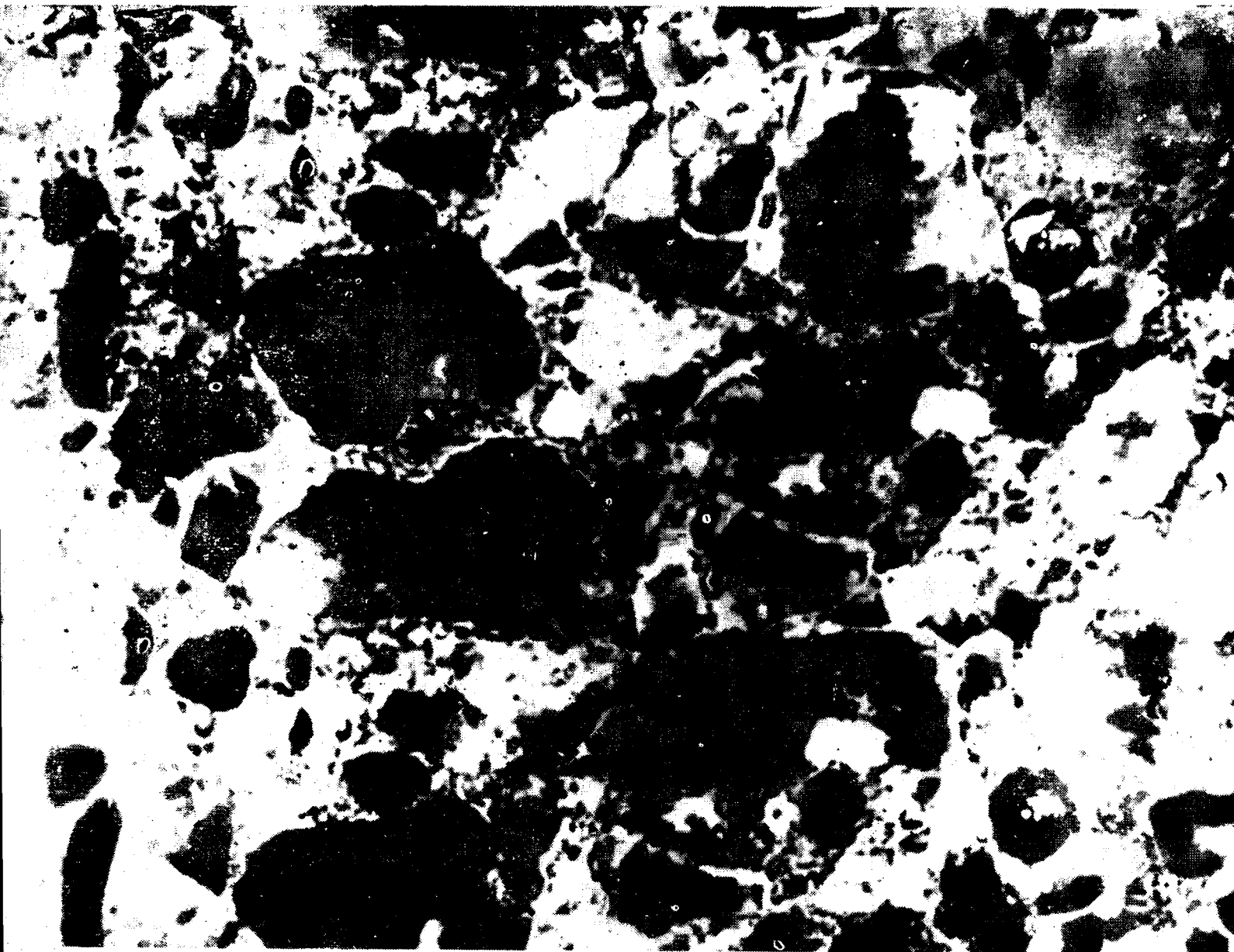


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 11

1988





Новые разработки треста Алмаатаоргтехстрой

На ВДНХ СССР на тематической выставке «Изобретательство и рационализация-88» трест Алмаатаоргтехстрой широко представляет новые достижения.

В экспозиции выставлено устройство для возведения железобетонных монолитных колонн, рекомендуемое при строительстве каркасных зданий и сооружений. Устройство, состоящее из съемного кондуктора и закрепленной на нем опалубки колонн, отличается от аналогов тем, что для сокращения трудозатрат секции опалубки выполнены из внутренних и наружных Г-образных щитов и снабжены фиксаторами. Кондуктор имеет шарнирно закрепленные вилочные захваты для фиксации арматурных каркасов.

Работа устройства заключается в следующем. Кондуктор поднимают с поста чистки и смазки, с раскрытой опалубкой устанавливают над перекрытием, надвигают щиты на каркасы и закрывают их. Затем выверяют горизонтальность кондуктора, оснащенного приборами контроля вертикальности, и поперечной формы. Из верхней часть каркаса устанавливают фиксатор, центрируют по торцу опалубки, укладывают в нее бетонную смесь и выдерживают до набора прочности. Затем замки размыкают, опалубку раскрывают, кондуктор снимают с колонн и переносят на пост чистки. В дальнейшем цикл повторяется.

С применением устройства для возведения монолитных колонн механизмуется процесс укладки бетона с помощью пневмонагнетателей, повышается производительность труда благодаря ускоренной установке кондуктора в проектное положение и механического закрытия-открывания опалубки. Кондуктор можно переносить на другую серию жилых домов и одновременно бетонировать шесть колонн.

Устройство внедрено в 1985 г. на строительстве 133-квартирного жилого дома и на объектах треста Алмаатажстрой. Годовой экономический эффект от внедрения устройства на строительстве одного типового здания серии ВП составляет 23,1 тыс. р.

Трест демонстрирует также многосместную форму, предназначенную для изготовления контрольных образцов-кубов из бетона на комбинатах строительных материалов. Форма состоит из двух боковых стенок, выполненных в виде объединенных треугольников. Стенки, соединенные между собой на поддоне, образуют форму куба. Боковые стенки соединяются между собой съемным вилкообразным приспособлением к специальным защелкам. Форма снабжена П-образной клиновой скобой, элементы бортооснастки — закрепленными на их торцах упорами и горизонтальными прижимными пластинами, поддон — контактирующими с последующими углами захватом и замковой обоймой, охватывающей упоры одного из торцов элементов бортооснастки, причем упоры другого торца контактируют с клиновой скобой. На выставке экспонируется натуральный образец формы.

Представленный специалистами трестов Алмаатаоргтехстрой и Алмаатаинжстрой стенд предназначен для изготовления Т-образных, угловых и плоских железобетонных конструкций для строительства емкостных сооружений. Он возведен на бетонном основании и состоит из поддона сварной конструкции, включающей в себя железобетонные рамы с ригелями и восемью откидными металлическими щитами, которые шарнирно соединены с поддоном. Под последним находится подогреватель, состоящий из регистров-змеевиков с запорно-регулирующей арматурой. Четыре съемные крышки снабжены вставными гелиокрышками. В

качестве светопрозрачного покрытия в них применяют полиэтиленовые пленки. Габариты стенда 24,0×12,0×1,5 м, производительность 9600 м³ изделий в год, удельный расход тепла 0,1 Гкал/м³.

Отличительная особенность стенда заключается в том, что весь комплекс технологических операций в порядке их последовательности выполняется на постоянно организованном рабочем месте. Упрощаются отдельные операции по подаче сырья, сборке и распалубке бортооснастки, снижается трудоемкость и повышается степень заводской готовности конструкций.

Изготавливаемые на стенде конструкции универсальны. Их используют для строительства резервуаров емкостью 100...10 000 м³. Производство конструкций на данном стенде освоено в 1986 г. на УПТК треста Алмаатаинжстрой. На выставке представлен макет стенда.

Специалистами треста Алмаатаоргтехстрой разработана конструкция переставной щитовой опалубки блочного типа для устройства стен каналов, подпорных стенок и т. д.

Опалубка включает в себя П-образные рамы, щиты и механизм отрыва их от бетона, выполненный в виде уголков с косыми прорезями. Для горизонтального перемещения каждый щит с наружной стороны снабжен катками, оси которых неподвижно закреплены с помощью косынок. На нижнем торце щита находится эластичный уплотнитель (шланг), закрепленный проходящими внутри него скобами. С поста чистки и смазки опалубку переносят к месту бетонирования, при этом щиты максимально опускаются вниз и висят на штырях. В процессе установки рамы первыми касаются основания уплотнители, затем — катки. Штыри рамы из верхнего голожения переходят в нижнее и дают на наклонные ребра пазов, в результате чего щиты опалубки сходятся. При неровной бетонной поверхности установку опалубки регулируют винтовыми опорами.

Стены канала бетонировать на всю высоту опалубки. После набора бетоном достаточной прочности раму поднимают винтовым домкратом. Штыри, двигаясь вверх, отрывают щиты от бетона. Затем опалубку переносят на пост чистки и смазки.

С применением предлагаемой опалубки трудозатраты при выполнении бетонных работ снижаются на 5...7%. При строительстве отдельных участков БАКа протяженностью 1706 м уложено 3250 м³ бетона и получен экономический эффект 21,9 тыс. р.

Изобретатели треста Алмаатаоргтехстрой рекомендуют применять в строительстве туннельную опалубку. Она предназначена для возведения монолитных зданий, бетонирования проходных галерей, каналов, туннелей. Опалубку можно использовать и как горизонтально скользящую с лебедочным приводом.

От аналогов опалубка отличается тем, что ее опорная рама в нижней части имеет продольные пазы с установленными осями, которые взаимодействуют с поворотными связями, смонтированными на валу. Такая конструкция расширяет технологические возможности в результате перемещения опалубки вдоль оси здания и снижает трудоемкость работ. Она проста в изготовлении, удобна при эксплуатации.

Опалубка состоит из опорной П-образной рамы с закрепленными боковыми и верхним щитами в виде колпака, вала с катками, привода их перемещения. Катки установлены в нижней части рамы. Бетонирование осуществляют следующим образом. Опалубку устанавливают к устройству цоколю вплотную наружными боковыми щитами. Затем укладывают и уплотняют бетонную смесь. После набора бетоном распалубочной прочности ослабляют винтовые прижимы. Наружные щиты под действием изменения центра тяжести поворачиваются на шарнире и отходят от конструкции. В результате ослабления натяжения зафиксированных осей щетки поворачиваются. Под действием тяжести опалубки опускается щитовой колпак с продольной связью. Затем ее выкатывают на последующий участок. Здесь предварительно разводят щетки на заданное расстояние, и процесс повторяется.

Туннельная опалубка применена в СУ Заводстрой в 1986 г. при строительстве подземных коммуникационных галерей (г. Калчагай). Экономический эффект на 1 м³ уложенного бетона составил 4,8 р.

По всем предлагаемым разработкам можно запросить документацию по адресу: 480124, Алма-Ата, пр. Абая, 115, КазЦНИИС Госстроя КазССР.

Содержание

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!	
Передовики домостроения	2
Экономия ресурсов	
<i>Батраков В. Г., Башлыков Н. Ф., Бабаев Ш. Т., Сердюк В. Н., Фаликман В. Р., Несветайло В. М.</i> Бетоны на вяжущих низкой водопотребности	4
Конструкции	
<i>Стругацкий Ю. М., Ягуст В. И., Зоненберг А. Л., Морозкин В. П.</i> Влияние температурно-влажностных воздействий на работу трехслойных навесных панелей наружных стен	6
Бетоны	
<i>Москвин В. М., Гаркави М. С., Долгова О. А., Сафронов М. Ф.</i> Бетоны с комплексными добавками для ремонтно-восстановительных работ	9
Вопросы реконструкции	
<i>Топало Г. В.</i> Механизация производственных процессов и модернизация оборудования	10
В помощь проектировщику	
<i>Тетиор А. Н., Дьяков И. М.</i> Сравнение отечественных и зарубежных норм расчета фундаментов на продавливание	12
<i>Баташева К. В., Пульнер А. Ф.</i> Исследование несущей способности балок с подрезками	14
<i>Краковский М. Б., Шапиро А. В.</i> Проектирование конструкций с использованием методов оптимизации и надежности	16
Теория	
<i>Сапожников Н. Я.</i> Надежность сжатых элементов и ее нормирование для железобетонных конструкций	18
Долговечность	
<i>Алексеев С. Н.</i> Проблемы нормирования защиты конструкций от коррозии	21
Использование промышленных отходов	
<i>Кудрявцев А. А., Ужахов К. М., Котов Ю. И.</i> Прочность золоаглопоритобетона при динамических малоцикловых и однократных нагрузках	23
Нам пишут	
<i>Волков Л. А.</i> Сварочные клещи и установки для сборки объемных арматурных каркасов	25
На ВДНХ СССР	
<i>Волков Ю. С.</i> На ярмарке научно-технических достижений	26
Зарубежный опыт	
<i>Михайлов К. В.</i> Мост через Берингов пролив	28
<i>Морено Х.</i> Применение высокопрочных бетонов в строительстве высотных зданий	29



МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

ПЕРЕДОВИКИ ДОМОСТРОЕНИЯ

Проектно-строительное объединение крупнопанельного домостроения (ПСО КПД), созданное в 1986 г. на базе Калининского опорно-показательного домостроительного комбината, является генподрядной строительной организацией. В состав ее вошли подразделения по возведению объектов крупнопанельного домостроения, выполняющие работы нулевого цикла, монтаж сборных железобетонных конструкций, отделку крупнопанельных жилых домов, а также подразделения, выполняющие аналогичные работы по объектам соцкультбыта; управление механизации и участок малой механизации; УПТК, производство по изготовлению изделий КПД мощностью 300 тыс. м² общей площади в год, производство по выпуску изделий соцкультбыта мощностью 40 тыс. м² общей площади в год; комплексная мастерская по проектированию объектов жилищного, социального и культурно-бытового назначения, а также некоторые другие подразделения.

В связи с созданием объединения проведена работа по укрупнению бригад, изменению структуры управления, централизации инженерных служб. Численность работников аппарата управления с 338 чел. сокращена до 155. Общая численность работающих в прошлом году составила 4555 чел., в том числе в проектной мастерской — 126 чел.

Находясь в едином потоке, проектировщики и строители имеют возможность совершенствовать проектирование. Проектная мастерская объединяет такие инженерные службы, как проектно-сметная группа, группа проекта организации работ, группа подготовки производства, а также некоторые другие вспомогательные службы. Все они уже на стадии проектирования закладывают в проект новейшие решения, позволяющие с наивысшей производительностью труда и с наименьшими затратами сдать объект в кратчайшие сроки. При рациональном проектировании стоимость строительства снижается на 10...15%.

Отношения между подрядчиками и заказчиками заключаются на основе договорных цен, что стимулирует принятие проектных решений с учетом ускорения научно-технического прогресса. На работу по договорным ценам Калининское ПСО КПД перешло с 1 января 1987 г. Опыт первого года работы объединения показал жизнеспособность новой формы предприятия и ее перспективность. За прошлый год план ввода жилья в эксплуатацию выполнен на 106,2% (рост по сравнению с вводом в 1986 г. на 39,9%), смонтировано жилья 267 тыс. м², объектов соцкультбыта серии 1.090 — 42 тыс. м², сданы 4 детсада на 112 мест, школы, комплекс профтехучилища на 720 мест.

Выработка на одного работающего на СМР и в подсобном производстве по сравнению с 1986 г. возросла и составила 11917 р. Фонд материального поощрения за счет прибыли в 1987 г. составил 1440,9 тыс. р., фонд социального развития — 541,4 тыс. р. Прибыль по объединению в прошлом году значительно увеличилась и составила 8,1 млн. р., рентабельность возросла на 16,38%. Соблюдено соотношение между темпами роста выработки и заработной платы. Средняя зарплата одного работающего на СМР и в подсобном производстве с учетом выплаты премии из фонда материального поощрения составила 217 р.

Большие задачи стоят перед коллективом объединения в текущей пятилетке. Планируется повысить производительность труда, увеличить объем СМР, выполняемых собственными силами, ввести в эксплуатацию 400 тыс. м² общей площади жилья в год, довести объем строительства объектов социальной сферы до 100 тыс. м² в год, освоить монолитное домостроение и возведение зданий из облегченных конструкций для села. Предстоит завершить реконструкцию производства крупнопанельного домостроения, заменить физически и морально устаревшее формовочное оборудование. Осуществление намеченного требует внедрения новейших достижений науки и техники, передового опыта строительства, прогрессивных форм организации труда.

В 1986 г. объединение начало подготовку к переходу на коллективный подряд. В прошлом году этот переход осуществлялся поэтапно. Для более широкого привлечения трудящихся к управлению производством избран совет трудового коллектива ПСО КПД. В каждом производственном подразделении объединения, производственном цехе функционируют свои советы трудовых коллективов (60% в советах составляют рабочие).

Внедрение коллективного подряда уже во втором полугодии 1987 г. позволило увеличить объем СМР, выполняемых собственными силами, на 3,6 млн. р. по сравнению с тем же периодом 1986 г., в 1,6 раза повысить объем ввода жилья. Экономия плановых затрат, зависящих от деятельности подрядных бригад, составила 700,2 тыс. р., в том числе в строительстве — 555,4; в промышленном производстве — 144,8 тыс. р. За экономию плановых затрат коллективам бригад выплачено 66,9 тыс. р. премии. В целях повышения производительности труда рабочие-механизаторы (экскаваторщики, бульдозеристы, крановщики и др.) включены в состав основных бригад с выплатой разницы в зарплате, начисленной в бригаде и в управлении механизации.

В объединении ежегодно увеличивается объем собственного жилого фонда, есть несколько молодежных общежитий, домов для малосемейных. Улучшению снабжения строителей продуктами питания служит многоотраслевое подсобное хозяйство. За прошлый год оно дало 62,3 т мяса, 43,4 т рыбы. Вся продукция животноводства реализуется через торговую сеть и общественное питание. Хорошо налажено в объединении культурно-бытовое, санаторно-профилактическое и медицинское обеспечение трудящихся, созданы благоприятные условия для занятий разными видами художественного творчества и спорта. В многочисленных секциях и группах занимаются свыше 2 тыс. человек.

В настоящее время объединение ведет строительство многоэтажного инженерно-лабораторного корпуса, в котором разместятся все административные отделы и службы, столовая на 200 посадочных мест, парикмахерская, комплексный пункт по приему заказа от работников объединения на все виды бытовых услуг.

Дополнительную информацию можно получить по адресу: 170036, г. Калинин, 2-я Октябрьская ул., ПСО КПД.

Для расширения масштабов строительства крупнопанельных жилых домов в городах и селах Ленинградской области в 1963 г. на базе сооружавшегося завода железобетонных изделий был создан Гатчинский сельский домостроительный комбинат мощностью 35 тыс. м² жилья в год. В результате расширения и реконструкции мощность комбината возросла до 300 тыс. м² общей площади в год. В 1985 г. все введенные ранее мощности были освоены.

Начав со строительства 4- и 5-этажных зданий серии 1-464А, комбинат в 1973 г. приступил к возведению жилых домов новой серии, разработанной проектировщиками ЦНИИЭП жилища в сотрудничестве со специалистами этого предприятия. С 1986 г. комбинат продолжает переход на 3-, 4-, 5- и 9-этажные дома новой серии 121РО из унифицированных блок-секций.

В состав комбината входят производственная база, управление строительством и УПТК. Строительство домов осуществляется девятью территориальными строительными-монтажными управлениями. Производственная база комбината выпускает комплект сборных железобетонных конструкций, обеспечивающих работу СМУ.

Для повышения заинтересованности каждого члена коллектива в конечном результате труда с 1987 г. комбинат со сквозного бригадного подряда перешел на коллективный подряд. Благодаря его внедрению значительно улучшились показатели работы. Объем СМР, выполненных собственными силами комбината, составил 41635 тыс. р.; затраты труда в расчете на 1 м² общей площади жилья составили 1,28 чел.-дня (один из лучших показателей среди

домостроительных комбинатов СССР); выработка на одного работающего по сравнению с результатами 1986 г. достигла 102,5%; себестоимость СМР — 33815 р.; коэффициент ритмичности сдачи домов — 0,92.

На комбинате постоянно проводится целенаправленная работа по внедрению достижений науки и техники в строительное производство. В цехах действуют механизированные линии подачи бетона, формирования и отделки панелей наружных стен, плит перекрытий, а также механизированные и автоматизированные линии сварки сеток и каркасов с поперечной и продольной подачей арматуры из бухт. Принятая схема автоматизации широкосеточных машин позволила заложить в программу сварку арматурных сеток с переменным шагом (целиком и в отдельных зонах), сварку сеток по схеме экономичного армирования, изготовление объемных арматурных блоков заданной длины.

Существенному сокращению затрат и росту производительности труда способствовало совершенствование системы производственно-технологической комплектации. Расширены и действуют специализированные участки раскроя обоев, стекла, жести, централизованного приготовления колеров и шпатлевок, а также участок раскроя и сварки линолеума в ковры. Намечено дальнейшее развитие производственно-комплектующей базы с применением нового современного оборудования.

В целях дальнейшего расширения прав трудящихся в управлении производством на комбинате созданы советы трудовых коллективов. Все работники Гатчинского ДСК трудятся под девизом «Весь рост объемов производства — за счет технического прогресса, максимальной загрузки оборудования и экономии ресурсов».

За дополнительными материалами можно обращаться по адресу: 188350, Ленинградская обл., г. Гатчина, Промзона № 1, ДСК.

Сыктывкарский домостроительный комбинат в настоящее время возводит 9-этажные блок-секционные дома серии 111-125 и, с использованием ее деталей, 5-этажные общежития на 400 мест, а также дома серии 1-464 А КГП-68.

В прошлом году объем подрядных работ комбинатом выполнен на 22,76 млн. р. (127,6% плана), в том числе собственными силами — 19,38 млн. р. (128,1% плана). Балансовая прибыль составила 2,25 млн. р., или 129,6%; производительность труда выросла на 5,9%; введено 84,9 тыс. м² жилья, что на 35,1% превышает плановое задание.

За последние годы на комбинате внедрены следующие технические новшества и усовершенствования: двухмодульные наружные стеновые панели, укрупненные вентиляционные блоки, чердачные панели, ограждения торцовых лоджий, объемные балконы, шахты лифтов с совмещенным мусоропроводом, полносборные подстанции, подготовленные под оклейку обоями стеновые панели, плиты лоджий и балконов с гидроизоляционным слоем и чистым полом, плиты холла лифтов и лестничных площадок с мозаичным покрытием, цокольные панели с декоративной рельефной отделкой «скала» и др.

В строительном производстве широко применяются автоматизированные системы управления АСУ-старт, АСУ-супер, АСУ-соревнование, АСУ-ДСК и т. п. Поставка изделий и конструкций с завода и монтаж их на объектах производятся по транспортно-монтажным картам в технологической последовательности. На отделочных работах применяются полимерные составы, новые виды отделки и покрытий: «шагрень», «бархат», «сосулька», «мимоза», «снежок», «гипюр», «полигран» и др.

