе ультразвуковой (УЗ) эхо-импульсной локации [2]. На встроенном дисплее в виде А-развертки отображается форма принимаемых эхо-сигналов и в цифровом виде — результаты измерений толщины или глубины залегания дефектов.

Прибор имеет следующие технические характеристики:

Диапазон измеряемых толщин, мм	70...400
Погрешность измерения толщины, %	не более ± 10
Диапазон скоростей звука в контролируемых материалах, м/с	2000...5000
Рабочая частота УЗ сигналов, кГц	70
Масса прибора, кг	не более 10
Питание	сеть 220 В/50 Гц или аккумулятор 12 В

Получение приведенных технических характеристик стало возможным благодаря комплексному использованию в приборе УЗ преобразователей новой конструкции [3], автоматической калибровки по скорости звука и обработки

сигналов по специальным алгоритмам с помощью встроенной ЭВМ, которая также управляет работой прибора и упрощает процесс измерений. Сочетание высокодемпфированных УЗ преобразователей с пространственным накоплением сигналов позволило существенно ослабить влияние помех структурной реверберации и поверхностных волн на достоверность обнаружения донных поверхностей и дефектов конструкций. Дополнительно с помощью данного прибора можно измерять скорость продольных УЗ колебаний в материале при поверхностном прозвучивании и фиксированной базе с погрешностью не более $\pm 1\%$, а также оценивать физико-механические характеристики материалов.

Прибор выполнен в унифицированном корпусе размером 460×380×130 мм. Измерительный и калибровочный УЗ преобразователи конструктивно объединены в корпус размером 100×100×50 мм. Внешний вид макета прибора приведен на рисунке. Серийный выпуск прибора планируется начать в 1991 г.

Для получения более подробной информации следует обращаться по адресу: МНПО «Спектр», 119048, Москва, Г-48, ул. Усачева, 35 или по телефону 245-59-18.

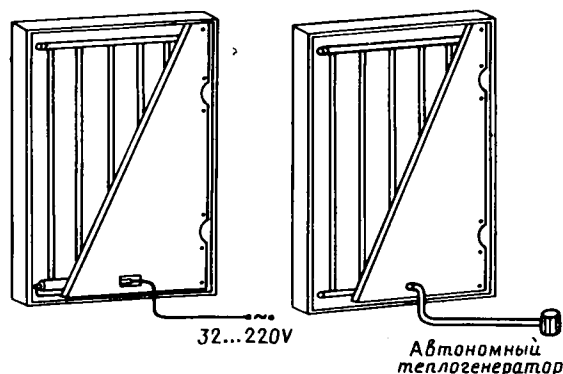
Библиографический список

1. Раппопорт Ю. М. Ультразвуковая дефектоскопия строительных деталей и конструкций.— Л.: Стройиздат, ЛО, 1975.—128 с.
2. Ермолов И. Н. Теория и практика ультразвукового контроля.— М.: Машиностроение, 1981.—240 с.
3. Ковалев А. В., Козлов В. Н., Шевалдыкин В. Г., Яковлев Н. Н. Некоторые проблемы развития ультразвукового эхо-метода контроля материалов и изделий // Приборы и системы управления.— 1988.— № 5.— С. 18—20.

А. В. Ковалев, В. Г. Шевалдыкин,
кандидаты техн. наук
В. Н. Козлов, А. А. Самокрутов, Н. Н. Яковлев,
инженеры (МНПО «Спектр»)

ЦНИИОМТП ПРЕДЛАГАЕТ

Нетрадиционный способ обогрева бетона и железобетона в термоактивной опалубке с принципиально новой системой теплораспределения на основе двухфазных термосифонов, работающих от любого источника тепловой энергии (электричество, газ, горячая вода, мазут, твердое топливо, отходы производства).



Техническая характеристика

Удельная мощность	0,5...1,2 кВт/м ²
Максимальная температура обогрева	80 °С
Теплоноситель	дистиллированная вода + ингибитор
Ресурс работы теплоносителя, не менее	2000 ч
Ресурс работы нагревателя, не менее.	10 000 ч

Область применения: промышленное и гражданское строительство, сельскохозяйственное строительство, строительство индивидуальных домов.

Доступность материалов, простота изготовления, высокая технологическая надежность, возможность применения любого источника тепловой энергии выгодно отличают предлагаемое новшество от применяемых в настоящее время способов обогрева монолитного бетона и железобетона.

Разработчик (ЦНИИОМТП Госстроя СССР) заключает договоры и передает заказчику:

- технологию изготовления нагревательных устройств с привязкой к конкретным видам опалубок;
- технологию бетонирования монолитных конструкций и сооружений в термоактивных опалубках с двухфазными термосифонами.

АДРЕС: 127434, Москва, Дмитровское шоссе, 9.
Телефон 216-15-08, телетайп 113553 Шум, телекс 411669
Наука