При монтаже фундаментов устройство полносборного ростверка исключило необходимость срубки голов свай, установки опалубки и сварки арматуры для монолитного ростверка, а также электропрогрева его в зимнее время. Все это позволило получить экономический эффект величиной 3,3 тыс. р. в расчете на одну блок-секцию крупнопанельного дома серии 111-125. Применение индустриальной сборной кровли из армогидробутила в 1,5...2 раза повысило производительность труда на кровельных работах.

Прейскурантная стоимость строительства объектов на ДСК разложена по видам работ и элементам затрат, определены удельный вес всех затрат в общем объеме работ, стоимость 1 м³ сборного железобетона, 1 м² площади общестроительных работ. В прошлом году методами бригадного и поточно-бригадного подряда комбинат выполнил СМР на 17,31 млн. р., или 89,3% общего их объема, выполненных собственными силами. Экономия плановых затрат, достигнутая этими бригадами, составила 45,8 тыс. р.

Досрочное выполнение обязательств по плановым заданиям и вводу объектов в 1987 г. позволило сэкономить 270 т металлопроката, 1511 т цемента, 1560 м³ лесоматериалов.

На ДСК внедрена комплексная система управления качеством строительства на базе стандартов предприятия на всех объектах и обеспечено ее функционирование в подразделениях комбината. Все бригады охвачены системой бездефектного труда.

Сыктывкарский ДСК имеет многолетний опыт сотрудничества с научно-исследовательскими и проектно-конструкторскими организациями страны: штампованные закладные детали внедрены по разработкам и с участием ЛатНИИСтроительства; СибЗНИИЭП оказывал помощь комбинату во внедрении новой конструкции стыков панелей наружных стен; совместно с КБ по железобетону запущены в производство формы с трехточечным опиранием; НИИЖБ и НИИСФ работали по проблеме улучшения технологии формирования ограждающих конструкций. В настоящее время комбинат является партнером семи отраслевых научных и вузовских организаций.

Разнообразить строящиеся дома, повышать архитектурную выразительность жилой застройки сыктывкарские домостроители стремятся применением рельефных деталей. Создан комплект из восьми переналаживаемых форм, в которых можно изготовлять 41 тип рельефных изделий: цокольные и фризные панели, ограждения балконов и лоджий, навесные изделия в виде арок и карнизов.

Слаженной работе генподрядчика, какového выступает Сыктывкарский ДСК, с внутренними и внешними субподрядными организациями способствовало создание координационного совета при Сыктывкарском горисполкоме, что сказалось на стопроцентном выполнении графика ввода объектов в минувшем году. Осуществление на практике эффективных инженерных, организационных и социальных мероприятий определило рост всех основных производственных и финансовых показателей домостроительного комбината.

Более подробные сведения можно получить по адресу: 167610, Коми АССР, Сыктывкар, ул. Карла Маркса, 201, ДСК.

Производственное промышленно-комплектующее объединение «Железобетон» (ППКО «Железобетон») призвано обеспечивать все строительные организации Главзапстроя Минсевзапстроя СССР, имеющего объем СМР около 600 млн. р., сборным железобетоном в необходимых количествах и номенклатуре, а в некоторых случаях и товарным бетоном. Эти задачи успешно выполняются. В прошлом году объем производства сборного железобетона в объединении, имеющем в своем составе 7 предприятий, достиг 468 тыс. м³. Постоянно выполняются задания по росту производительности труда при строгом соотношении его с ростом средней заработной платы. За два года текущей пятилетки это соотношение составило 0,81 при плане 0,98.

В прошлом году объединение перешло на новые условия хозяйствования — коллективный подряд и на новые условия оплаты труда. Идея навстречу 70-летию Великого Октября, многие бригады, цехи, предприятия успешно завершили выполнение дополнительных обязательств к этой знаменательной дате, а 28 бригад ведущих профессий выполнили задания двух лет пятилетки.

С первых дней существования объединения был взят курс на повышение уровня механизации и автоматизации производственных процессов, внедрение передовой техники и технологии, увеличение выпуска прогрессивных строительных конструкций, повышение качества изделий и степени их заводской готовности. В настоящее время на пяти предприятиях из семи ведется работа по техническому перевооружению и расширению производства с использованием современных отечественных и зарубежных технологий.

По итогам работы за 1987 г. коллектив ППКО «Железобетон» награжден переходящим Красным знаменем ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ и занесен на Доску почета ВДНХ СССР.

За дополнительной информацией можно обращаться по адресу: 191011, Ленинград, Инженерная ул., 6, ППКО «Железобетон».

С этими и другими передовыми коллективами строителей знакомит экспозиция «Опыт работы предприятий — победителей Всесоюзного социалистического соревнования», занесенных на Доску почета ВДНХ СССР».

УДК 666.972.16

В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф.; Н. Ф. БАШЛЫКОВ, Ш. Т. БАБАЕВ, кандидаты техн. наук; В. Н. СЕРДИОК, В. Р. ФАЛИКМАН, кандидаты хим. наук, В. М. НЕСВЕТАЙЛО, инж.

Бетоны на вяжущих низкой водопотребности

Одним из путей повышения качества железобетонных изделий и конструкций, интенсификации производства бетонных работ, экономии цемента является применение химических добавок. Особое место здесь принадлежит использованию высокоэффективных суперпластификаторов, введение которых позволяет значительно снизить материал-, энерго- и трудоемкость производства, экономить до 25% цемента, получать высокопрочные бетоны на цементах рядовых марок за счет снижения В/Ц, повысить качество и долговечность конструкций [1...5].

Механизм действия добавок этого вида связан с адсорбцией их полимерных молекул на поверхности гидратирующихся цементных частиц, что обуславливает иммобилизацию связанной во флокулах цемента воды, снижение коэффициента внутреннего трения цементноводной системы, сглаживание микрорельефа зерен гидратирующегося цемента, а в ряде случаев — увеличение сил электростатического отталкивания частиц за счет их «перезарядки» адсорбированными молекулами поверхностно-активного вещества — суперпластификатора [6].

Структура и проницаемость гидратно-полимерных слоев, прочность их закрепления на поверхности цементных частиц при этом таковы, что процессы гидратации и структурообразования цементного камня не замедляются, и в конечном счете, применение суперпластификаторов практически не отражается на твердении и прочности бетона. Однако при производстве железобетонных изделий и конструкций из бетонов классов В15...В22,5 не всегда в полной мере удается реализовать резервы высокой эффективности суперпластификаторов, что в первую очередь связано с относительно низким расходом цемента.

Принципиально новым направлением использования суперпластификаторов в цементных системах является приготовление органоминерального вяжущего с низкой водопотребностью (ВНВ) путем интенсивной механохимической обработки портландцемента или его смеси с ми-

неральной добавкой в присутствии порошкообразного суперпластификатора.

В табл. 1 показано влияние новых способов использования суперпластификатора С-3 на свойства портландцемента марки 400 Старооскольского завода. Активность вяжущего возрастает более чем в два раза, а нормальная густота теста при этом снижается с 27 до 15%. Сроки схватывания теста на основе

ВНВ практически совпадают со сроками схватывания обычных портландцементов: начало схватывания — 1 ч 20 мин, конец — 3 ч 50 мин.

При замене в составе ВНВ 50% цемента различными минеральными добавками получены вяжущие активностью 59,3...61,0 МПа, что соответствует требованиям к портландцементу марки 600. При замене 70% цемента актив-

Таблица 1

Вид вяжущего	Вид минеральной добавки	Нормальная густота, %	Прочность стандартного раствора в возрасте 28 сут, МПа
Портландцемент марки 400 (исходный)	—	27	5,37/41,7
То же, с введением 0,7% С-3	—	23	6,68/53,4
ВНВ-100	—	15	10,2/87,8
ВНВ-50	Строительный песок	16	7,0/61,0
ВНВ-30	То же	18	5,5/42,0
ВНВ-50	Гранулированный доменный шлак	17	6,7/59,3
ВНВ-30	Зола-унос	18	5,8/53,1

Примечание. Перед чертой — на растяжение при изгибе; после черты — при сжатии. Цифры в обозначении ВНВ показывают содержание портландцемента в его составе (в %).

Таблица 2

Вид вяжущего	Расход портландцемента, кг/м ³	Расход вяжущего, кг/м ³	Водовязущее отношение	О. К., см	Продолжительность ТВО, ч	Возраст бетона в момент испытаний, сут	Прочность бетона при сжатии, МПа
Исходный портландцемент марки 400 без добавки	390	390	0,5	2,8	13	1	20,8
						28	31,6
						90	34,4
						180	37,6
						360	40,2
ВНВ-50	195	390	0,3	3,0	10	16	23,0
						28	64,8
						90	71,0
						180	77,6
						360	82,4
ВНВ-25	98	390	0,3	2,0	10	1	32,0
						28	41,0
						90	44,8
						180	53,2
						360	58,6
Портландцемент марки 600 с добавкой 0,7% С-3	480	480	0,33	18,0	Нормальное хранение	1	42,6
						28	63,0
						90	67,8
						180	77,4
						360	84,5
ВНВ-50 на основе портландцемента марки 400 Старооскольского завода	240	480	0,27	18,0	То же	1	41,3
						28	65,0
						90	69,3
						180	73,0
						360	81,4

ность вяжущего составляет 42,0...53,1 МПа в зависимости от вида применяемой минеральной добавки, а его нормальная густота равна 18%. Результаты свидетельствуют, что на основе цемента марки 400 промышленного производства разработано вяжущее, отличающееся от полученных ранее в опытно-порядке портландцементов марок 700...800 [7] весьма низкой водопотребностью.

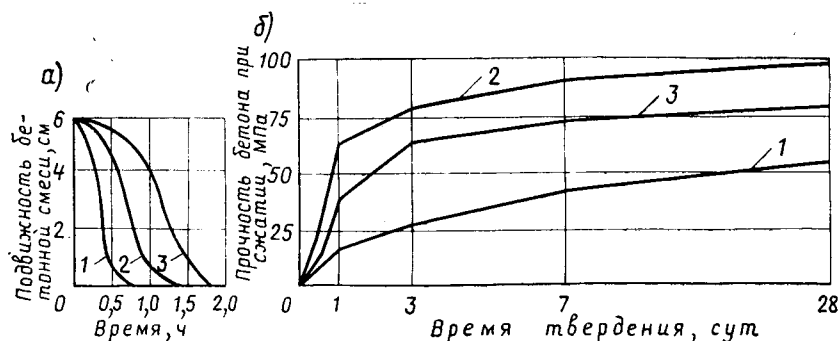
Цементный камень на основе ВНВ отличается высокой плотностью и прочностью, вероятно, за счет максимального сближения частиц твердой фазы и увеличения адгезионной прочности новообразований.

Ожидалось, что сохраняемость бетонных смесей на основе ВНВ окажется весьма незначительной, что вызвало бы определенные трудности при их транспортировании, укладке и уплотнении. Однако экспериментально было установлено, что для литых смесей их высокая подвижность может сохраняться в течение 1...4 ч в зависимости от параметров обработки вяжущего. Сохраняемость умеренно подвижных смесей и кинетика нарастания прочности приготовленных из них бетонов показаны на рисунке.

Характеры развития прочности бетонов на основе ВНВ и бетона из изопластичной смеси с добавкой суперпластификатора С-3, приготовленной по традиционной технологии, существенно отличаются. После определенного периода с момента приготовления смеси на основе ВНВ происходит резкая потеря ее подвижности, в дальнейшем сопровождающаяся интенсивным нарастанием (через 6...8 ч) прочности бетона. Через 16 ч нормального твердения бетоны на основе ВНВ имеют кубиковую прочность 15...25 МПа, а в возрасте 1 сут — 20...60 МПа (см. рисунок). Возникает возможность получения бетонов требуемой распалубочной, передаточной (для преднапряженных конструкций) или отпускной прочностью в течение 16...24 ч нормального твердения или существенного сокращения продолжительности их тепловлажностной обработки.

Прочность бетона 22,6 МПа на основе ВНВ-100 достигается за 8 ч с момента изготовления образцов, что практически в два раза меньше времени, требуемого для получения бетона аналогичной прочности по традиционной технологии. При этом коэффициент использования цемента в бетоне на основе ВНВ значительно выше, чем у бетонов без добавки и с суперпластификатором С-3.

Результаты испытаний бетонных смесей и бетонов на основе ВНВ с содержанием 25...50% портландцемента при-



Сохраняемость бетонной смеси (а) и рост прочности бетона при сжатии (б) в зависимости от вида использованного вяжущего

1 — портландцемент марки 400 с добавкой С-3 — 0,7%; 2 — ВНВ-50; 3 — ВНВ-100

Таблица 3

Вид вяжущего	Водовязущее отношение	О. К., см	Прочность бетона при сжатии в возрасте 28 сут., МПа	Применяемая прочность, МПа	$E_b \cdot 10^{-4}$, МПа	Коэффициент Пуассона ν_b	Уровни трещинообразования в долях R_b		Морозостойкость, циклов	Коэффициент морозостойкости
							R_{crc}^0	R_{crc}^V		
Портландцемент марки 400 (без добавки)*	0,40	3,5	36,2	28,2	2,85	0,179	0,353	0,78	300	0,88
То же, добавкой 0,7% С-3	0,40	21,0	35,6	29,2	2,91	0,180	0,370	0,81	300	0,89
ВНВ-100	0,29	20,0	75,3	64,8	3,70	0,186	0,56	0,89	500	1,23
ВНВ-50	0,31	21,0	59,8	49,6	3,10	0,181	0,52	0,82	500	1,08
ВНВ-30	0,33	20,0	36,7	29,8	2,88	0,176	0,42	0,79	300	0,87

* Расход вяжущего — 440 кг/м³; в остальных составах бетона — 410 кг/м³.

ведены в табл. 2. Они свидетельствуют о перспективе существенного снижения расхода портландцемента в составе ВНВ при обеспечении заданных характеристик. Так, например, при новом способе использования суперпластификатора С-3 высокомарочный портландцемент марки 600 можно заменить ВНВ-50 на основе портландцемента марки 400.

В табл. 3 приведены основные физико-механические характеристики бетонов из высокоподвижных бетонных смесей. Бетоны на основе ВНВ отличаются высокой морозостойкостью и трещиностойкостью. Водопоглощение их в 2...2,5 раза ниже, чем бетонов без добавки и с суперпластификатором С-3. Деформации усадки и ползучести бетонов на основе ВНВ в среднем на 10...30% ниже, чем у бетонов контрольного состава.

Повышение физико-механических показателей бетонов на основе ВНВ можно объяснить улучшением их структурных характеристик. С помощью методов ртутной порометрии и дилатометрии установлено, что цементный камень и бетон из ВНВ имеют относительно низкую пористость, в них практически отсутствуют крупные капиллярные поры. Под электронным микроскопом в цементном камне обнаруживаются преимущественно низкоосновные гидросиликаты кальция, что, вероятно, приводит к до-

полнительному упрочнению структуры и цементного камня, и бетона. Исследования на основе современных физико-химических методов анализа, направленные на выявление особенностей возникновения, роста и фазового состава новообразований, позволят объяснить необычный характер поведения ВНВ в процессах гидратации и твердения.

Таким образом, предложенный способ применения суперпластификаторов в значительной степени повышает эффективность использования цемента в бетоне, а также позволяет:

дополнительно на 15...25% снизить водопотребность смесей по сравнению с традиционным способом;

при необходимости отказаться от термобработки бетона или существенно сократить ее продолжительность;

резко (на 50...70%) сократить расход цемента;

значительно повысить качество бетона и железобетона.

Эти выводы подтвердились при изготовлении опытной партии дорожных плит с использованием ВНВ в условиях заводского производства.

Области и рациональные объемы применения ВНВ с высоким содержанием минеральных добавок (более 50%) будут уточнены с учетом прогноза долговечности бетона и железобетона после

завершения широких коррозионных испытаний.

Реализация нового способа использования суперпластификаторов может стать одним из радикальных путей технического прогресса в технологии сборного и монолитного железобетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батраков В. Г., Фаликман В. Р., Бабаев Ш. Т. Опыт разработки и применения эффективных суперпластификаторов в производстве железобетонных изделий / Пути технического перевооружения промышленности сборного железобетона. — М., МДНТП, 1987. — С. 112—120.
2. Батраков В. Г. Повышение долговечности бетона добавками-модификаторами // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 40—43.
3. Рекомендации по применению добавок суперпластификаторов в производстве сборного и монолитного железобетона. — М., 1987. — 95 с.
4. Бабаев Ш. Т., Козловский А. И., Башлыков Н. Ф. Оценка энергетической целесообразности применения суперпластификаторов в производстве сборного железобетона // Энергетическое строительство. — 1985. — № 12. — С. 29—31.
5. Бабаев Ш. Т., Комар А. А. Энергосберегающая технология железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с химическими добавками. — М.: Стройиздат, 1987. — 240 с.
6. Фаликман В. Р. Физико-химические предпосылки поиска и разработки новых химических добавок для совершенствования технологии бетона за счет применения новых химических добавок. — М.: МДНТП, 1984. — С. 71—76.
7. Кравченко И. В. Быстротвердеющие и высокопрочные портландцементы / VI Международный конгресс по химии цемента. — М.: Стройиздат, 1976. — Т. 3. — С. 6—20.

На ВДНХ СССР

Форма для изделий с арматурными выпусками

На тематической выставке ВДНХ СССР «Изобретательство и рационализация — 88» Уфимский НИИпромстрой Минуралсибстроя СССР представляет форму, предназначенную для изготовления железобетонных преднапряженных свай, в том числе составных, с арматурными выпусками (высокопрочная проволока, стержни, канаты).

Она состоит из корпуса, узлов натяжения, анкеровки арматуры, фиксатора, диафрагмы, верхнего и нижнего пустообразователей. Выпускаемые из бетона нижние концы напрягаемой арматуры проходят через разъемные вкладыши, образующие в бетоне выемки для болтов, которые соединяют звенья свай.

Для уменьшения усилий извлечения свай из формы применены пружинящие продольные перегородки секций. Длина свай в форме регулируется съёмными проволочными тяжами.

Форма внедрена в 1986 г. на заводе ЖБИ № 2 Башстройконструкция Главбашстроя.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 450064, Уфа, ул. Конституции, 3. Уфимский НИИпромстрой.

Конструкции

УДК 69.022.326:539.377

Ю. М. СТРУГАЦКИЙ, В. И. ЯГУСТ, кандидаты техн. наук,
А. Л. ЗОНЕНБЕРГ, В. П. МОРОЗКИН, инженеры (МНИИТЭП)

Влияние температурно-влажностных воздействий на работу трехслойных навесных панелей наружных стен

В настоящее время в строительстве жилых и общественных зданий широко применяют трехслойные панели наружных стен с гибкими связями между слоями, обладающие высокими теплозащитными свойствами. Их достоинство заключается также в существенном снижении чувствительности к перепадам температуры благодаря гибкости связей и определяемой ею свободе взаимного сдвига слоев. Поэтому при исследовании трехслойных панелей с гибкими связями основное внимание уделяли прочности и жесткости элементов при силовых воздействиях. При проектировании таких панелей в настоящее время рекомендуется учитывать температурно-влажностные воздействия приблизительно и не полностью*; в ГОСТ II.024—84 упрощены и сокращены требования, предъявляемые к их изготовлению. Однако анализом натуральных и экспериментальных данных установлена необоснованность таких упрощений. Для достижения высокого качества и обеспечения эксплуатационной надежности трехслойных панелей любой конструкции необходимо точнее учитывать весьма сложную зависимость напряженно-деформированного состояния от температурно-влажностных воздействий, определяемых климатическими и технологическими факторами.

Эти данные получены при исследовании навесных трехслойных панелей, выпускаемых Краснопресненским заводом ЖБК ДСК-1 для домов серии П-44. В натуральных условиях на домах, возведенных в Москве в 1979—1984 гг., исследовали панели с железобетонными ребрами между слоями. В лабораторных условиях изучали поведение панелей с жесткими и гибкими связями.

Обследованные панели изготавливали «лицом вниз» с облицовкой глазурированной плиткой. Наружный слой толщиной 80 мм — из мелкозернистого пластичного бетона, укладываемого без вибрации, утеплитель толщиной 100 мм — из плит ПСБ, внутренний слой толщиной 100 мм — из жесткого бетона. Панели сваркой закладных деталей закреплены сверху и снизу к внутренним конструкциям через 3...3,6 м во всех местах примыкания внутренних поперечных стен, за исключением двухмодульных панелей лестнично-лифтового узла, не имевших креплений по середине длины панели.

При обследовании около 600 наружных панелей лестнично-лифтового узла в 11 домах отмечался остаточный выгиб наружу из плоскости (2...80 мм) по всей поверхности, за исключением мест приварки. Он зависит от возраста панелей (рис. 1), их ориентации и этажа (выгибы несколько больше при южной ориентации и на верхних этажах). Одновременно наблюдали трещинообразование внутреннего слоя и иногда повреждение закладных деталей, а также растрескивание плитки.

Предварительный анализ натуральных данных и приближенные расчетные оценки показали, что развитие выгибов и сопутствующие им повреждения панелей являются, по-видимому, следствием усадочных деформаций бетона внутреннего слоя, попеременного увлажнения — сушки, а также циклического замораживания и оттаивания бетона наружного слоя. Для проверки этих предположений про-

* Рекомендации по расчету конструкций крупнопанельных зданий на температурно-влажностные воздействия. — М.: ЦНИИСК, 1983. — 136 с.

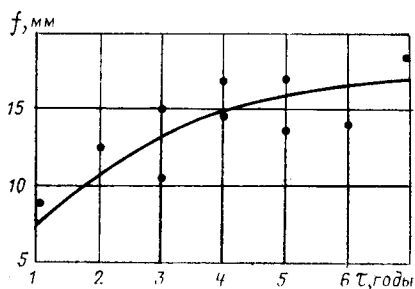


Рис. 1. Зависимость среднего выгиба панелей 16-го этажа от длительности эксплуатации здания

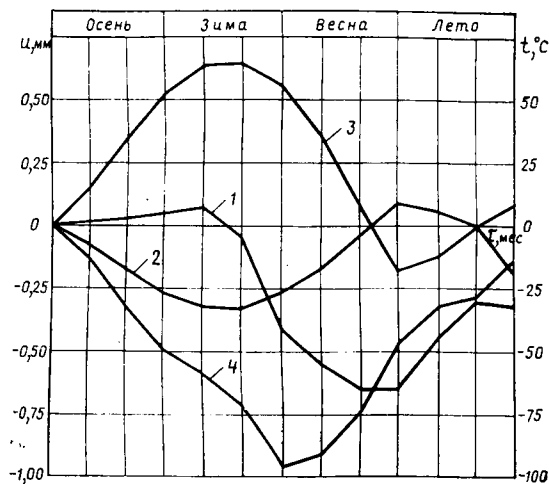


Рис. 2. Изменение взаимного перемещения панелей наружной и внутренней стен, а также перепада температур t наружного и внутреннего воздуха в зависимости от времени τ
 1 — суммарное перемещение $u_1(\tau)$ по данным опытов; 2 — перепад температур $t(\tau)$; 3 — температурная составляющая перемещений $u_2(\tau) = Kt(\tau)$ ($K = 0,02 \text{ мм/}^\circ\text{C}$); 4 — составляющая перемещений, связанная с прочими температурно-влажностными воздействиями $u_3(\tau) = u_1(\tau) - u_2(\tau)$

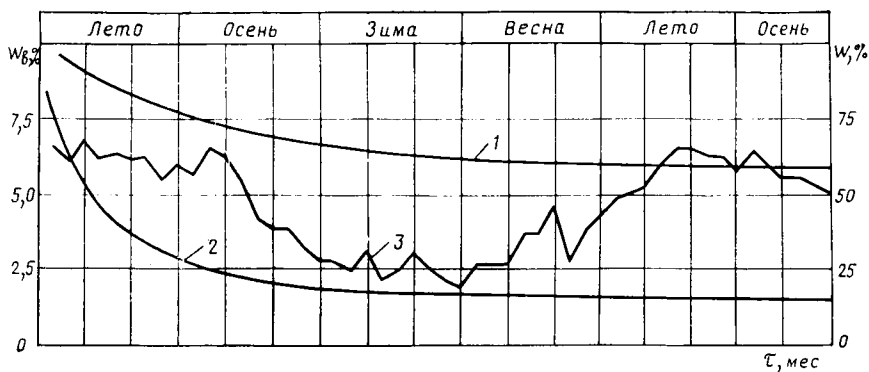


Рис. 3. Изменение относительной весовой влажности бетона W_b в наружном (1) и внутреннем (2) слоях опытной панели, а также относительной влажности воздуха w (3) в лабораторном помещении

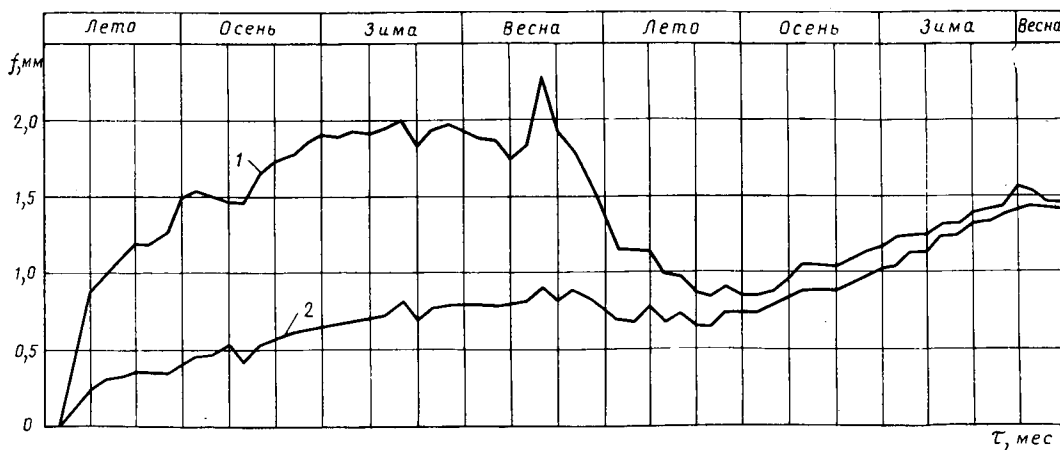


Рис. 4. Изменение прогибов панелей при выдерживании в лабораторных условиях по данным опытов
 1 — панель с гибкими связями; 2 — то же, с жесткими связями

вели натурные и лабораторные исследования.

Перемещения одномодульной наружной панели (с жесткими ребрами) из плоскости стены относительно примыкающих внутренних стен (по середине высоты) измеряли в эксплуатируемом в течение двух лет доме серии П-44. В результате установлено наличие, кроме температурных, перемещений, связанных с изменением влажности или замерзанием — оттаиванием бетона и достигающих максимума в конце зимы (рис. 2).

В лаборатории наблюдали за измене-

нием влажности бетона и деформированием двух одномодульных панелей с жесткими и гибкими связями под действием усадки в условиях стабильной температуры.

Средняя по слою влажность бетона обоих слоев с 9% снизилась за год испытаний во внутреннем слое до 1,5, в наружном — до 6%, а затем стабилизировалась (рис. 3). При этом максимальный выгиб в наружную сторону панелей с различными связями (в средней верхней точке подоконной перемычки) составил 0,8 и 2 мм. Наиболее интенсивно

прогиб нарастал в первые 4 мес, затем скорость снизилась, а в панелях с гибкими связями прогиб даже уменьшился (рис. 4). Максимум на графике прогиба панелей с гибкими связями вызван замачиванием наружного слоя, имитировавшим действие косых дождей. Примерно через год прогибы панелей обоих типов сравнялись и далее изменялись практически одинаково в соответствии с изменением относительной влажности воздуха. Через полгода в простенках обнаружены трещины шириной до 0,1 мм, выходящие из углов оконного проема, а также в средней части простенков.

Аналогичными испытаниями таких же панелей при открытом хранении также обнаружено развитие выгибов в наружную сторону. При этом трещинообразование началось раньше и протекало более интенсивно. Через год ширина трещин с внутренней стороны достигла 1...2 мм, появились трещины в местах анкеровки деталей.

Таким образом, эксперименты подтвердили существенное влияние температурно-влажностных воздействий, в частности, усадки внутреннего и замачивания наружного слоев на прогибы и трещинообразование панелей. Для оценки влияния всего комплекса температурно-влажностных воздействий на основе метода конечных элементов с использованием вычислительного комплекса «Лира» разра-

ботали расчетные модели трехслойных панелей Краснопресненского завода с различными связями. Трещинообразование слоев и ползучесть бетона учитывали приближенно уменьшением их жесткости.

Расчеты на ЭВМ выполнили на воздействие собственного веса панели, веса перекрытия, случайно опертая на панель; усадки бетона внутреннего слоя, замораживания бетона наружного слоя, изменения температуры, солнечной радиации, замачивания наружного слоя, ветра. Учтено время монтажа и пуска отопления.

Теплотехническим расчетом на сезонное температурное воздействие (его стационарную составляющую) определили изменение средней температуры слоев по сравнению с температурой при монтаже. Из решения задачи нестационарной теплопроводности на воздействие солнечной радиации вычислили изменения перепада и средней величины температуры наружного слоя. Приближенным расчетом на теплоперенос установили распределение влажности во внутреннем слое; с учетом эффективной влажности бетона нашли изменения перепада и средней несущей деформации усадки бетона. Изменение влажности наружного слоя при косом дожде определили экспериментально и по нему вычислили изменение перепада и средней несущей деформации набухания бетона. Параметры деформации деструкционного расширения бетона наружного слоя при замораживании и оттаивании приняли приближенно по литературным данным.

Установлено существенное различие поведения панелей с различными связями. Равномерные по толщине слоя вынужденные деформации вызвали большие прогибы панелей с жесткими связями, а перепад вынужденных деформаций по толщине слоя, свойственный нестационарным температурно-влажностным процессам, — панелей с гибкими связями. Нестационарный процесс усадки внутреннего слоя панелей, характеризующийся значительным перепадом осадочных деформаций в начальной стадии, вызвал, как установлено экспериментами, больший прогиб панели с гибкими связями. По мере выравнивания деформаций по толщине слоя скорость нарастания прогиба снизилась, а затем прогиб даже уменьшился. Очевидно, при снижении перепада до нуля прогиб также достиг бы нуля, если бы связи были идеально гибкие, а в слоях не образовались трещины. Сближение опытных кривых деформирования панелей различной конструкции после года наблюдений, по-видимому, связано с трещинообразованием в ребрах. Замачивание наружной поверхности панели с гибкими связями вызвало неравномерное набухание бетона наружного слоя и потому существенно отразилось на прогибе. Нестационарные температурные воздействия (резкое изменение температуры наружного воздуха в течение суток или солнечная радиация) также заметно влияют на прогиб панели с гибкими связями.

Расчеты показали, что усилия и прогибы от традиционно учитываемых нагрузок (собственный вес и ветер) на порядок меньше, чем от температурно-влаж-

ностных воздействий, которые вызывают столь высокие напряжения в слоях, что неизбежно трещинообразование даже от одного вида воздействий. В связи с трещинообразованием изгибная жесткость слоев снижается и, естественно, уменьшаются усилия во внутренних и внешних связях. При этом их величины невелики и прочность самих связей не вызывает опасений. Однако трещинообразование уменьшает прочность анкеровки связей, что особенно опасно при недостаточной морозостойкости бетона наружного слоя.

Таким образом, натурные наблюдения, лабораторные исследования и расчетный анализ свидетельствуют, что при проектировании трехслойных панелей с любыми связями необходимо учитывать не только силовые нагрузки, но и весь комплекс температурно-влажностных воздействий. Этот вывод, полученный при исследовании панелей Краснопресненского завода, следует распространить на трехслойные панели любой конструкции и способа изготовления. В частности, он подтвердился и опытом эксплуатации трехслойных панелей зданий старых серий (К-7, П-49) и трехслойных панелей ДСК-2.

Современные методы учета температурно-влажностных воздействий весьма приближены и вряд ли пригодны для оценки надежности и долговечности трехслойных панелей: слишком приближены количественные оценки самих воздействий, несовершенны расчетные модели и др. Поэтому наряду с совершенствованием расчетно-теоретических методов для оперативного решения практических вопросов необходимы ускоренные методы экспериментальной оценки надежности и долговечности конструктивных решений при температурно-влажностных воздействиях.

Для уменьшения раскрытия трещин и выгиба панелей следует с помощью проектных или конструкторско-технологических мероприятий снизить величину или влияние температурно-влажностных воздействий на напряженно-деформированное состояние.

Уменьшению этих воздействий способствуют снижение начальной влажности бетона, предохранение бетонных слоев от увлажнения при отделке, складировании, транспортировании, монтаже и эксплуатации, обеспечение морозостойкости бетона наружного слоя. Целесообразно введение в ГОСТ П.024—84 зависимости класса бетона по морозостойкости от конструкции панели и усиление требований по ее контролю, а также по контролю влажности бетона слоев.

Снижения отрицательного влияния температурно-влажностных воздействий, в частности уменьшения трещинообразования, можно также добиться совершенствованием армирования слоев панелей и конструкций связей между ними, варьированием соотношения жесткостей наружного и внутреннего слоев.

На ВДНХ СССР

Однослойные керамзитобетонные стенные панели

На ярмарке научно-технических достижений, проходившей в сентябре т.г. в объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР, НИИЖБ демонстрировал однослойные керамзитобетонные стеновые панели с эффективной бунтовой арматурой. Такие панели предназначены для наружных стен общественных зданий.

Панели изготавливают длиной 6, высотой 0,6; 0,9; 1,2; 1,5; 1,8; 2,1 и толщиной 0,3 м. Плоская конструкция из плотного керамзитобетона армирована пространственным каркасом, состоящим из продольных плоских каркасов и отдельных стержней. Каркасы изготавливают из бунтовой арматуры класса А-III диаметром 6,8 мм и проволоки класса Вр-1.

Исходя из возможности использования бунтовой арматуры из стали класса А-III после ее правки на стандартных правильно-отрезных станках с расчетным сопротивлением, повышенным до 20%, площадь поперечного сечения продольной арматуры в панелях уменьшена по сравнению с типовыми. Полученный экономический эффект можно реализовать и в других конструкциях из легких и тяжелых бетонов, в которых предусмотрено применение бунтовой арматуры класса А-III.

Экономический эффект от внедрения стеновых панелей составил 0,47 р. В 1985 г. был изготовлен опытный образец. Серийное производство начато в 1987 г. на ППО Железобетон Главульяновского Миннестроя СССР.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская, 6. НИИЖБ.

В. М. МОСКВИН, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); М. С. ГАРКАВИ, канд. техн. наук, О. А. ДОЛГОВА, инж. (Магнитогорский горно-металлургический ин-т); М. Ф. САФРОНОВ, инж. (Магнитогорский металлургический комбинат)

Бетоны с комплексными добавками для ремонтно-восстановительных работ

При реконструкции промышленных предприятий возникает необходимость в ремонтно-восстановительных работах. Их проведение, особенно в действующих цехах, как правило, ограничено по времени, поэтому используемый бетон должен быстро набирать прочность в нормальных условиях твердения. В процессе реконструкции некоторые сооружения подвергаются усилению и при этом важно обеспечить надежное сцепление старого и нового бетонов, т. е. бетон должен обладать хорошими адгезионными свойствами. Особое значение для ремонтных работ имеет коррозионная стойкость бетона, так как конструкции многих промышленных предприятий подвергаются интенсивным агрессивным воздействиям.

Перспективным направлением в разработке бетонов, отвечающих вышеуказанным требованиям, является введение комплексных химических добавок, которые изменяют свойства и характеристики бетона, кинетику его твердения. Применение добавок, включающих пластификатор и электролит, способствует улучшению адгезионных свойств бетонной смеси, а также интенсификации роста прочности нового бетона в раннем возрасте. При этом в результате снижения водопотребности бетонной смеси и кольматации пор бетона продуктами реакций будут увеличиваться его плотность и коррозионная стойкость.

Магнитогорским горно-металлургическим институтом совместно с НИИЖБом исследованы комплексные химические добавки, обеспечивающие интенсификацию твердения, рост адгезионной и механической прочности бетона на основе шлакопортландцемента (основного цемента, применяемого на Магнитогорском комбинате). Среди них ускоритель твердения сульфат натрия СН, ингибитор коррозии стальной арматуры нитрит натрия НН, а также пластифицирующая добавка ЛСТ (СДБ) [1]. Все добавки вводили в бетонную смесь с водой затворения.

Для приготовления тяжелого бетона применяли шлакопортландцемент марки 300 Магнитогорского цементного завода, состоящий из 64% гранулированного доменного шлака и 36% портландцементного клинкера с содержанием $C_3S=61\%$ и $C_2A=5,7\%$. Заполнителями в бетоне служили щебень крупностью 5..20 мм и песок с $M_k=2,9$.

Адгезионную прочность бетона, твердевшего в нормальных условиях, определяли испытанием омоноличенных образцов-кубов с ребром 10 см на срез по видоизмененной схеме А. А. Гвоздева [2].

В табл. 1 приведены данные о влиянии комплексных добавок на механическую и адгезионную прочность бетона. Комплексные добавки на основе ЛСТ+НН и ЛСТ+СН пластифицируют бетонную смесь (составы 2 и 5), при этом прочностью сцепления нового бетона со старым увеличивается в 1,65 раза, скорость твердения в 1,7 раза и конечная прочность бетона с добавками в 1,2 раза по сравнению с контрольным.

Снижением В/Ц удалось повысить прочность сцепления в 2,2 и 1,77 раза, увеличить темп твердения в 2 раза, прочность к 28-суточному возрасту в 1,3 раза. Это можно объяснить водоредуцирующим эффектом комплексных добавок, который проявляется в снижении пористости цементного камня и сопровождается существенным ростом прочности

Таблица 1

Номер состава бетона	Вид и количество добавки, %	Расход материалов, кг/м ³				В/Ц	О.К.	$R_{сж}$, МПа, через сут твердения в нормальных условиях		Прочность сцепления $R_{сд}$, МПа, через сут	
		цемента	песка	щебня	воды			3	28	3	28
1	—	350	650	1050	180	0,51	6	5,8	21,6	0,52	1,43
2	0,3 ЛСТ+1 СН	350	650	1050	180	0,51	12	10,2	26,5	1,10	2,35
3	То же	350	666	1050	164	0,47	6	12,3	28,6	1,50	3,20
4	»	305	720	1050	151	0,51	6	10,3	26,7	0,95	2,19
5	0,3 ЛСТ+1,5 НН	350	650	1050	180	0,51	17	9,3	25,9	1,00	2,41
6	То же	350	683	1050	147	0,42	6	11,7	27,6	1,20	2,53
7	»	290	742	1050	148	0,51	6	8,9	25,3	1,10	2,39

Примечание. В составе 4 расход цемента снижается на 12,8%, в составе 7 — на 17,1%.

Таблица 2

Номер состава бетона	Вид и количество добавки, %	Прочность образцов, МПа, после попеременного насыщения в 5%-ном растворе СН и высушивания в циклах						Коэффициенты стойкости после, циклов					
		до насыщения		5	10	25	50	100	5	10	25	50	100
		срез	сжатие										
1	—	1,43	21,6	1,2	1,0	—	20,1	14,7	0,84	0,77	—	0,94	0,68
3	0,3 ЛСТ+1 СН	3,2	28,8	3,0	2,5	2,0	28,9	28,3	0,94	0,78	0,62	1,01	0,99
6	0,3 ЛСТ+1,5 НН	2,53	27,6	2,3	2,0	1,5	30,3	30,3	0,91	0,79	0,59	1,06	1,06

самого бетона и контакта нового бетона со старым. Последнему способствуют повышение степени гидратации цемента в присутствии добавок-электролитов NH и CH, а также уплотнение межзернового пространства в цементном камне продуктами гидратации [3].

Результаты исследования влияния на бетон циклического насыщения в 5%-ном растворе сульфата натрия и высушивания при 60°C, характерные для основных цехов предприятий черной металлургии, приведены в табл. 2. Из нее видно, что коррозионная стойкость бетона с комплексными добавками в 1,5 раза выше стойкости контрольного бетона без добавок. При этом в течение 25 циклов испытания сохраняется достаточно высокая адгезионная прочность бетона с добавками.

На Магнитогорском металлургическом комбинате при ремонтных работах в прокатных цехах в фундаментах под оборудование использовали бетон с комплексной добавкой 0,3% ЛСТ+1% СН. Потенциальный экономический эффект при этом с учетом прогнозируемого увеличения межремонтного срока эксплуатации бетонных фундаментов под оборудование в 1,45 раза составил 3,41 р. на 1 м³ бетона с комплексной добавкой.

Выводы

Введение комплексных добавок на основе ЛСТ, NH и СН на шлакопортландцементе позволяет в 2 раза повысить адгезионную прочность и в 1,5 раза увеличить долговечность бетона. Полученные данные свидетельствуют о возможности применения шлакопортландцемента для ремонтно-восстановительных работ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по применению химических добавок к бетону. — М.: Стройиздат, 1981. — 56 с.
2. Урьев Н. Б., Михайлов Н. В. Коллоидный цементный клей и его применение в строительстве. — М.: Стройиздат, 1967. — 19 с.
3. Колбасов В. М. Структурообразующая роль суперпластификаторов в цементном камне бетонов и растворов // Бетоны с эффективными модифицирующими добавками. — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 126—134.

Вопросы реконструкции

УДК 093.54.002.5

Г. В. ТОПАЛО, инж. (завод ЖБИ-2 ПСМО Калининградстрой)

Механизация производственных процессов и модернизация оборудования

Техническое перевооружение и реконструкцию на заводе ЖБИ-2 объединения Калининградстрой решают путем механизации технологических операций, модернизации технологического оборудования, замены устаревшего оборудования более современным. Рационализаторы завода предложили и внедрили механизацию нанесения фактурного слоя наружных стеновых изделий.

Отделка наружных стеновых изделий является одной из трудоемких операций. На заводе ЖБИ-2 для отделки применяют мраморную крошку, а в последнее время и песчаную присылку с последующим нанесением рельефа. Эти операции ранее выполняли вручную. Разработанная установка (рис. 1) позволила их механизировать. Для изготовления установки использовали портал бетоноукладчика, с которого сняли бункер, и к верхней раме на шарнирах подвесили лоток прямоугольного сечения с загрузочным бункером, передняя стенка лотка закрыта только на $\frac{1}{3}$ часть. На верхней площадке портала установили съемный накопительный бункер с шибером. Для нанесения отделочного слоя мраморную крошку или песок из накопительного бункера через загрузочный люк подают в лоток. С помощью привода лотку придается возвратно-поступательное движение, а мраморная крошка или песок пересыпаются через переднюю стенку. При движении портала относительно изделия отделочный материал равномерно распределяется по его поверхности.

Применение установки позволило повысить производительность труда.

При реконструкции завода были установлены виброплощадки ВРА-15 и СМЖ-460, которые по устройству предназначены для уплотнения бетонной смеси в металлоформах с унифицированными поддонами. При изменении номенклатуры изделий с большим числом типоразмеров форм применение таких виброплощадок стало невозможным.

Рационализаторы изменили их конст-

рукцию, что позволило использовать любые по габаритам формы, не снижая при этом качества изделий, и в 2 раза снизить расход электроэнергии. При модернизации конструкции виброплощадок (рис. 2) с верхней рамы демонтировали электромагниты, всю площадь рамы закрыли листом толщиной 8 мм с проемом в средней части, демонтировали виброорган с электродвигателем. К перемычкам верхней рамы приварили лист толщиной 50 мм, на котором установили два трубчатых виброблока, соединенных между собой последовательно. Вращение на виброблоки передается через клиноремennую передачу от электродвигателя, установленного на нижней раме. Проем над виброблоками закрывается крышкой.

Проектом реконструкции завода ЖБИ-2 предусмотрено строительство пропарочных камер в монолитном исполнении с гидравлическим открыванием крышек.

Для снижения затрат и сокращения сроков строительства был предложен сборный вариант пропарочных камер. При этом возникла необходимость изменения конструкции опорного узла крышки и установки гидроцилиндра для ее подъема.

Конструкция (рис. 3) представляет собой П-образную стойку из сваренных коробкой швеллеров и подкосов, в нижней части которой устанавливают кронштейн для крепления гидроцилиндра. В верхней части укрепляют два опорных кронштейна с чугунной втулкой и осью, на которые монтируют опорный элемент крышки. К последнему с помощью электросварки закрепляют два рычага, которые одновременно являются корпусами для чугунной втулки. В верхней части рычагов устанавливают кронштейн для крепления штока гидроцилиндра.

При монтаже опорного узла необходимо учесть, что угол открывания крышки регулируется изменением угла наклона рычагов по отношению к ней и хода штока гидроцилиндра.

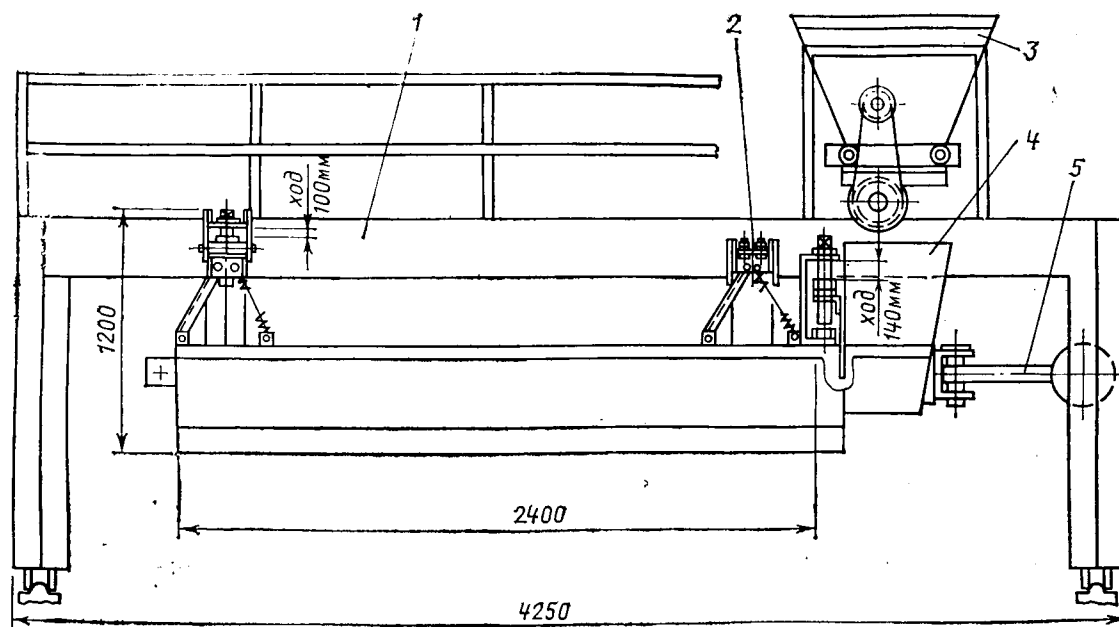


Рис. 1. Устройство для механизированной укладки мраморной крошки
1 — бетоноукладчик; 2 — шарнир; 3 — на копительный бункер; 4 — бункер; 5 — привод

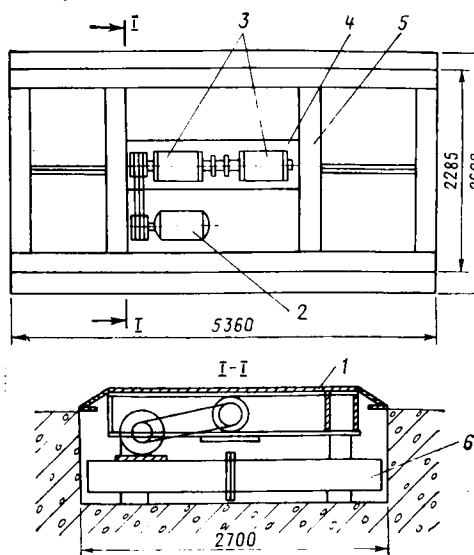


Рис. 2. Модернизированная конструкция виброплощадки СМЖ-460
1 — лист с проемом; 2 — электродвигатель; 3 — виброблоки; 4 — лист под виброблоки; 5 — перемычка верхней рамы; 6 — нижняя рама

Изменены также гидравлическая схема, что позволило сократить число труб гидросистемы и с помощью одной насосной станции открывать поочередно несколько крышек, независимо от их чис-

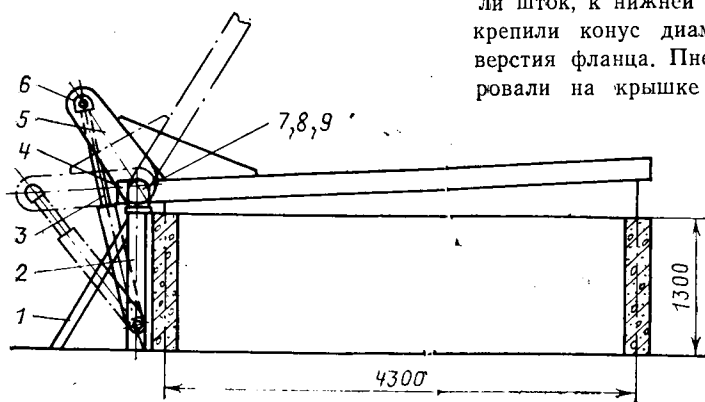


Рис. 3. Механизированная подъемная крышка пропарочной камеры
1 — подкос; 2 — стойка; 3 — гидроцилиндр; 4 — крышка; 5 — рычаг; 6 — кронштейн; 7 — опорный кронштейн; 8 — втулка; 9 — ось

ла, и электрическая схема, что обеспечило возможность дистанционного управления подъема крышек и повысило безопасность их эксплуатации.

На бетоносмесительном узле завода применяют дозаторы типа АВДЦ-1200 для дозирования цемента. Они открываются шибером-хлопушкой с помощью пневмоцилиндра, закрепленного сбоку на корпусе. Для ликвидации пыления предусмотрено уплотнение рукавом из резиновой ткани. При постоянном движении шарнира шибер-хлопушки ликвидировать пыление цемента невозможно из-за нарушения самого уплотнения и порыва ткани. При этом происходит потеря цемента и загрязнение окружающей среды в дозировочном отделении.

Рационализаторами завода была изменена конструкция шибер-хлопушки. Со стандартного дозатора сняли шибер-хлопушку вместе с шарниром и пневмоцилиндром, горловину корпуса удлиннили на 200 мм (рис. 4). Из двух фланцев с отверстием по центру и отверстиями для болтового соединения один приварили к горловине корпуса, к другому фланцу приварили патрубок. На цилиндре, снятом с шибер-хлопушки, удлиннили шток, к нижней части которого прикрепили конус диаметром меньше отверстия фланца. Пневмоцилиндр монтировали на крышке корпуса дозатора,

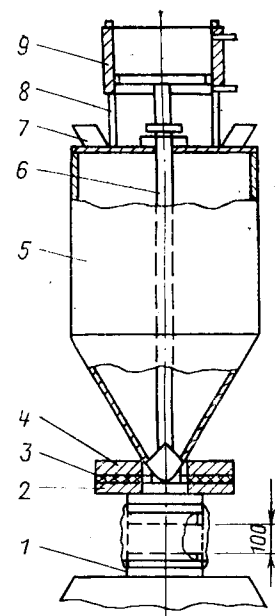


Рис. 4. Реконструированный дозатор цемента
1 — патрубок; 2, 4 — фланцы; 3 — резиновая прокладка; 5 — горловина корпуса; 6 — шток пневмоцилиндра; 7 — патрубки для загрузки цемента; 8 — шпильки; 9 — пневмоцилиндр

При сборке между фланцами установили резиновую прокладку толщиной 20 мм с таким отверстием, чтобы конус в нижнем положении перекрывал его. Ход штока регулируется перемещением пневмоцилиндра на шпильках.

Патрубки дозатора и распределителя цемента соединены двухслойным брезентовым рукавом, который закрепляется хомутами. Цемент подается в дозатор через загрузочные патрубки.

Применение дозатора с предложенной конструкцией шибер-хлопушки полностью исключило пыление цемента при дозировании, ликвидировало его потери и улучшило условия труда.

А. Н. ТЕТИОР, канд. техн. наук, И. М. ДЬЯКОВ, инж.
(Симферопольский филиал Днепропетровского инженерно-строительного ин-та)

Сравнение отечественных и зарубежных норм расчета фундаментов на продавливание

Отдельно стоящие фундаменты наиболее часто разрушаются от продавливания плитной части колонной. Механизм разрушения при продавливании исследовали многие годы и до сих пор он окончательно не изучен. Подтверждением этого служит несовпадение мнений в различных странах о причинах разрушения и методик расчета. Целью проведенных авторами исследований являлось сравнение различных норм расчета фундаментов на продавливание с опытной несущей способностью конструкций и установление метода расчета, наиболее точно соответствующего фактической работе фундаментов на продавливание. Для этого рассмотрели нормы ГДР, ФРГ, США, Великобритании, а также отечественные, предложена новая методика расчета. В связи с несовпадением прочности материалов и методов их определения в различных странах, имеется некоторая погрешность в значениях расчетной несущей способности фундаментов, принципиально не влияющая на результат проведенных исследований.

В большинстве используемых в настоящее время методов расчета продавливание считается результатом отрыва пирамиды (либо другой фигуры, близкой к ней по очертаниям) по боковой поверхности. На данном положении основаны нормы СССР, США и Великобритании. Менее распространено предположение среза бетона по поверхности фигуры продавливания, что заложено в основу расчета нормами ГДР и ФРГ.

Согласно СНиП 2.03.01—84 расчет столбчатых фундаментов на продавливание в нашей стране осуществляют в предположении отрыва пирамиды с боковыми гранями, начинающимися у колонны и наклонными под углом 45° (рис. 1). Условие прочности выражает формулой

$$P \leq R_{bt} h_0 u_m, \quad (1)$$

где u_m — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента

h_0 ; P — продавливающая сила, принимаемая на уровне верха фундамента, за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания: $P = N - A_p$. Для прямоугольных в плане фундаментов рассматривают одну грань пирамиды:

$$\left. \begin{aligned} P &= A_0 p; \\ u_m &= b_c + h_0, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где A_0 — площадь заштрихованной части подошвы (см. рис. 1). Результатом расчета является выявление полезной высоты фундамента, обеспечивающей прочность на продавливание.

Аналогичная система расчета принята нормами США [1]. Разрушением считается отрыв пирамиды, боковые стороны которой наклонены под углом 45°. Продавливающая сила $P = A_0 p$ (см. рис. 1). Формула для расчета прочности имеет вид

$$\begin{aligned} h_0^2 (4v_c + p) + h_0 (2v_c + p)(h_c + b_c) = \\ = (ab - h_c b_c) p, \end{aligned} \quad (3)$$

где p — величина контактного давления под подошвой фундамента, эпюру которого условно принимают прямойлинейной; v_c — сопротивление бетона растяжению; $v_c = 4.0.85 \sqrt{R_b}$. Из решения квадратного уравнения (3) устанавливают требуемую полезную высоту фундамента h_0 .

Расчет на продавливание в Великобритании выполняют из условия обеспечения прочности на отрыв фигуры, начинающейся у колонны и имеющей сложную конфигурацию, с углом наклона граней, равным 30° (см. рис. 1) [2]. Продавливающую силу подсчитывают по формуле

$$P = A_0 p = \frac{N (ab - A_1)}{ab}, \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{где } A_1 &= a_c b_c + 2(1.5 h_c h_0 + \\ &+ 1.5 b_c h_0) + (1.5 h_0)^2 \pi. \end{aligned}$$

Эпюру контактных давлений под подошвой фундамента принимают прямоугольной. На основании расчета получают требуемую прочность бетона на растяжение

$$R_{bt} = \frac{1.5P}{\Pi h_0}, \quad (5)$$

где Π — периметр нижнего основания фигуры продавливания.

В соответствии с действующими в ГДР нормами (DIN 1045) [3] расчет на продавливание заключается в проверке сдвигающих напряжений по боковой поверхности конуса, образующая которого наклонена под углом 45°, а площадь верхнего основания равна площади колонны (см. рис. 1). Сдвигающие напряжения вычисляют по формуле

$$\tau_R = \frac{N - p (d_R + h_0)^2 \pi \cdot 0.25}{d_R h_0 \pi}, \quad (6)$$

где $d_R \approx 1.13(c+d)^{0.5} + h_0$ — средний диаметр усеченного конуса; N — внешняя нагрузка на фундамент; $(d_R + h_0)^2 \pi \cdot 0.25$ — площадь основания конуса продавливания.

Несущую способность фундамента проверяют из условия

$$\tau_R \leq 1.69 \mu^{0.5} \tau_{011}, \quad (7)$$

где μ — средний процент армирования плиты фундамента: $\mu = 0.5(f_{ax} + f_{ay})/h_0$; f_{ax} , f_{ay} — площадь арматуры в направлении большей и меньшей стороны на 1 м ширины; τ_{011} — предельные сдвигающие напряжения в бетоне.

При расчете на продавливание по нормам ФРГ сдвигающие напряжения проверяют по поверхности пирамиды с боковыми гранями, наклоненными под углом 45° [4]

$$P = 2h_0 (b_c + h_c + 2h_0) R_c \tau_{011}. \quad (8)$$

В последнее время в нашей стране разработаны предложения по уточнению расчета столбчатых фундаментов на продавливание, что вызвано наличием значительного запаса прочности при расчете по СНиПу и другими отклонениями от принятой системы расчета. Предлагаемая авторами методика расчета рассматривает продавливание как результат образования наклонной трещины и дробления сжатой зоны бетона над нормальной трещиной по грани колонны (зоны хрупкого разрушения) в наклонном направлении. Метод основан на следующих положениях, выявленных экспериментально:

поперечную вилу воспринимает сжатая зона бетона над нормальной трещиной по грани колонны;

высота сжатой зоны бетона в связи с действием дополнительных сжимающих усилий от кольцевого распора вокруг

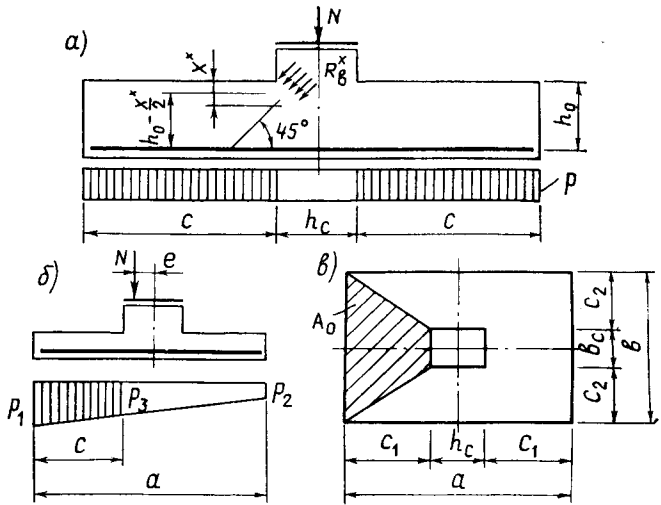
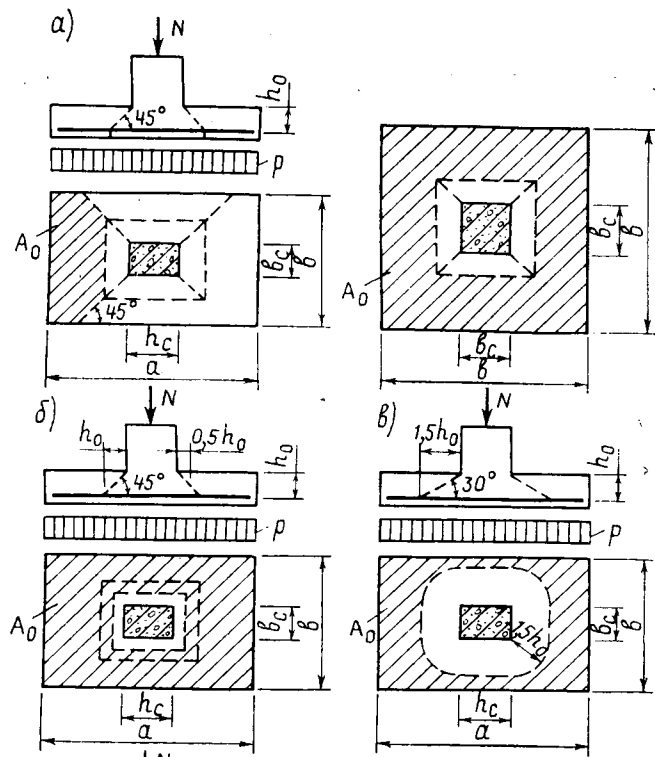


Рис. 2. К расчету центрально нагруженных (а) и внецентренно нагруженных (б) фундаментов на продавливание по предлагаемой методике

Рис. 1. К расчету фундаментов на продавливание по нормам: а — СССР; б — США; в — Великобритания; г — ГДР

Расчет заключается в определении прочности участка бетона над нормальной трещиной по грани колонны в наклонном направлении (для прямоугольных в плане фундаментов — по короткой грани колонны). Расчетная схема представлена на рис. 2. В общем случае расчетная формула имеет вид

$$\frac{\Sigma p}{\sin \alpha} = b_c x^* R_b^* \cos \alpha, \quad (9)$$

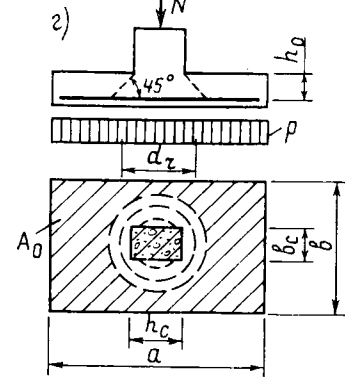
где $\Sigma p / \sin \alpha$ — проекция усилия от давления грунта с грузовой площади A_0 ; $x^* = 1,45 R_s A_s / R_b b \leq 0,5$ h_0 — высота сжатой зоны в нормальном сечении у грани колонны.

Принимая на основании экспериментальных данных $\sin \alpha \cos \alpha = 0,5$, что соответствует углу наклона граней пирамиды продавливания $\alpha = 45^\circ$, и проведя преобразования, получим несущую способность фундаментов на продавливание:

при центральной нагрузке

$$N = \frac{3,6 b_c a R_s A_s}{(b - b_c) a}; \quad (10)$$

при внецентренной нагрузке



колонны в 1,5...2 раза больше рассчитываемой по нормам;

работа бетона в зоне хрупкого разрушения аналогична работе бетона на смятие с $R_b^* = 2,5 R_b$, так как сжимающие напряжения действуют на части сечения, ограниченного с трех сторон;

главные сжимающие напряжения в наклонном сечении по грани колонны вначале распределены неравномерно, однако к моменту продавливания их эпюра выравнивается;

для прямоугольных в плане фундаментов продавливание в первую очередь происходит по коротким сторонам колонны.

№ п. п.	Геометрические характеристики образцов, м							Физические характеристики материалов, МПа			Расчетная прочность фундаментов, кН, по нормам				Опытная разрушающая нагрузка, кН	
	a	b	h _c	b _c	h ₀	A _{sx}	A _{sy}	R _b	R _{bt}	R _s	СССР	США	Велико-Британия	ГДР		по предлагаемой методике
1	1,5	1,0	0,9	0,2	0,125	0,055	0,069	14,1	1,34	438	213	251	319	181	364	395
2	1,5	1,0	0,3	0,2	0,125	0,099	0,071	10,3	1,07	438	313	66	255	238	656	660
3	2,0	2,0	0,3	0,3	0,16	0,154	0,154	20,7	1,70	438	325	309	411	301	750	882

$$N = \frac{10,9 a b_c R_s A_s}{c \left(1 + \frac{6e h_c}{a^2}\right) (b + 2b_c) + \frac{10,9 a b_c R_s A_s}{+ c \left(1 + \frac{6e}{a}\right) (b_c + 2b)} \quad (11)$$

В таблице приведены расчетные значения прочности на продавливание различных фундаментов, полученные в результате использования описанных методов расчета, и их опытная величина. Сравнение экспериментальных и расчетных значений показывает, что усилия, вызывающие продавливание, значительно выше определенных по нормам. Это обусловлено тем, что принятые в настоящее время методики расчета не учитывают многих факторов, влияющих на прочность фундаментов (перераспределение напряжений в грунте, влияние рабочей арматуры, концентрация усилий в сжатом бетоне у колонны, фактическое напряженно-деформированное состояние бетона у колонны и др.). Как видно из таблицы, учет этих факторов, часть из которых рассмотрена в предлагаемом авторами методе расчета, позволяет приблизить расчетную несущую способность фундаментов к фактической, в результате чего сократить расход бетона (цемента).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. — New York etc.: Graw Hill. cop., 1982. — 818 p.
- Faber, John, Johnson Brian. Fondation design Simply explained — Oxford univ press, 1981. — 161 p.
- Rübener Rolf, Stiegler Wilhelm. Einführung in Theorie und Praxis des Grundbautechnik. — Düsseldorf, Werner, 1978. — 271 p.
- Herzog M. Einfluss der Spanngliedordnung auf den Durch Stanzwiderstand vorgespannter Flachdecken nach Versuchen // Beton und Stahlbetonbau. — 1979. — 2. — P. 294—296.

К. В. БАТАШЕВА, инж. (КТБ комбината Днепрометаллургстрой);
А. Ф. ПУЛЬНЕР, инж. (Днепровский заводостроительный комбинат)

Исследование несущей способности балок с подрезками

При разработке конструкции сборно-монолитных фундаментов* применяли сопряжение сборных плит подколонника, замоноличенных в подрезках ребер. Аналогичные сопряжения встречаются также в неразрезных ригелях перекрытий, опирающихся на скрытые консоли колонн (рис. 1). Для изучения напряженно-деформированного состояния указанных сопряжений и разработки методики их расчета исследовали изгибаемые железобетонные балки с подрезками, устроенными замоноличиванием в них бетонных кубов (рис. 2).

Опытные образцы армировали пространственными каркасами и изготавливали по следующей технологии: нижнюю часть балок после бетонирования пропаривали, устанавливали бетонные кубы с ребром 15 см и бетонировали верхнюю часть балок. Эталонные образцы кубов не имели. Всего испытали

24 образца размером $240 \times 30 \times 15$ см.

К моменту испытания бетон верхней части балок имел кубиковую прочность 35,8 МПа в сериях I и II и 43,7 МПа в серии III. В образцах серий I, II установлены кубы из бетона прочностью 30 МПа, глубина подрезки $h_1 = 0,3$ и $0,6h_0$. В образцах серии III установлены три партии кубов из бетона прочностью 20, 30 и 40 МПа, глубина подрезки $h_1 = 0,6h_0$. При испытании образцы нагружали двумя сосредоточенными силами, расположенными на расстояниях от опор $a = (1 \dots 1,66)h$. В сериях I, II кубы были под обеими силами, в серии III — под одной силой, что позволяло в каждом опыте сравнивать напряженно-деформированное состояние образцов на целых участках и в зоне подрезки.

Образцы армировали продольными стержнями $2 \varnothing 25$ А-III и поперечными с шагом 10 см $2 \varnothing 8$ А-I в образцах серий I, III, $2 \varnothing 6$ А-I — в серии II.

Образцы испытали по балочной схеме и на упругом основании из винтовых пружин (см. рис. 2). По балочной

схеме с расстоянием $a = h$ балки разрушились по наклонному сечению. При $a \geq 1,3h$ разрушение образцов происходило по нормальному или наклонному сечению. По наклонным сечениям образцы разрушились в результате текучести поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, и преодоления сопротивления сдвигу по контактной плоскости между кубом и монолитным бетоном. Несущую способность балок с подрезками в основном определяют силы зацепления в контактной плоскости. Усилия в поперечной и продольной арматуре, препятствующие сдвигу, превышали 30% общей величины поперечной силы непосредственно перед разрушением образцов.

Наличие подрезок глубиной 0,3 и $0,6h_0$ предопределяет траекторию критической наклонной трещины, проходящей от растянутой грани образца к ближайшему углу подрезки (рис. 3, 4). В образцах с подрезкой при $h_1 = 0,3h_0$ высота сжатой зоны над наклонной трещиной примерно в два раза меньше, чем при $h_1 = 0,6h_0$ (см. рис. 3, 4). Это отразилось на несущей способности образцов. При $h_1 = 0,3h_0$ несущая способность образцов уменьшилась на 10...34% по сравнению с прочностью эталонных образцов, при $h_1 = 0,6h_0$ — не более 18%. Наибольшее снижение несущей способности наблюдается при испытании образцов с коротким пролетом среза $a = h$.

Для проверки влияния качества контактной поверхности на сопротивление сдвигу испытали образец со смазкой кон-

* А. с. 1038422 СССР, МКИ Е 02 Д 27/42. Фундамент под колонну / В. М. Баташев, В. И. Феклин, А. Ф. Пульнер, К. В. Баташева СССР // Открытия. Изобретения. — 1983. — № 32. — С. 101.

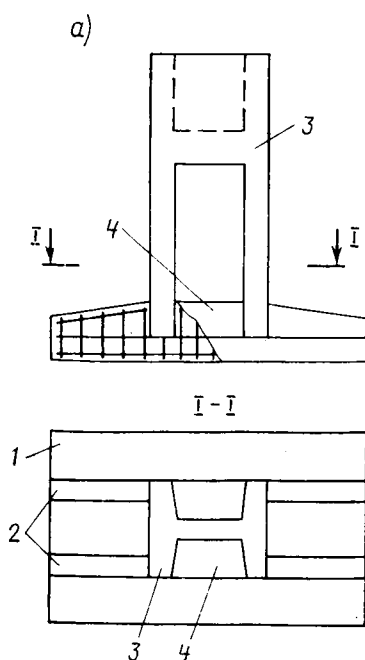


Рис. 1. Железобетонные конструкции с подрезками

а — сборно-монолитный фундамент; б — стык колонны и ригеля с подрезкой; 1 — плита фундамента; 2 — монолитные ребра плиты; 3 — сборный подколонник; 4 — монолитный бетон; 5 — колонна; 6 — ригель; 7 — арматура; 8 — бетон замоноличивания

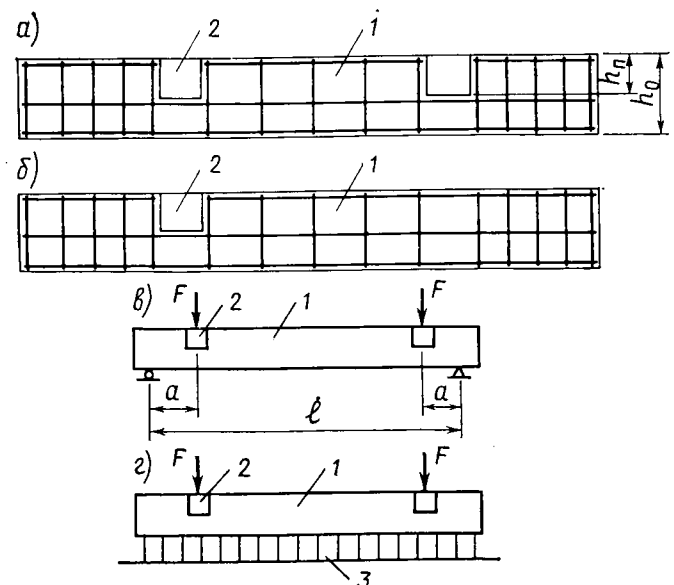


Рис. 2. Конструкция опытных образцов серий I и II (а), серии III (б) и испытания их по балочной схеме (в); на упругом основании из винтовых пружин (г)
1 — опытный образец; 2 — бетонные кубы; 3 — упругое основание из винтовых пружин

тактной поверхности. Несущая способность его оказалась на 40% ниже, чем без смазки.

Испытания образцов серии III с кубами прочностью 20, 30 и 40 МПа показали, что прочность кубов незначительно повлияла на несущую способность балок. Это объясняется тем, что величина сил зацепления в стадии разрушения определяется в основном величиной нормального сжимающего усилия и в значительно меньшей степени зависит от прочности бетона.

Раздробление бетонного куба прочностью 20 МПа произошло только в одном образце, однако он выдержал наибольшую поперечную силу. В серии III четыре образца разрушились по наклонному сечению на участках без подрезок и четыре по контакту кубов с монолитным бетоном. Три образца с кубами прочностью 20 МПа разрушились на участках без подрезок и только один образец — по подрезке.

Сдвиг по контактной поверхности происходил при среднем расчетном значении касательного напряжения в контактной плоскости над наклонной трещиной $\tau_b = 4,3R_{bt}$ при $h_1 = 0,6h_0$ и $\tau_b = 7,6R_{bt}$ при $h_1 = 0,3h_0$; средние значения нормальных напряжений бетона сжатой зоны составляли $0,55R_b$ при $h_1 = 0,6h_0$ и $0,71R_b$ при $h_1 = 0,3h_0$.

Разрушение опытных образцов по нормальным сечениям произошло при изгибающих моментах в среднем на 4% меньше по сравнению с эталонными образцами и расчетом по СНиПу. Это объясняется тем, что сдвиг по контактной поверхности происходил при сжимающих напряжениях бетона меньше призменной прочности.

Несущую способность балок с замоналиченными подрезками следует проверять по изгибающему моменту и поперечной силе из условий:

$$\left. \begin{aligned} M &\leq M_{sh}; \\ Q &\leq Q_{sh}. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где M , Q — изгибающий момент и поперечная сила от расчетной нагрузки в нормальном сечении, проходящем по грани подрезки; M_{sh} , Q_{sh} — предельные расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы, вычисленные с учетом сопротивления продольной и поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, и сил зацепления в сжатой зоне над наклонной трещиной:

$$\begin{aligned} M_{sh} &= \sigma_b b x (h_0 - 0,5x) + \\ &+ \Sigma P_{s\omega} A_{s\omega} z_{s\omega} + \tau_s A_s y_s; \\ Q_{sh} &= \tau_{sh} b x + \Sigma R_{s\omega} A_{s\omega} + \tau_s A_s; \end{aligned}$$

σ_b — нормальное напряжение бетона сжатой зоны над наклонной трещиной; его вычисляют из уравнения моментов внешних и внутренних сил, расположен-

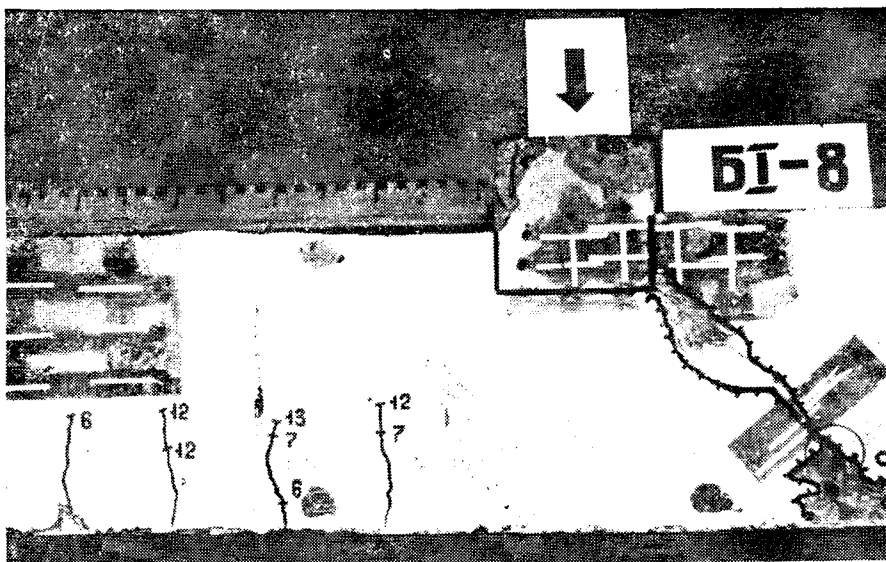


Рис. 3. Разрушение опытных образцов с подрезками глубиной $h_1 = 0,3h_0$

ных по одну сторону от рассматриваемого нормального сечения. В результате экспериментов установлено, что сдвиг по контактной поверхности происходил при напряжении бетона $\sigma_b = (0,55 \dots 0,71)R_b$. В формулах для определения M_{sh} и Q_{sh} при расчете реальных конструкций рекомендуется принимать $\sigma_b \leq 0,5R_b$. x — расчетная высота сжатой зоны сечения элемента над наклонной трещиной, вычисленная из расчета прочности рассматриваемого нормального сечения. Учитывая, что наклонная трещина проходит по направлению к ближайшему углу подрезки, рекомендуется принимать $x \leq h_1$; $\Sigma R_{s\omega} A_{s\omega} z_{s\omega}$ — суммарное значение момента усилий в хомутах, пересекающих наклонную трещину, относительно оси, расположенной в контактной плоскости в уровне растянутой арматуры. На основании полученных опытных данных проекцию наклонной трещины на продольную ось элемента рекомендуется принимать равной $(h_0 - h_1)$; $\tau_s A_s y_s$ — момент поперечного усилия в продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, относительно той же оси; τ_{sh} — предельное значение касательного напряжения в контактной плоскости, расположенной над наклонной трещиной.

С учетом полученных опытных данных и рекомендаций* расчетные значения касательных напряжений вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{sh} &= k_1 R_{bt} + k_2 \sigma_b; \\ \tau_s &= 30 \text{ МПа}, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где $k_1 = 0,5$; $k_2 = 0,6$.

Расчет несущей способности опытных образцов по приведенной методике дает

* Методические рекомендации по расчету сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям. — Киев: НИИСК, 1983. — 76 с.

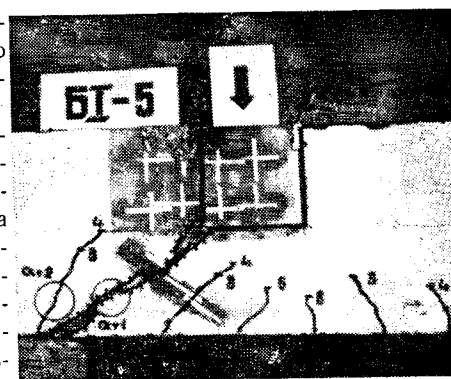


Рис. 4. Разрушение опытных образцов с подрезками глубиной $h_1 = 0,6h_0$

результаты, близкие к опытной прочности, полученной при больших значениях пролета среза, а также при испытании образцов на упругом основании.

Выводы

При наличии в изгибаемых элементах подрезок, образованных вследствие сопряжения и замоналичивания их с другими элементами, исчерпание несущей способности может произойти по нормальному или наклонному сечению, проходящему по контакту с сопрягаемым элементом, в результате преодоления сопротивления арматуры, пересекающей наклонную трещину, и сил зацепления, действующих в контактной плоскости над наклонной трещиной.

Указанные сопряжения элементов следует рассчитывать на воздействие изгибающего момента и поперечной силы с учетом возможности сдвига по контактной поверхности и развития наклонных трещин по направлению к ближайшему углу подрезки, а также ограничения вследствие этого высоты сжатой зоны над наклонной трещиной.

Проектирование конструкций с использованием методов оптимизации и надежности

В НИИЖБе разработаны методы оптимального проектирования железобетонных конструкций [1] и анализа их надежности [2]. Эти методы НИИЖБ и ПИ-1 использовали для снижения материалоемкости и стоимости ряда проектируемых конструкций. Ниже обобщен опыт выполненных работ: описаны постановки задач, методы их решения и полученные результаты.

Оболочки положительной гауссовой кривизны. Большинство запроектированных сборных железобетонных пологих оболочек положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане имеют стрелу подъема в центре, равную одной пятой меньшей стороны плана, т. е. находятся на «верхней границе пологости».

Интересен вопрос о том, насколько выгодны такие оболочки по стоимости и расходу материалов. При уменьшении стрелы подъема возникают две тенденции. С одной стороны, увеличиваются главные растягивающие усилия в углах и сдвигающие усилия, передающиеся с оболочки на диафрагму. С другой стороны, одновременно с уменьшением стрелы подъема оболочки уменьшается и высота ее диафрагм, в результате чего верхние их пояса растягиваются меньшими силами. Это положение исследовали при оптимальном проектировании оболочек размером в плане 24×24 м из сборных плит (рис. 1).

Рассмотрены три целевые функции — расход бетона в м^3 , стали в т и оптовая цена в тыс. р., определяемая по прейскуранту № 06—08 (цены на бетоны — для второго и шестого районов; цены на металл от района не зависят).

Задача решается на основе принципа разделения параметров [1]. Внешними переменными параметрами приняты стрела подъема оболочки X_1 и высота диафрагмы X_2 , внутренними переменными параметрами — площади сечений арматуры во всех элементах оболочки — в поле и ребрах сборных плит, в поясах и решетке ферм. Ограничениями служили требования прочности, жесткости, трещиностойкости, а также конструктивные.

При оптимизации расчет плит оболочек проводили на равномерно распределенную нагрузку. Фермы рассчитывали на три вида нагрузок: сдвигающие и попе-

речные силы, передающиеся с оболочки на диафрагму после замоноличивания швов и нагружения оболочки полной расчетной нагрузкой; собственную массу плит, которая передается на ферму в монтажном состоянии (плиты уложены, но не замоноличены); собственную массу фермы.

Для решения внешней задачи оптимизации были использованы методы, основанные на теории планирования экстремальных экспериментов [1]. Оказалось, что все три целевые функции достигают минимума при максимальных величинах стрелы подъема оболочки и высоты диафрагмы. При уменьшении указанных параметров существенно возрастает расход стали, а различия в оптовых ценах и расходе бетона незначительны.

Оболочки шагрового типа. Они (см. рис. 1) образованы пересечением четырех призматических складок, поверху замыкаемых средним горизонтальным диском. Оболочки выполняют многоволновыми неразрезными в одном и двух направлениях.

При оптимизации общие геометрические размеры, а также размеры сечений элементов плит и ребер жесткости оставались постоянными, поскольку они опре-

делялись конструктивными соображениями. Поэтому при использовании принципа разделения параметров [1] оказалось возможным назначить только один внешний переменный параметр — высоту контурной металлической фермы h . Внутренними переменными параметрами были сечения элементов фермы и площади сечения арматуры в железобетонных плитах. Целевой функцией был принят расход стали. При расчетах выяснилось, что изменение высоты фермы практически не влияет на расход стали в других элементах оболочки. Это дало возможность при оптимизации подсчитывать только расход стали на фермы.

Учитывалось одно внешнее ограничение, определявшееся условиями проездного габарита $h \leq 3$ м. Внутренними ограничениями были условия прочности фермы и плит оболочки, а также устойчивости элементов фермы.

Оболочки проектировали для трех районов строительства с интенсивностью расчетной распределенной нагрузки, равной 35, 45 и 55 МПа. В каждом из районов оболочки можно применять в крановых и бескрановых зданиях. Контурные фермы в зависимости от их положения в температурном блоке бывают крайними и средними: на крайние опирается одна оболочка; на средние — две соседние. Пролет ферм — 24 или 30 м. Оптимальные высоты для каждого из пролетов определяли одномерным поиском путем численных опытов.

В каждом опыте вначале задавали значение h . Затем решали внутреннюю задачу оптимизации в следующем порядке: подбирали сечения элементов фермы из расчета ее как шарнирно-стержневой системы на монтажную нагрузку; проводили расчет оболочки на ЭВМ методом конечных элементов на равномерно распределенную нагрузку и расчет фермы на крановую нагрузку. Для элементов фермы строили две оггибающие эпюры усилий с учетом монтажных и эксплуатационных нагрузок, а также и крановых нагрузок; при действии усилий каждой из эпюр вновь подбирали сечения элементов фермы, и если сечения значительно отличались от принятых ранее, то процесс, начиная с расчетов на ЭВМ, повторяли.

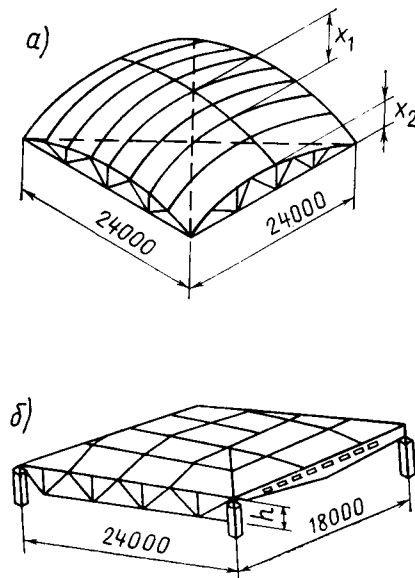


Рис. 1. Схемы оболочек
а — положительной гауссовой кривизны; б — шагрового типа

Оказалось, что для всех условий оптимальной является высота $h=3$ м. По сравнению с начальным приближением $h=2,4$ м, принятым ПИ-1, удалось добиться снижения расхода металла ферм на 16%. Это решение использовано в рабочих чертежах конструкций, строительство оболочек осуществлено в Челябинске.

Типовые монолитные фундаменты под колонны. ПИ-1 разработал объединенную типовую серию I.412 монолитных железобетонных фундаментов под колонны. Фундамент состоит из подколонника и плитной части, которая может иметь 1, 2 или 3 ступени (рис. 2). При проектировании решали три задачи.

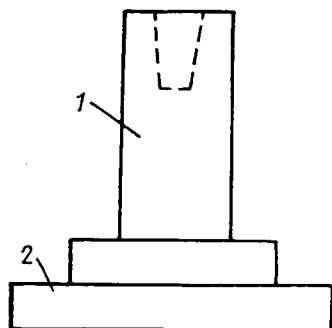


Рис. 2. Схема фундамента под колонну
1 — подколонник; 2 — плитная часть

Первая состояла в выборе оптимальной номенклатуры подошв фундаментов. Для ее решения ПИ-1 и семь привлеченных организаций, заполнив специальные анкеты, представили следующие сведения: наименование и общее число рассмотренных объектов; число фундаментов в каждом объекте; соотношение типовых и индивидуальных фундаментов; размеры подошв, подколонников, количество ступеней, высота фундаментов, глубина их заложения и другие данные. Всего было рассмотрено 27529 фундаментов 309 объектов.

Целевой функцией был принят расход бетона. Задача оптимизации состояла в том, что из всей используемой номенклатуры необходимо было выбрать заранее заданное меньшее количество фундаментов так, чтобы возрастание расхода бетона было минимальным. Ее решали на ЭВМ методом эффективных замен [1].

Вторая задача состояла в оптимальном назначении размеров ступеней при заданных типах подошвы и подколонника. Она решалась как двухкритериальная;

критериями качества были стоимость и несущая способность. Оптимальным считался фундамент минимальной стоимости и максимальной несущей способности.

Указанные критерии противоречивы: при стремлении уменьшить стоимость уменьшается и несущая способность, и наоборот. Для устранения противоречия необходимо найти компромисс. В качестве компромисса выбран интегральный принцип [1] при выполнении оптимизации на множестве Парето.

Третья задача состояла в вероятностных расчетах подколонников (совместно с ЦНИИСКом). Цель расчетов — учет малой вероятности одновременного неблагоприятного сочетания прочностных свойств материалов — бетона и арматуры. За счет этого оказалось возможным повысить расчетную несущую способность подколонников.

Общий экономический эффект от работ по улучшению технико-экономических показателей фундаментов составляет около 1,5 млн. р/год.

Подстропильные балки под плиты-оболочки КЖС. В ПИ-1 запроектированы подстропильные балки с подрезкой на опорах под плиты-оболочки КЖС (рис. 3). Балки имеют смешанное армирование. Принято два их типоразмера для районов со снеговой нагрузкой q , не превышающей 10 МПа. В опалубке первого типоразмера ($q \leq 10$ МПа) были запроектированы 7 марок, в опалубке второго — 9 марок, отличающиеся друг от друга прочностью бетона и армированием. Необходимость создания марок в пределах одного типоразмера определялась наличием различных проектных ситуаций. Каждая проектная ситуация характеризуется профилем покрытия (с перепадом или без перепада высот), пролетом плиты-оболочки (18 или 24 м), наличием или отсутствием подвесных кранов и схемой приложения нагрузки от них. По данным ПИ-1 определяли частоту повторения каждой проектной ситуации.

При совершенствовании балок решали две задачи. Первая состояла в определении для каждого типоразмера количества марок, армирования и прочности бетона так, чтобы суммарная стоимость каталога с учетом частоты повторяемости проектных ситуаций была наименьшей.

Задача решалась методом, основанным на теории планирования экстремальных экспериментов [1]. В результате оказалось, что в каждом типоразмере коли-

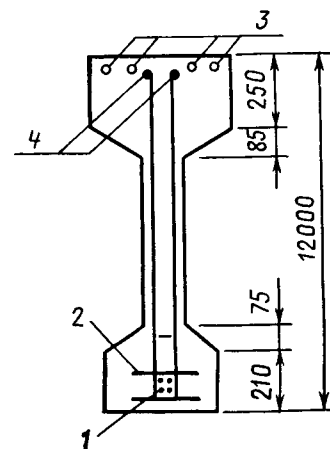


Рис. 3. Сечение продольной балки под плиты-оболочки КЖС

1, 2 — соответственно напрягаемая и ненапрягаемая растянутая арматура; 3, 4 — сжатая арматура разных диаметров

чество марок можно снизить до 4 практически без изменения стоимости каталога. Однако расход стали на каталог увеличился.

Вторая задача состояла в вероятностном расчете балок [2] с тем, чтобы снизить расход металла за счет учета малой вероятности одновременного неблагоприятного сочетания свойств материала (бетона и арматуры четырех видов, см. рис. 3). Оказалось, что расчетную несущую способность балок можно повысить на 6...9%. В запас прочности принято повышение несущей способности балок на 5%, что позволило при сокращении числа марок сохранить расход металла таким, как в первоначальном варианте каталога.

Предполагаемый экономический эффект от сокращения числа марок составляет около 40 тыс. р. в год.

Выводы

Методы оптимизации и надежности являются эффективным средством улучшения технико-экономических показателей железобетонных конструкций при проектировании. Они должны найти более широкое применение при проектировании, особенно железобетонных конструкций массового применения, в первую очередь типовых.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по оптимальному проектированию железобетонных конструкций. — М. НИИЖБ, 1991. — С. 167.
2. Краковский М. Б. Определение надежности конструкций методами статистического моделирования // Строит. механика и расчет сооружений. — 1982. — № 2. — С. 10—13.

Надежность сжатых элементов и ее нормирование для железобетонных конструкций

Из всей номенклатуры конструкций наиболее высокую оценку надежности естественно ожидать от сжатых элементов (колонн), поскольку это наиболее ответственные элементы зданий. В их работе существенную роль играет бетон, прочность которого СНиП оценивает осторожнее прочности арматуры [1, 2].

Автором исследована надежность расчета центрально и внецентренно сжатых элементов по результатам испытаний. Под надежностью расчета подразумевается вероятность того, что расчетная оценка несущей способности, вычисленная по СНиП 2.03.01—84 с использованием расчетных сопротивлений арматуры и бетона, фактических данных о геометрии сечения и начальном эксцентриситете приложения нагрузки, окажется меньше опытного разрушающего усилия, т. е. $P(N_{оп}^{разр} > N_{расч})$ или $P(N_{оп}^{разр} / N_{расч} > 1)$. Поскольку в ГОСТ 8829—85 отношение опытного разрушающего

усилия к расчетному обозначено как C , под оценкой надежности расчета подразумевается вероятность $P(C > 1)$.

По каждому элементу, доведенному до разрушения, определяли несущую способность и C . Из распределения плотности вероятности C вычисляли оценки надежности расчета по соответствующим выборкам.

Для определения надежности расчета использовали результаты испытаний 826 образцов на центральное сжатие и 611 образцов из тяжелого бетона на внецентренное сжатие при постоянном по длине образца эксцентриситете.

Кроме того, использовали данные испытаний КТБ Мосоргстройматериалов на центральное сжатие 111 натуральных колонн. Случайные эксцентриситеты фиксировали и учитывали при оценке несущей способности колонн.

Расчетные сопротивления бетона для расчета несущей способности по СНиП

2.03.01—84 принимали равными 66% экспериментальной оценки призмной прочности (с коэффициентом 1,1, связанным с кратковременностью приложения нагрузки). В случаях, когда имелись только результаты испытаний кубов, призмную прочность оценивали в соответствии с источником [4]. В американских опытах, где прочность на сжатие определяли по испытаниям цилиндров размером 15×30 см, на основании анализа призмную прочность принимали равной 95% цилиндровой.

Результаты статистической обработки экспериментальных данных приведены в таблице. Для каждой выборки даны характеристики распределения C , эмпирическая оценка вероятностей $P(C > 1)$, теоретические оценки этих вероятностей, определенные исходя из предположения о нормальном распределении C , а также нормированное отклонение $M_{расч} - t = \bar{C} - 1/\sigma(C)$.

Несущую способность центрально сжатых элементов сечением 20×20 см и менее по нормам следует оценивать введением в расчет масштабного коэффициента 0,9, учитывающего чувствительность небольших сечений к сколам бетона. Исходя из условного характера этого коэффициента получены оценки надежности расчета выборки таких элементов и без него.

При рассмотрении результатов статистической обработки установлено, что надежность внецентренно сжатых элементов существенно ниже, чем центрально сжатых. В выборке внецентренно сжатых элементов с $\xi > \xi_R$ надежность выше, чем при $\xi \leq \xi_R$. Для выборки с $\xi > \xi_R$ характерны оценки надежности, близкие к аналогичным показателям центрально сжатых элементов. С увеличением эксцентриситетов и гибкости надежность внецентренно сжатых элементов уменьшается. То обстоятельство, что эмпирическая оценка надежности при $0,166 < e_0/h \leq 0,5$ оказалась выше, чем при меньших эксцентриситетах, объясняется наличием большого числа коротких колонн: увеличение эксцентриситета компенсировалось уменьшением гибкости.

Характеристика элементов	Объем выборки	Показатели выборки		Вероятность $P(C > 1)$		
		Среднее значение \bar{C}	Стандарт $\sigma(C)$	t	$P_{теор}$	$P_{эмп}$
<i>Центрально сжатые</i>						
Полная выборка	826	1,590	0,312	1,88	0,9699	0,9760
Сечение менее 20×20 см	576	1,660	0,300	2,19	0,9857	0,9982
То же, более 20×20 см	576	1,490	0,300	1,64	0,9495	—
То же, более 20×20 см	250	1,420	0,271	1,54	0,9382	0,9760
<i>Внецентренно сжатые</i>						
Полная выборка:	611	1,482	0,481	1	0,8413	0,8821
при $\xi > \xi_R$	303	1,293	0,472	0,62	0,7324	0,7662
при $\xi \leq \xi_R$	308	1,654	0,443	1,475	0,9300	0,9885
Масштабный фактор: сечением менее 30×30 и 25×35 см	441	1,508	0,539	0,942	0,9420	0,8620
то же, 30×30, 25×35 см и более	170	1,429	0,380	1,13	0,8708	0,9346
Относительный эксцентриситет:						
$e_0/h \leq 0,166$	170	1,445	0,343	1,3	0,9032	0,8760
$0,166 < e_0/h \leq 0,5$	248	1,442	0,413	1,07	0,8577	0,9222
$e_0/h > 0,5$	193	1,586	0,669	0,875	0,8092	0,8340
Гибкость:						
$l_0/h \leq 10$	434	1,510	0,443	1,15	0,8749	0,9300
$10 < l_0/h \leq 20$	69	1,492	0,515	0,955	0,8302	0,9248
$l_0/h > 20$	108	1,383	0,650	0,59	0,7224	0,6800

Примечание. Над чертой — с учетом масштабного коэффициента 0,9; под чертой — то же, без учета.

Отмеченные закономерности объясняются снижением роли бетона и повышением значения арматуры в работе внецентренно сжатых элементов: надежность расчетных сопротивлений прочности бетона на порядок выше чем арматуры (особенно класса А-III [3, 4]. В исследуемой выборке более высокая надежность расчетных сопротивлений бетона проявилась в том, что $\bar{R}_{оп}/R_a=1,5$, а $\bar{\sigma}_r/R_a=1,2$.

Сопоставим надежность изгибаемых [3] и сжатых элементов из тяжелого бетона по нормальным сечениям. В таблице оценок надежности разных изгибаемых конструкций отсутствует графа $R_{амп}$ ($C > 1$): ни в одном из более 3000 изгибаемых элементов заводского и тем более лабораторного изготовления не реализовалась вероятность события $\frac{разр}{оп} < M_{расч}$. В то же время во всех выборках испытаний центрально и внецентренно сжатых элементов вероятность $\frac{разр}{оп} < N_{расч}$ оказалась реализованной (рис. 1... 3).

Такой разрыв надежности изгибаемых и сжатых элементов нельзя объяснить различной ролью арматуры и бетона в их работе. Более высокая надежность изгибаемых элементов объясняется толь-

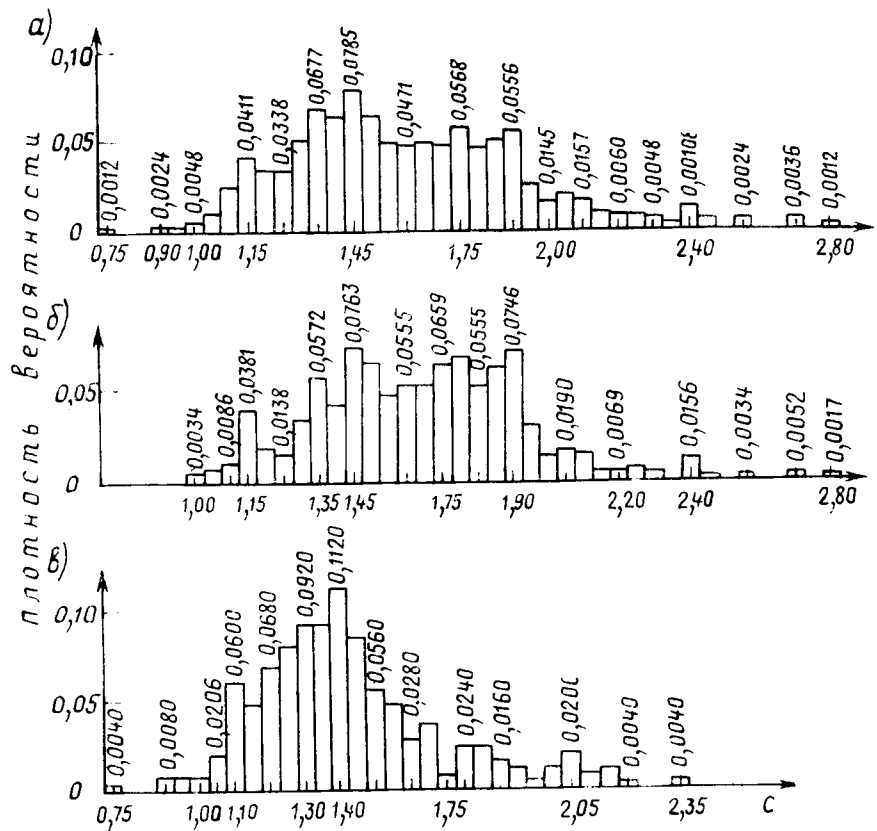


Рис. 2. Гистограммы распределения плотности вероятности C для оценки надежности расчета внецентренно сжатых элементов для выборки а — полной; б — образцов с $\xi \leq \xi_R$; в — образцов с $\xi > \xi_R$

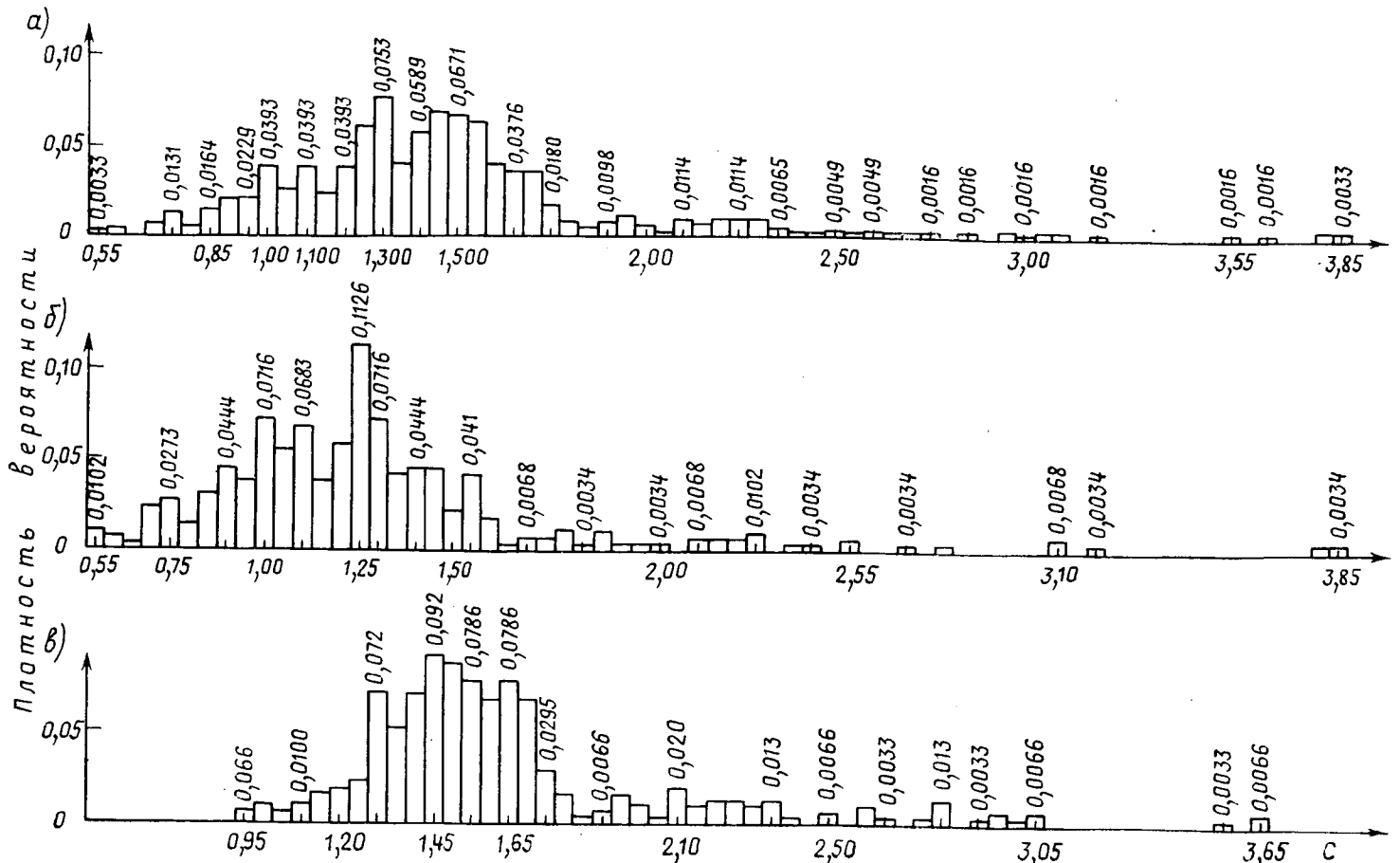


Рис. 1. Гистограммы распределения плотности вероятности C для оценки надежности расчета центрально сжатых образцов для выборки а — полной; б — образцов сечением 20×20 см и менее; в — образцов сечением более 20×20 см

ко характером эпюры моментов. При изгибе лишь часть сечений работает на максимальную нагрузку, а в сжатых образцах исследуемой выборки — все сечения.

Для оценки влияния характера распределения эпюры усилий по длине элемента на его надежность рассчитывали надежность нескольких изгибаемых образцов по нормальным сечениям при нагружении равномерно распределенной нагрузкой и сосредоточенными грузами в третях пролета. Максимальный момент, по которому подбирали площадь сечения продольной арматуры, в обоих случаях был одинаков. При этом подсчитали полную вероятность отказа элемента, равную сумме вероятностей отказов всех сечений. Исследуемые элементы разбили на 20 участков. Увеличение числа участков практически не сказалось на повышении точности расчетов.

Для балки постоянного сечения 1БСД9-5А-III серии 1.462—10 вероятность отказа в наиболее нагруженном сечении равна 0,0197, полная вероятность отказа при равномерно распределенной нагрузке 0,00452, при нагружении в третях пролета 0,007996, т. е. при изменении характера эпюры моментов она возросла почти в 1,8 раза.

Полная надежность элементов переменной высоты еще более чувствительна к изменению эпюры моментов. Из анализа влияния вида эпюры усилий на надежность следует, что наиболее надежны массивные изгибаемые элементы (плиты) с нагрузкой, близкой к равномерно распределенной, при $\xi < \xi_L$.

Надежность центрально сжатых элементов ниже аналогичного показателя изгибаемых элементов несмотря на значительную роль бетона в их работе, поскольку все сечения одинаково нагружены. Отсюда повышенная вероятность отказа одного из них и элемента в целом.

Самая низкая надежность отмечалась во внецентренно сжатых элементах с большими и постоянными по длине эксцентриситетами. Все сечения при этом нагружены одинаково, но дополнительную вероятность отказа вызывает более существенное влияние работы арматуры.

Для реальных колонн характерен односторонний переменный по длине эксцентриситет (для одноэтажных бескрановых зданий) или переменный по длине эксцентриситет разного знака (для одноэтажных зданий с кранами, многоэтажных рамных каркасов). Надежность таких колонн зависит от распределения эксцентриситета по длине, поэтому она выше надежности внецентренно сжатых колонн с постоянными по длине эксцентриситетами. Надежность таких колонн

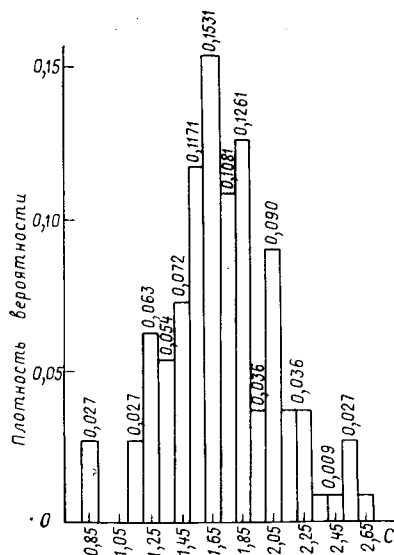


Рис. 3. Гистограмма распределения плотности вероятности C для выборки испытаний 111 натурных колонн на центральное сжатие

исходя из характера эпюры моментов (числа максимально нагруженных сечений), а также роли бетона и арматуры должна быть того же порядка, что и надежность изгибаемых элементов, рассчитанных на равномерно распределенную нагрузку.

Для большей части общественных и значительной части производственных многоэтажных зданий применяют связевый каркас. Рядовые колонны при этом работают обычно в зоне малых эксцентриситетов практически на центральное сжатие.

Надежность таких конструкций можно оценить по результатам испытаний на центральное сжатие выборки натурных колонн. Оценка надежности конструкций этой выборки $P(C > 1) = 0,9821$, что соответствует нормированному отклонению $t = 2,1$. Если отбросить как случайные результаты испытаний трех колонн этой выборки, в которых $N_{оп}^{разр} < N_{расч}$, то надежность $P(C > 1) = 0,9961$, что соответствует нормированному отклонению $t = 2,36$. Это самая высокая оценка для всех рассмотренных выборок сжатых элементов из тяжелого бетона.

Эту оценку надежности можно, по-видимому, рассматривать как некоторую минимально допустимую для всех железобетонных конструкций, кроме элементов специального назначения: во всей номенклатуре сборного железобетона для промышленного и гражданского строительства нет более ответственных конструкций, чем колонны нижних этажей связевых каркасов многоэтажных зданий. Если рассматривать здание как систему элементов, то для ригелей, балок и особенно плит не требуется более высокой надежности, чем для колонн: отказ плиты, как правило, не приводит к

обрушению всего здания, а отказ колонны вызывает именно такие последствия. Однако нет оснований считать надежность таких колонн неудовлетворительной и требовать ее повышения: в практике строительства имеются случаи разрушения колонн многоэтажных зданий, но они вызваны обычно серьезными дефектами при изготовлении или некачественным выполнением стыков.

Все изложенное относится к зданиям со связевым каркасом. Однако нелогично требовать от элементов других зданий большей надежности, чем от элементов зданий со связевым каркасом.

Наличие нормированного уровня минимально допустимой надежности (или критерия надежности) открывает возможности совершенствования расчетов железобетонных конструкций и снижения их материалоемкости. Существующая система расчетов не обеспечивает равнонадежности конструкций из-за того, что не учитывает характера распределения усилий по длине элемента, а исходит лишь из их максимальных значений. В результате у конструкций с максимальными усилиями на небольшой части длины надежность выше, чем в случаях с более полной по длине эпюрой усилий.

К конструкциям повышенной надежности относятся изгибаемые, проектируемые на равномерно распределенную нагрузку (прежде всего плиты покрытий и перекрытий).

Для плит под равномерно распределенную нагрузку проектирование с заданным уровнем надежности, соответствующим $t = 2,4 \dots 2,5$, позволит сократить расход рабочей арматуры на 5... 10%.

Для реализации заданного уровня надежности на стадии проектирования следует разработать систему коэффициентов к расчетным сопротивлениям арматуры и бетона, учитывающих специфику конструкций (в частности, соотношения между вероятностью отказов по нормальным и наклонным сечениям).

Снижение расхода арматуры при проектировании по заданному уровню надежности возможно и для других изгибаемых конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Сапожников Н. Я. Оценка влияния перерасхода арматуры при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций на их надежность // Эффективные конструкции производственных зданий // Тр. ин-та / ЦНИИПромзданий. — 1983. — С. 80—95.
- Сапожников Н. Я., Бердичевский Г. И., Вруссер М. И. Статистический анализ прочности бетона в возрасте 28 сут (по данным заводских испытаний) // Бетон и железобетон. — 1983. — № 5. — С. 27—29.
- Сапожников Н. Я. Об оценке уровня надежности изгибаемых сборных конструкций по нормальным сечениям // Бетон и железобетон. — 1986. — № 7. — С. 40—42.
- Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю. Коэффициенты призмочной прочности обычного тяжелого и мелкозернистого бетона // Бетон и железобетон. — 1984. — № 8. — С. 37—38.

Проблемы нормирования защиты конструкций от коррозии

Для обеспечения требуемой долговечности железобетонных конструкций в агрессивных средах принципиально возможны три пути: облагораживание среды, т. е. снижение степени ее агрессивности, повышение собственной стойкости (первичная защита) и изоляция конструкции от среды (вторичная защита).

Первый из указанных путей не может быть универсальным, так как до сих пор не удается остановить рост загрязнения воздушной, водной, грунтовой сред, связанный, в основном, с производственной деятельностью человека и особенно заметный в районах концентрации таких отраслей промышленности, как химическая, металлургическая, целлюлозно-бумажная. В производственных зданиях перечисленных отраслей и на территориях заводов и комбинатов лишь в последнее время наметилась тенденция к снижению загрязнения воздушной среды в связи с возрастающими требованиями экологии и промышленной санитарии. В грунтовой среде, в отличие от воздушной, загрязнения обычно накапливаются, а уровень грунтовых вод на промышленных площадках, как правило, повышается из-за разного рода утечек из коммуникаций.

Переход на самоокупаемость промышленных предприятий должен коренным образом изменить их отношение к сохранности основных фондов, в частности зданий и сооружений, и достигать ее в первую очередь повышением технологической культуры, борьбы с протечками, проливами и выбросами агрессивных продуктов, полупродуктов и отходов.

Повышение собственной стойкости конструкций в настоящее время наиболее реально и предпочтительно для промышленных отраслей, поскольку не требует поддержания требуемой несущей способности и вообще работоспособности строительных конструкций зданий и сооружений.

Реализацию первичной защиты следует осуществлять в строительном комплексе, который в настоящее время не готов к этому по нескольким причинам, главная из которых в специфике действующего хозяйственного механизма и конъюнктуре на рынке стройматериалов и изделий.

Подрядчик заинтересован в объеме строймонтажа и сроках, как основе его финансового благополучия. В качестве долговечности конструкций, зданий и сооружений объективно заинтересован заказчик. Но он часто поставлен в такие условия, что даже при полной компетентности в вопросах коррозии и защиты (что не всегда бывает) вынужден идти на компромисс.

Типична ситуация, когда поставщик конструкций — завод ЖБИ — отказывается изготовить предусмотренные проектом конструкции для агрессивных сред, ссылаясь на отсутствие кондиционных заполнителей, сульфатостойкого цемента, средств контроля проницаемости бетона и т. п. Жесткие плановые сроки вынуждают использовать рядовые конструкции. Недостаток собственной стойкости таких конструкций чрезвычайно трудно, а иногда и невозможно компенсировать средствами вторичной защиты, материалы для которой дефицитны, технология трудоемка, а долговечность ограничивается обычно 3...5 годами. Практика показывает, что в строительстве часто принимаются паллиативные решения, когда для защитных покрытий используют относительно доступные, но малоэффективные материалы, которые при эксплуатации не восстанавливаются или восстанавливаются несвоевременно.

Приоритет первичной защиты для железобетонных конструкций очевиден. Это доказывают как многолетний опыт, так и многочисленные исследования. Только преднапряженные конструкции с некоторыми видами высокопрочной арматуры, склонными к коррозионному раскрекиванию, могут разрушаться вне-

запно. Конструкции же с ненапрягаемой арматурой обычных видов, как правило, разрушаются постепенно. Ярко выраженные признаки коррозионного повреждения стальной арматуры в виде трещин и отколов защитного слоя бетона фиксируются визуально. Так же постепенно развиваются повреждения в кислых, сульфатных, магниезиальных средах, разрушающих непосредственно бетон в виде шелушения, послойного разрушения с обнажением и выпадением зерен крупного заполнителя. Такое коррозионное поведение конструкций позволяет, во-первых, обоснованно судить о фактической несущей способности и резерве времени на ремонт и, если необходимо, усилении конкретных конструкций, а также о их защите в данных условиях эксплуатации.

Во-вторых, постепенный, обычно послойный характер коррозионных процессов в бетоне позволяет проектировать конструкции с заранее заданной обеспеченностью их коррозионной стойкости в конкретных условиях эксплуатации, например в грунтах, к которым не предъявляются эстетические требования.

Такой подход реален при учете постепенного нарастания контролируемого повреждения конструкций, возможности для которого заложены в результатах многочисленных исследований. В частности, для воздушно-влажных сред с кислыми газами, для жидких кислых, сульфатных и хлористых сред разработаны математические модели, позволяющие прогнозировать глубину повреждения бетона с учетом его состава и свойств.

При этом может быть экономически выгодно как в строительном комплексе, так и в народном хозяйстве в целом, сокращение расчетного срока эксплуатации до 20, 30, 50 лет в зависимости от вида и назначения конструкций и особенностей технологии производства, определяющих, с одной стороны, интенсивность коррозионных воздействий, а

с другой — скорость физического и морального старения технологического оборудования и технологии.

При таком подходе, очевидно, сократятся сметная стоимость конструкции за счет ее облегчения из-за снижения расчетных нагрузок и исключения вторичной защиты, а также эксплуатационные расходы на ремонт и восстановление последней. При оптимизации расчета по минимальной приведенной стоимости экономически целесообразно наряду со снижением проницаемости увеличивать толщину защитного слоя бетона у арматуры.

Реализация преимущественного использования первичной защиты железобетона в средах различного вида и степени агрессивности потребует нескольких лет совместной работы проектировщиков и исследователей в следующих основных направлениях: уточнение степени агрессивности природных и техногенных сред по кинетике нарастания повреждений в бетоне с учетом его реакционной емкости и диффузионного сопротивления, а также возможных способов их повышения; изыскание способов повышения реакционной емкости и диффузионного сопротивления при выборе составляющих бетона (вяжущего, заполнителей, добавок) и технологии для разных сред и условий их воздействия с учетом особенностей конструкций; уточнение допустимого значения и характера (постоянный, периодический) расчетного раскрытия трещин для различных конструкций в разных средах и условиях их воздействия; разработка параметров долговечности конструкций, способов и аппаратуры неразрушающего контроля в изделиях.

В настоящее время недостаточно данных об агрессивности реальных грунтовых вод и особенно минерализованных грунтов различной влажности (выше уровня грунтовых вод), о кинетике коррозии бетона в зоне капиллярного подсоса и испарения грунтовой влаги. Нормирование агрессивности грунтовых вод базируется на экспериментальных данных, полученных на образцах бетона, погруженных в растворы солей. Начатые исследования с многокомпонентными растворами внесли коррективы в оценку сульфатной агрессивности вод, в которых кроме сульфатов присутствуют гидрокарбонатные ионы.

Известно, что на таких ответственных сооружениях, как напорные железобетонные водоводы, нередко создаются аварийные ситуации из-за коррозии стальной арматуры (в виброгидропрессованных трубах) или стальных сер-

дечников (в трубах РТНС). Эти аварии связаны с дефектами защитного слоя бетона в трубах, которые становятся местом интенсивной коррозии стали в агрессивных грунтах, содержащих хлористые соли. Технические условия на эти трубы не разрешают применять их в этих условиях. Принципиально возможно осуществлять на таких водоводах надежную электрохимическую катодную защиту, но она сложна в устройстве и эксплуатации, дорогостояща. По-видимому, можно обойтись без нее, повысив качество труб и уточнив предел агрессивности грунтов, при котором трубы будут достаточно стойкими без защиты или же с защитой изолирующими обмазками либо пропитками.

Результаты обследований [1] показывают, что агрессивность грунта к стали в бетоне зависит не только от количества хлоридов в грунте, но и от влажности и проницаемости структуры бетона. Получение количественной зависимости агрессивности грунтов от указанных параметров является актуальной задачей. Нельзя считать ее решением рекомендации СНиП 2.03.11—85, которые разработаны для относительно массивных конструкций, далеко не так чувствительных к хлоридной коррозии, как напорные трубы.

Разработанные и нормируемые оценки агрессивности воздушно-влажных сред в зависимости от наличия тех или иных концентраций кислых газов и аэрозолей, а также относительной влажности должны быть уточнены. Например, согласно СНиП 2.03.11—85 при влажном режиме слабую степень агрессивности среды к железобетону создает концентрация сернистого газа $0,5 \text{ мг/м}^3$, т. е. в 400 раз меньшая, чем CO_2 .

Такое различие связано с возможной коррозией арматуры в трещинах, так как в бетон без трещин эти газы проникают примерно с одинаковой скоростью при равной концентрации. А поскольку установлено [2], что скорость взаимодействия кислого газа с бетоном пропорциональна квадратному корню из концентрации, то в приведенном примере бетон без трещин будет нейтрализоваться при действии SO_2 в 20 раз медленнее, чем при действии CO_2 в указанных концентрациях.

Любая трещина в бетоне облегчает диффузию в него газа, но при осложнении ее химической реакцией стенки трещины, поглощая проникающий в нее газ, как бы перехватывают его поток и тем эффективнее, чем меньше концентрация газа и больше проницаемость бетона в стенках трещины. Задачу о

допустимом раскрытии трещин или обратную — о допустимой концентрации кислого газа при известной ширине раскрытия трещин — можно решить экспериментально-теоретически.

Необходимо исследовать различные газы с варьированием основных параметров бетона (проницаемости, реакционной емкости, влажности и т. п.). Однако экспериментальным путем сложно из-за методических трудностей поддерживать постоянную концентрацию газов. Такая работа потребует много времени и труда высококвалифицированных специалистов, но затраты окупятся при снижении степени агрессивности газосредств.

Аналогичную работу следует выполнить для конструкций в зоне капиллярной каймы агрессивных грунтов, тогда как в зоне ниже уровня воды возможность увеличения раскрытия трещин уже установлена и реализуется в нормах проектирования.

Прогнозирование безаварийной работы конструкций в агрессивной среде надежно только при условии разработки количественных параметров долговечности и организации их неразрушающего контроля в изделиях. Такие основные параметры долговечности, как толщина защитного слоя бетона и его проницаемость, входят в расчетные формулы прогноза длительности защиты бетоном арматуры [2], разрабатываются методы их неразрушающего контроля в изделиях [3, 4]. Широкое использование этих методов в промышленности железобетонных изделий, их совершенствование являются обязательным условием организации производства коррозионно-стойких конструкций, запроектированных с учетом возможностей уточнения степени агрессивности сред и способов первичной защиты железобетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Обследование состояния напорных виброгидропрессованных труб на оросительных системах / А. Г. Шлаен, А. И. Насушкин, Г. Ф. Гольдберг и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 24—25.
2. Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. — М.: Стройиздат, 1976. — 205 с.
3. Урбанович И. Н., Алексеев С. Н. Оценка долговечности железобетона с помощью ультразвука // Бетон и железобетон. — 1986. — № 5. — С. 8—10.
4. Гузеев Е. А., Пристромко О. А., Чернышев Ю. П. Об оперативном контроле водонепроницаемости бетона // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 36—37.

А. А. КУДРЯВЦЕВ, канд. техн. наук, К. М. УЖАХОВ, инж. (НИИЖБ);
Ю. И. КОТОВ, канд. техн. наук (ЦНИИСК)

Прочность золоаглопоритобетона при динамических малоцикловых и однократных нагрузках

Применение легких бетонов в сейсмостойком строительстве позволяет снизить массу конструкций на 25...40%, что уменьшает сейсмические нагрузки на конструкции, повышает экономичность возведения зданий в сейсмических районах, снижает материалоемкость и трудоемкость строительства. В некоторых районах СССР, в том числе сейсмических, в ближайшие годы намечается применение конструкций из легкого бетона на зольном аглопоритовом грави.

Зольный аглопорит представляет собой искусственный пористый заполнитель, получаемый из золы тепловых электростанций переработкой и обжигом [1]. Зольный аглопорит Днестровского завода, примененный для изготовления бетонных образцов, имел крупность гранул 5...20 мм, насыпную плотность 840 кг/м³ и прочность в цилиндре 4,5 МПа. В качестве мелкого заполнителя служил кварцевый песок, бетон изготавливали с использованием портландцемента активностью 40 МПа. В опытах применяли легкий бетон класса В35 плотностью 1850 кг/м³. Состав легкого бетона на 1 м³ следующий: цемент — 342 кг, зольный аглопорит — 750 кг, песок кварцевый — 700 кг, вода — 220 л.

При центральном сжатии испытывали призмы размером 10×10×40 см в возрасте 1 г. Методика проведения испытаний бетонных образцов-призм при динамических однократных и циклических нагрузках разработана в ЦНИИСКе. Ее использовали при проведении испытаний образцов из золоаглопоритобетона, а ранее — в работе [2] при исследовании различных видов эффективных бетонов. Для экспериментов использовали пульсатор «SBE», гидродомкрат усилием 100 т, работающий от этого пульсатора, и два стальных баллона (аккумулятора) вместимостью по 200 л. Конструкция пульсатора «SBE» позволяла прикладывать циклическую динамическую нагрузку на образец с первого цикла с постоянной амплитудой. Поэтому с помощью пульса-

тора «SBE» были проведены испытания образцов при немногочисленных повторных загрузках при высоких значениях верхнего предела пульсационной нагрузки. Частота приложения нагрузки составляла 20 циклов/мин, коэффициент асимметрии цикла $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max} \leq 0,05$. При испытании на однократные динамические нагрузки в аккумуляторы с помощью пульсатора до определенного давления накачивали масло. При открывании трубопровода, подающего масло в гидродомкрат, быстро нагружали опытный образец. Продолжительность однократного динамического нагружения при этой методике зависит главным образом от давления масла в аккумуляторах. Прочность бетона при однократном динамическом нагружении сравнивали с прочностью этого бетона, полученной при скоростях обычных статических испытаний (0,1...0,3 МПа/с). Для статических испытаний использовали те же приборы, что и динамических.

Опирали опытные образцы сверху и внизу во всех случаях шарнирное. Нагрузку, приложенную в геометрическом центре поперечного сечения призм, контролировали по деформациям стального цилиндра-динамометра. В ходе экспериментов измеряли продольные и поперечные деформации бетона тензорезисторами с базой 50 мм. Датчики наклеивали крестообразно на каждую грань

призмы в центральной части по высоте. При измерении деформаций датчики (как продольные, так и поперечные) соединяли последовательно друг с другом так, чтобы приборы показывали среднюю деформацию четырех граней призмы. В комплект приборов входил осциллограф Н-700 и усилитель 8 АН4, а также шлейфы М001—4. Показания датчиков фиксировали на высокочувствительной осциллографной фотобумаге. Скорость движения бумажной ленты в процессе записи при статических и динамических циклических испытаниях составляла 1, при однократных динамических — 64 см/с.

Призменная прочность золоаглопоритобетона в возрасте 28 сут составила 36,2, в возрасте 1 г. — 45 МПа. На рис. 1 представлены результаты динамических циклических испытаний образцов из золоаглопоритобетона. Число циклов, при котором образцы разрушались, изменялось в пределах 1...47.

На рис. 1 для сравнения показаны графики, полученные по опытам с золоаглопоритобетоном и тяжелым бетоном. Для изготовления тяжелого бетона применяли портландцемент активностью 32 МПа, песок с $M_k = 1,8$, щебень гранитный фракции 5...15 мм. Состав бетона по массе 1:2:3, 5, расход цемента 340 кг/м³. Образцы из тяжелого бетона испытывали в возрасте 9 мес.

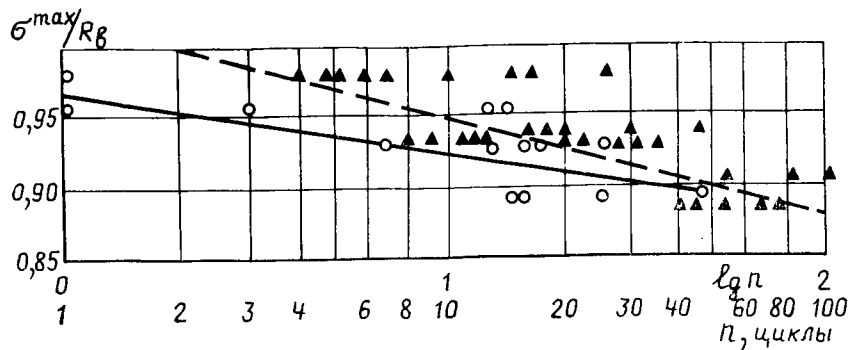


Рис. 1. Прочность золоаглопоритобетона при малоцикловом нагружении
○ (—) — золоаглопоритобетон, $R_b = 45$ МПа; ▲ (---) — тяжелый бетон, $R_b = 37$ МПа

Параметры нагрузки при испытании призм размером $10 \times 10 \times 40$ см из тяжелого бетона и золаглопоритобетона были одинаковыми $\omega = 20$ циклов/мин, $\rho = 0,05$. Число циклов нагружений для образцов из тяжелого бетона изменялось от 4 до 134.

Из рис. 1 следует, что образцы из золаглопоритобетона при одинаковых значениях σ_{max}/R_b^{CP} разрушаются при меньшем числе циклов, чем из тяжелого бетона. При $\sigma_{max}/R_b^{CP} = 0,9$ для золаглопоритобетона $n_{разр} = 42$, для тяжелого — 52 цикла, а при $\sigma_{max}/R_b^{CP} = 0,95$ $n_{разр} = 2$ и 10 циклов.

Экспериментальные данные полных деформаций золаглопоритобетона, полученных при испытании призм при $\sigma_{max} = (0,89 \dots 0,95) R_b^{CP}$, свидетельствуют о том, что за период пульсации с начала до момента разрушения образца отмечался незначительный прирост продольных деформаций. $\epsilon_{разр}^{np}/\epsilon_1^{np} = 1,03 \dots 1,05$, (ϵ_1^{np} , $\epsilon_{разр}^{np}$ — полная продольная деформация при первом цикле нагружения и в момент разрушения образца). Отмечался более интенсивный рост поперечных деформаций по сравнению с продольными ($\epsilon_{разр}^{поп}/\epsilon_1^{поп} = 1,14 \dots 1,46$). Для тяжелого бетона при $\sigma_{max} = (0,9 \dots 0,98) R_b^{CP}$ $\epsilon_{разр}^{np}/\epsilon_1^{np} = 1,5$, а $\epsilon_{разр}^{поп}/\epsilon_1^{поп} = 2,2 \dots 2,5$. Такое малое развитие полных деформаций золаглопоритобетона при циклических нагрузках объясняется особенностями трещинообразования и накоплением повреждений в легком бетоне. В легком бетоне трещины, образуясь в матрице (цементном камне), распространяются через заполнитель, раскалывая его, как менее прочный материал. В тяжелом бетоне такие трещины не раскалывают заполнитель, а огибают его. Это затормаживает процесс разрушения бетона, происходит накопление повреждений.

Испытания призм из золаглопоритобетона и тяжелого бетона при однократных динамических нагрузках на сжатие свидетельствуют об увеличении призмной прочности при уменьшении продолжительности нагружения.

В результате установлено, что для золаглопоритобетона при продолжительности однократного нагружения $t = 0,03 \dots 0,05$ с коэффициент динамического упрочнения при сжатии $k_D^{сж} = R_b^{дин}/R_b^{CP} = 1,16$ ($R_b^{дин}$ — призмная прочность бетона при динамическом однократном нагружении; $R_b^{CP} = 45$ МПа). Частные значения изменялись в пределах 1,1...1,21. Для тяжелого бетона ($R_b^{CP} = 35$ МПа) при

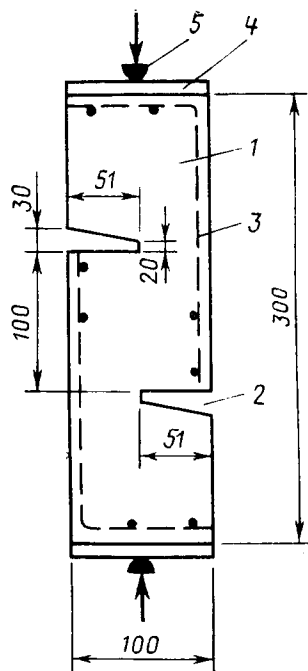


Рис. 2. Конструкция образца для испытания на срез
1 — образец; 2 — углубления; 3 — арматура; 4 — пластина; 5 — шарнир

$t = 0,03 \dots 0,08$ с $k_D^{сж} = 1,086$ частные значения изменялись в пределах 1,04...1,13.

При однократных динамических нагрузках испытывали также образцы на срез. Для этого использовали призмы размером $10 \times 10 \times 30$ см с клиновидными углублениями (рис. 2). Методика испытаний образцов на срез принята аналогичной испытаниям на центральное сжатие. Для легкого и тяжелого бетонов установлено увеличение динамической прочности на срез по сравнению с прочностью при статических нагрузках. При статических нагрузках прочность золаглопоритобетона и тяжелого бетона на срез составила 3,96 и 3,8 МПа, при динамических однократных нагрузках (продолжительность нагружения

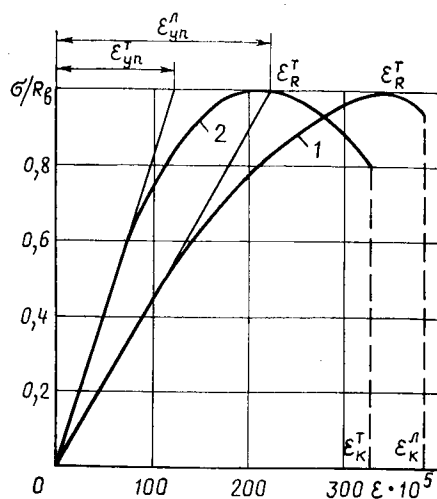


Рис. 3. Диаграммы «напряжения — деформации» для золаглопоритобетона (1) и тяжелого бетона (2)

$t = 0,04$ с) 4,3 и 4 МПа. Таким образом, коэффициент динамического упрочнения бетона при испытаниях на срез для тяжелого и легкого бетона одинаковый ($k_D^{CP} = 1,1$). У образцов из легкого бетона в плоскости среза примерно 85% гранул заполнителя оказались срезанными, а остальные гранулы разделены по контакту заполнителя и раствора. У образцов из тяжелого бетона примерно 80% гранул щебня были разделены по контакту с раствором и 20% разрушились от среза. Повышенная прочность на срез легкого бетона объясняется высоким сцеплением зольного гравия с цементным раствором.

Предварительную оценку способности того или иного вида бетона сопротивляться цикловым воздействиям можно дать на основании сравнения площадей диаграм « σ — ϵ » с нисходящей ветвью, полученных при статических испытаниях. Площадь этой диаграммы равна удельной энергии разрушения. При этом имеется в виду, что чем больше у бетона полная удельная энергия разрушения при статическом нагружении, тем лучше он сопротивляется циклическим нагрузкам. Авторы использовали зависимость для описания, кривой « σ — ϵ », предложенную в источнике [4].

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = k_1 \frac{\epsilon}{\epsilon_R} + k_2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_R} \right)^2 + k_3 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_R} \right)^3 + k_4 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_R} \right)^4. \quad (1)$$

Сжимаемость бетона ϵ_R зависит от призмной прочности R_b . Для придания формуле (1) универсальности, т. е. распространения на все классы бетона, вместо ϵ_R предложено подставлять ее переменное значение $\epsilon_R = R_b/E_0 \nu$ (ν — коэффициент упругости бетона; $\nu = \epsilon_{уп}/\epsilon_R$). С учетом этого формула полной удельной энергии разрушения после преобразования и интегрирования выражения (1) в пределах $0 - \epsilon_k$ (рис. 3) будет иметь вид

$$W = R_b \left(k_1 \beta \frac{\epsilon_k^2}{2} + k_2 \beta^2 \frac{\epsilon_k^3}{3} + k_3 \beta^3 \frac{\epsilon_k^4}{4} + k_4 \beta^4 \frac{\epsilon_k^5}{5} \right), \quad (2)$$

где $\beta = E_0 \nu / R_b$. Для каждого класса бетона коэффициенты $k_1 \dots k_4$ определяют в соответствии с работой [4]. Для золаглопоритобетона $k_1 = 1,8$; $k_2 = -0,5$; $k_3 = -0,4$; $k_4 = 0,1$. Конечная сжимаемость ϵ_k у различных видов и классов бетона различна (см. рис. 3) и зависит от прочности бетона. У золаглопоритобетона классов В15...В35 она изменялась в пре-

делах $(280...390) \cdot 10^{-5}$, у тяжелого бетона тех же классов — $(260...350) 10^{-5}$.

По известным значениям ϵ_x и ν , определенным экспериментально, можно установить удельную энергию разрушения любого вида бетона.

Выводы

Малоцикловая динамическая прочность зоологпоритобетона незначительно отличается от прочности тяжелого бетона. При однократных динамических нагрузках со скоростями, соответствующими скоростям сейсмических воздействий, коэффициент динамического упрочнения зоологпоритобетона при центральном сжатии оказался более

высоким по сравнению с тяжелым бетоном. Коэффициенты динамического упрочнения зоологпоритобетона и тяжелого бетона при испытании образцов на срез одинаковы.

Исследования деформаций зоологпоритобетона при малоцикловых и динамических нагрузках показали небольшой их рост по сравнению с тяжелым бетоном, что характерно для бетонов с меньшими пластическими деформациями.

С учетом прочности и деформативности легкого бетона для зоологпоритобетона коэффициент условий работы $m_{кр} = 1,1$, что отвечает нормированному значению $m_{кр}$ для бетонов на пористых заполнителях по СНиП II-7-81.

Для предварительной оценки удельной работы, затрачиваемой на разрушение тяжелого и легкого бетонов, можно использовать зависимость (2).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Элинзон М. П. Производство искусственных пористых заполнителей. — М.: Стройиздат, 1974. — 169 с.
2. Котов Ю. И. Деформации тяжелого бетона и газосиликата при нагрузках, близких к сейсмическим // Бетон и железобетон. — 1979. — № 6. — С. 21—23.
3. Байков В. Н., Горбатов С. В., Дмитриев З. А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1977. — № 6. — С. 11—13.
4. Гуца Ю. П., Лемеш Л. Л. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон. — 1985. — № 11. — С. 18.

Нам пишут

УДК 691 87-427.002

Л. А. ВОЛКОВ, инж. (Гипростроммаш)

Сварочные клещи и установки для сборки объемных арматурных каркасов

Публикация статьи [1] требует некоторых уточнений, так как в ней приведены устаревшие данные.

Электротехническая промышленность с 1978 г. выпускает вместо подвесной сварочной машины МТПП-75 машины МТП-1110 и МТП-1111. Для использования на ДСК и заводах ЖБИ рекомендуется подвесная пневматическая сварочная машина МТП-1110 с новыми сварочными клещами КТП-8-6 или

КТП-8-7, серийный выпуск которых на предприятиях Минэлектротехпрома начат в 1986 г. Ими комплектуются установки для сборки и сварки арматурных каркасов СМЖ-54В, СМЖ-286Б и СМЖ-54В, серийно выпускаемые Минстройдормашем СССР.

Описание подвесных сварочных машин, клещей и установок даны в статьях [2, 3].

Новые сварочные клещи КТП-8-6 и

КТП-8-7 по сравнению с клещами КТП-8-2 обладают меньшей массой и более удобны в работе (см. таблицу). Клещи КТП-8-6 имеют кольцевую турель подвески, КТП-8-7 не комплектуются ею. По сравнению с клещами единичного изготовления, используемыми на различных заводах ЖБИ, новые клещи имеют лучшую систему охлаждения и обладают большей сварочной способностью. Ввиду этого облегченные сварочные клещи единичного изготовления целесообразно использовать в упрощенных условиях эксплуатации (температура сварки меньше расчетного, меньше диаметры свариваемой арматуры). Подробнее об устройстве подвесных сварочных машин, новых клещей и установок можно ознакомиться по работам [2, 3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рожненко М. Д., Дорофеев В. А. Сварочные клещи для сборки объемных арматурных каркасов // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 19—20.
2. Иванов Б. С., Золотых Ю. И., Волков Л. А. Новые клещи КТП-8-6 и КТП-8-7 для сварки арматуры железобетона // Строительные и дорожные машины. — 1986. — № 8.
3. Модернизированные установки СМЖ-56В, СМЖ-286Б и СМЖ-54В для сборки и сварки арматурных каркасов железобетонных изделий / Л. А. Волков, А. Г. Мякинин, В. А. Налета и др. // Строительные и дорожные машины. — 1986. — № 8. — С.

Показатели	КТП-8-1	КТП-8-2	КТП-8-6	КТП-8-7
Характер движения электродов		Радиальный	прямолинейный	
Мощность сварочного трансформатора, кВА	85	85	85	85
Номинальный длительный вторичный ток, А	3600	3600	3600	3600
Наибольший вторичный ток, А	11000	11000	11000	11000
Номинальное усилие сжатия свариваемых деталей при давлении сжатого воздуха 0,5 МПа, кН	2,5	3,2	4,0	3,2
Максимальные диаметры свариваемых вкрест арматурных стержней класса А-1, мм:				
с нормируемой прочностью	5+5...10+10	5+5...12+16	5+5...12+16	5+5...12+16
с ненормируемой прочностью	До 10+10	До 16+16	До 16+16	До 16+16
для стержней классов А-II и А-III	6+6...8+8	6+6...8+8	6+6...8+8	6+6...8+8
Наибольшее расстояние от свариваемого стержня до поверхности каркаса, мм	—	140	240	130
Наименьшие размеры ячеек каркаса при использовании клещей, мм	—	120×70	120×70	120×70
Габаритные размеры, мм	510×350×300	590×380×280	600×305×290	420×150×280
Масса, кг	16	15	11,5	6,5



На ярмарке научно-технических достижений

В августе—сентябре 1988 г. в Москве в объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР проходила ярмарка НТД-88.

Ее цель — ускорение внедрения в строительство научно-технических достижений законченных научно-исследовательских, конструкторских, технологических разработок, изучение спроса строительных организаций на научно-исследовательские и опытно-конструкторские работы, пропаганда научно-технических достижений отраслевых научно-исследовательских, проектных и проектно-конструкторских организаций, а также результатов научных разработок вузов строительного профиля.

Ярмарка была призвана активизировать спрос и комплексные услуги с заключением договоров на внедрение законченных работ в производство, включая обучение персонала, пусконаладочные работы, обслуживание новой техники, технологическое и нормативное обеспечение и т. п., а также разработку новых технологий и изготовление опытных образцов машин, механизмов, приборов и материалов.

В ярмарке в качестве продавцов приняли участие более 300 научных, проектных, технологических и производственных организаций. Наибольшую группу составляли ведущие научные и проектные институты Госстроя СССР и Госкомархитектуры, а также институты Минсевзапстроя, Минуралсибстроя, Минюгстроя и Минвостокстроя СССР. На ярмарку представили разработки институты и организации Госстроев и строительных министерств союзных республик, а также организации исполкомов Москвы, Ленинграда и др. городов. Широко были представлены разработки организаций, подведомственных Минэнерго, Миннефтегазстрою, Минстройдормашу, Минводхозу и Госагропрому СССР. В ярмарке участвовали также строительные организации ГДР, ЧССР, ПНР, НРБ, Монголии, Кубы и СРР.

Всего было представлено 5 тыс. разработок. Покупателями на ярмарке выступили свыше 5000 государственных производственных, проектных и научных организаций и объединений. Партнеры-представители организаций были наделены правом заключения договоров, общая сумма которых превысила 30 млн. р.

На выставке действовал коммерческий центр, который организовывал показ и рекламу НТД, оказывал помощь в проведении переговоров и оформлении договоров на передачу научно-технических разработок. Центр проводил регистрацию участников, освещал ход и результаты ярмарки.

Для уточнения технико-экономических показателей НТД, оценки их новизны на ярмарке работала экспертная группа, которая по просьбе покупателей могла провести дополнительную экспертизу, дать необходимые консультации.

Участники ярмарки, заключившие договоры на создание или передачу НТД, отчисляли коммерческому центру средства в размере 3% суммы заключенных договоров, в том числе 2% организационно-разработчики и 1% — покупатели.

ВНИИС Госстроя СССР по материалам организаций-разработчиков подготовил Коммерческий бюллетень научно-технических достижений с указанием их технико-экономических показателей, области рационального применения, условия выполнения работ и услуг. Бюллетень был разбит на разделы: здания и сооружения, строительные конструкции, строительные материалы и изделия, строительная индустрия, организация и технология строительного производства, машины, механизмы и оборудование, инженерные сооружения, научно-техническая информация в строительстве.

С докладами по предлагаемым разработкам, сопровождаемыми демонстрацией слайдов, видео-, кинофильмов и др., выступили авторы-разработчики

Переход на новые условия хозяйствования должен поставить науку и про-

изводство в положение взаимозаинтересованных партнеров. Ярмарка явилась своеобразным аукционом, способствующим ускорению научно-технического прогресса в строительстве.

НИИЖБ предложил широкий комплекс услуг по проектированию, производству и применению бетонных и железобетонных конструкций, в том числе ноу-хау при внедрении новых эффективных видов бетонов и конструкций из них, а также новых видов арматуры для обычных и преднапряженных железобетонных конструкций; консультации по пользованию современными нормативными документами по расчету обычных и преднапряженных конструкций, техническую помощь при внедрении новых технологических процессов изготовления железобетонных сборных конструкций зданий и инженерных сооружений; обследование и оценку долговечности и надежности эксплуатируемых конструкций и защиту их от коррозии; консультации по экономии цемента и металла при производстве и применении бетона и железобетона в строительстве; услуги по физико-химическим и механическим испытаниям всех видов цементов, бетонов и арматуры.

Из крупных разработок в области новых материалов, представленных НИИЖБ на ярмарке, следует отметить бетоны и растворы на золотлаковых отходах ТЭС; бетоны на НЦ; легкие бетоны на зольном аглопорите; перлитопластиролбетон на местных материалах плотностью 900 кг/м³ классов В3,5...В5; мелкозернистый бетон со сниженным расходом цемента; фибробетон; кислотостойкий бетон; жаростойкий бетон; гидрофобизированные бетоны и растворы; бетоны с различными добавками, в том числе суперпластификаторами, добавками, повышающими морозостойкость бетона и его водонепроницаемость, минеральными добавками, позволяющими экономить цемент и другие материалы; эффективную арматуру, в том числе высокопрочную круглую проволоку класса В-II диаметром 5 мм, низкоуглеродистую проволоку периодического профиля, 19-проволочные канаты, стержневую свариваемую арматуру класса Ат-ПИС и Ат-IVС, термомеханически упрочненную в потоке проката, стержневую арматурную сталь класса Ас-III, стойкую против низких отрицательных температур, арматурную сталь винтового профиля и др.

НИИЖБ предлагает строительным организациям широкую номенклатуру эффективных железобетонных конструкций и изделий, в том числе из высокопрочного бетона классов В40...В60; конструкции крупнопанельных зданий со

штампованными закладными деталями; преднапряженные многопустотные панели перекрытий с облегченным конструктивным и рабочим армированием; монолитные перекрытия со стальным прифилерованным настилом; покрытия из усовершенствованных плит на пролет; преднапряженные сваи с эффективным армированием; новые конструкции из арболита; стеновые панели и блоки из автоклавного и неавтоклавного ячеистого бетона повышенной прочности и улучшенного качества; химически стойкие полимербетонные плиты для полов животноводческих помещений; крепление технологических коммуникаций к железобетонным колоннам без закладных деталей и др.

В области заводской технологии за казачикам предлагались энергосберегающие методы производства сборных железобетонных изделий; производство железобетонных изделий с тепловлажностной обработкой в среде продуктов сгорания природного газа, а также с использованием солнечной энергии, электропрогрева; низкочастотное виброоборудование с пониженным уровнем шума; усовершенствованное виброоборудование с управляемыми режимами вибрации; оборудование и технология роликового формования железобетонных изделий (бортового камня и дорожных плит); унифицированные автоматизированные линии ДМ-2 для заготовки и натяжения высокопрочной стержневой арматуры железобетонных плитных конструкций; полуавтомат для сварки арматуры; автоматизированные линии с применением роботов для создания методом непрерывного армирования преднапряженного арматурного каркаса плитных железобетонных конструкций; автоматизированную роторно-конвейерную технологическую линию по производству бетонных и железобетонных изделий (блоков стен подвалов и дорожных плит); технологию изготовления многопустотных плит перекрытий с использованием НЦ; технологическую линию антикоррозионной защиты закладных деталей цинкосиликатными покрытиями; технологию изготовления самонапряженных безнапорных труб; автоматизированную герметичную пропарочную камеру ямного типа; преднапряженный стальной поддон; установку для низкотемпературной пропитки железобетонных свайных конструкций полимерными материалами; технологию активации вяжущих при изготовлении бетонных смесей; методы контроля процесса ТВО железобетонных изделий; технологию изготовления конструкций и изделий из серного бетона; составы бетона и технологию изготовле-

ния базовых машиностроительных деталей из полимербетонов; технологию изготовления бетонов на сверхбыстротвердеющих цементах; управление составами бетонов по результатам оперативного контроля входных и выходных параметров; методы неразрушающего контроля прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных изделий массового изготовления; технологию заделки трещин, околлов и других дефектов в бетоне полимерами.

Всего НИИЖБ предложил более 200 разработок, на многие из которых были заключены договоры на внедрение.

Оценивая общие итоги ярмарки как безусловно положительные, нельзя не отметить, что она высветила весьма неблагоприятное положение с промышленной рекламой в целом по отрасли.

Известно, какое огромное значение придают рекламе зарубежные фирмы-разработчики. Промышленная реклама по уровню исполнения находится на уровне рекламы современной моды или парфюмерии. За рубежом издается много научно-технических журналов по бетону и железобетону, в том числе в США — 8, Великобритании — 7, ФРГ — 5, которые специализируются как технические, конструктивные, технологические, производственные и т. д. В СССР издается всего один журнал, хотя по объемам применения бетона и железобетона наша страна занимает ведущее место в мире. Это свидетельствует о слабом рекламном-информационном обеспечении развития отрасли бетона и железобетона, низком уровне пропаганды передового научного и производственного опыта.

Зарубежные журналы значительный объем отводят на рекламу научно-технических достижений, чего нельзя сказать о журнале «Бетон и железобетон» и других журналах Стройиздата. Не печатается рекламу и «Строительная газета».

Недостаток рекламы Госстрой СССР пытался компенсировать изданием информационных листов и так называемых паспортов НТД. Однако и этот вид рекламы попал в жесткое русло формализованного представления. Паспорта, пристендовые листки и проспекты ВДНХ выглядели очень однообразно и невыразительно. Надо полагать, что к следующей ярмарке, а целесообразность ее регулярного проведения не вызывает сомнений, к услугам разработчиков будут высококвалифицированные художники-дизайнеры по оформлению стендов и издательские организации, обеспечивающие быстрое и красочное исполнение рекламных проспектов. А самое

главное, чтобы реклама научно-технических достижений из временной кампании при поддержке Госстроя СССР стала бы систематической высокопрофессиональной работой, проводимой с широким привлечением отраслевых журналов.

Ю. С. ВОЛКОВ, канд. техн. наук

Бетонные изделия под мрамор

На тематической выставке ВДНХ СССР «Изобретательство и рационализация — 88» ЦНИИПромзданий предлагает бетонные изделия с поверхностью, имитирующей полированный мрамор. Они предназначены для массового применения в ограждающих конструкциях жилых, общественных и промышленных зданий различного назначения.

Предлагаемые изделия характеризуются высоким качеством лицевой поверхности, получаемой за счет применения эффективной технологии, позволяющей простым и высокопроизводительным методом изготавливать панели, плиты и другие конструкции без ограничения размеров, заданного цвета и узоров.

Предел прочности при сжатии таких изделий составил 20...40 МПа, плотность 2,1...2,2 г/см³, водопоглощение не более 6%, морозостойкость не менее 200 циклов.

Монолитные бетонные полы

На тематической выставке ВДНХ СССР «Изобретательство и рационализация — 88» ЦНИИПромзданий экспонирует износ- и ударостойкие монолитные бетонные полы. Их целесообразно устраивать в прокатных цехах металлургических комбинатов, основных цехах тяжелого машиностроения, механических мастерских, складах, гаражах и др. помещениях со значительными статическими и ударными нагрузками на пол и требованием малого пылеотделения.

Упрочнение выполняется механизированным витанием смеси абразива с цементом в поверхность свежееуложенного бетона, что обеспечивает повышение прочности на 35%, снижение пылеотделения в 3...4 раза. Для улучшения свойств покрытия в бетон вводили добавку дисперсии резины.

Прочность предлагаемых полов составляет 30 МПа, истираемость не более 0,3 г/см². Полы ударо- и маслостойкие. Интенсивность движения транспорта по ним, в том числе на гусеничном ходу, не ограничена.

Полы впервые внедрены в 1986 г. в цехе Новолипецкого металлургического комбината на площади 85 тыс. м².

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 127238, Москва, Дмитровское шоссе, 46.

УДК 624.21.012.45

Мост через Берингов пролив

В журнале американского института преднапряженного железобетона в 1987 г. опубликована статья видного американского ученого проф. Лина, выдвинувшего идею строительства моста через Берингов пролив, который соединит Аляску с Сибирью.

Условия строительства такого моста очень сложны, поэтому нашей инженерной общественности будет интересно, как проф. Лин предполагает решить эту суперзадачу. Толщина льда в Беринговом проливе достигает 1,8 м, айсберги отсутствуют, общая горизонтальная нагрузка на одну опору составит 4500 т.

Исходя из климатических условий региона, автор ориентируется на выполнение моста из крупных сборных элемен-

тов, изготовленных из обычного и преднапряженного железобетона. Географическое расположение моста в проливе предусматривает пересечение островов Диомида. Расчеты показали, что оптимальным будет типовой пролет моста, равный 366 м, всего таких пролетов в мосте 220 с вертикальным клиренсом 24 м. Для нужд навигации предусматриваются по одному пролету размером 550 м с высотой в свету 61 м по обе стороны малого и большого островов Диомида. Общая длина моста примерно равна 83 км (рис. 1).

Каждая из 220 опор моста состоит из двух частей — нижней плиты и пустотелого цилиндрического ствола двойкой кривизны (рис. 2), которые изготовля-

ют на побережье в сухих бассейнах и морем доставляют к месту установки на подготовленное основание. Высота опор зависит от рельефа дна пролива, при этом максимальное погружение ствола опоры достигает 55 м; высота над уровнем воды изменяется от 24 до 61 м. Объем бетона в одной опоре в среднем составляет 19 тыс. м³. Выбранная конфигурация опор будет способствовать разрушению дрейфующего ледяного покрова и снижению горизонтального давления на опоры.

Для пролетных строений моста было выбрано вантовое решение. Для типовых пролетов размером 366 м при коробчатом сечении пролетного строения достаточно размещения вант в одной

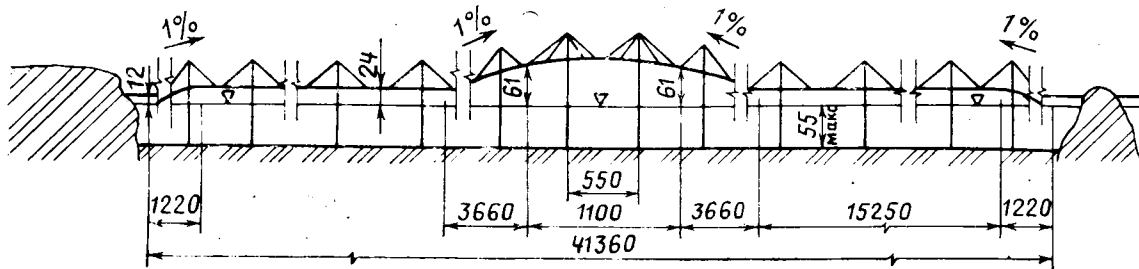


Рис. 1. Продольная схема сибирской половины моста

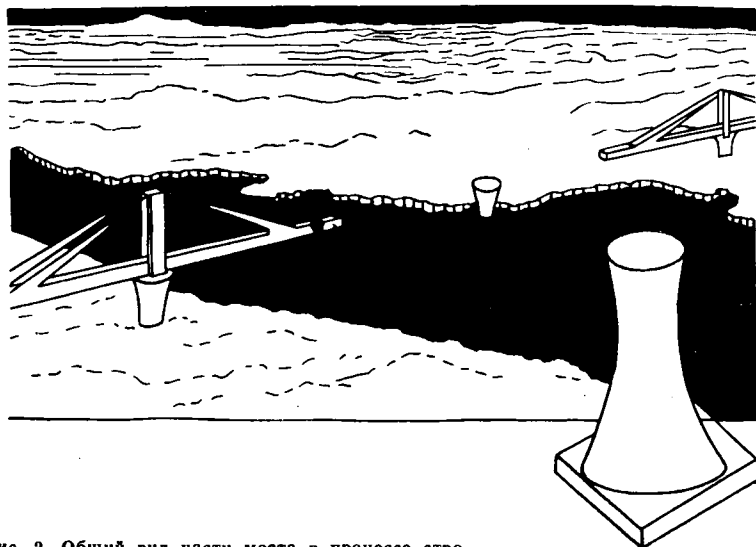


Рис. 2. Общий вид части моста в процессе строительства

плоскости, а для пролета 550 м — в двух плоскостях. Каждую пролетную конструкцию с двумя консолями длиной 183 м собирают из 60 секций длиной по 6 м. Секции изготовляют на заводе и доставляют на прибрежный сборочный крытый полигон, где с помощью напрягаемой арматуры их объединяют в единую конструкцию массой 18 тыс. т, которую доставляют к месту установки на опоры баржами типа катамаран. При высокой механизации всех процессов изготовления секций и их последующего объединения эту работу можно выполнить за 4...5 лет. По климатическим условиям работы на стройплощадке можно проводить только 5 мес в году, поэтому все этапы строительства должны быть тщательно в деталях проработаны.

Продольный уклон моста определен в 1% по условиям железнодорожного транспорта. Размеры поперечного сечения пролетного строения моста выбирали с учетом предполагаемого развития транспортных средств на следующие 100 лет. Форма коробчатого сечения наилучшим образом удовлетворяет требованиям возведения и условиям эксплуатации сооружения (рис. 3). На верхней плите предусмотрено двухрядное движение автомашин, которое можно использовать только в хорошую погоду. Две колеи железной дороги располагаются внутри короба и будут эксплуатироваться круглый год в любую погоду. Нижняя часть сечения предназначена для размещения различных

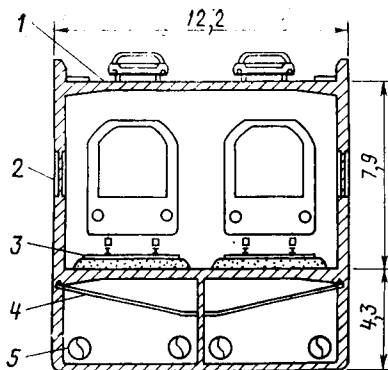


Рис. 3. Поперечный разрез пролетного строения моста

1 — двухрядное шоссе; 2 — окна; 3 — двухколейная железная дорога; 4 — преднапряженная затяжка; 5 — трубопровод

трубопроводов, в том числе для транспортирования газа.

На возведение пролетного строения моста потребуется 2546 тыс. м³ легкого бетона с расходом обычной арматуры 70,5 кг и напрягаемой 59 кг на 1 м³. Стоимость 1 м³ в деле составит 785 дол. На возведение опор потребуется 4205 тыс м³ обычного бетона с удельным расходом преднапряженной арматуры 26 кг и ненапрягаемой 65,5 кг. Стоимость 1 м³ опор в деле составит 525 дол. Общая стоимость строительства моста с учетом расходов на проектирование оценивается в 4,2 млрд. дол. Строительство моста может быть выполнено за 5 лет.

К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф.

УДК 691.327:666.9-16

Х. МОРЕНО, техн. директор корпорации «Материэл сервис»

Применение высокопрочных бетонов в строительстве высотных зданий

Признанным центром строительства высотных зданий в США является Чикаго. Город недавно отметил 100-летие со дня возведения первого в мире высотного здания жилищной страховой кампании высотой всего в 12 этажей. Но это был опыт применения нового принципа строительства, заключающегося в возведении несущего стального каркаса с заполнением из разных материалов.

Появление и промышленное развитие бетонов, особенно высокопрочных, внесли свой вклад в этот процесс. Усилиями специалистов корпорации «Материэл сервис» прочность нормального товарного бетона за сравнительно короткий срок — 20 лет — была увеличена с 34,5 до 96,6 МПа, что в немалой степени способствовало изменению позиций проектировщиков высотных зданий при выборе материала для несущего каркаса.

Высокопрочным, по определению американского института бетона, является бетон прочностью свыше 41 МПа, изготовленный на основе стандартных компонентов. Если для роста прочности с 34,5 до 41,4 МПа потребовался минимум исследований, в результате чего такой бетон был получен с применением золы-уноса, цемента и добавок, то для дальнейшего роста прочности потребовалось проведение тщательно спланированной исследовательской программы опти-

мизации всех составляющих смеси, создания системы контроля качества в процессе изготовления, доставки, укладки и уплотнения бетона.

Прочность такого бетона определяется обычно на 56-е сут, так как колонны и другие конструктивные элементы из высокопрочного бетона оказываются под полной нагрузкой значительно позднее.

Весьма сложной является стоимостная оценка эффективности применения высокопрочных бетонов. Для изготовителя товарного бетона расширение его номенклатуры прочностью свыше 41 МПа может не давать прямого экономического эффекта. Исследовательские работы по подбору состава бетона методом проб и ошибок являются длительным и дорогостоящим мероприятием с учетом того, что доля высокопрочных смесей в общем объеме производства составляет менее 1%.

Кроме этого, требуются весьма тщательный контроль качества на всех этапах изготовления, специальное оборудование и опыт для проведения испытаний по определению прочностных характеристик и т. д. Затем нужно убедить проектировщиков применить такой бетон, причем на конкурентной основе. По состоянию на 1986 г. цены на товарный бетон в районе Чикаго составляли от 66 до 191 дол. США соответственно на

1 м³ смеси прочностью 20,7 и 96,6 МПа. Укладка бетона в формы при бетонировании колонн стоила 21 дол. США за 1 м³, 1 т стержневой арматурной стали прочностью 600 МПа — 800 дол. США.

Однако высокие начальные капитальные затраты компенсируются изготовителям некоторыми косвенными выгодами. Полученный опыт способствует улучшению качества бетонов средних прочностей, расширению их номенклатуры, повышает технический уровень заводоизготовителя и его конкурентоспособность.

Начиная с 1965 г., наиболее ходовой маркой высокопрочного бетона на строительстве высотных зданий в районе Чикаго была прочностью 51,7 МПа. Такой бетон применен в колоннах нижних этажей более чем 50 жилых зданий высотой 20...25 этажей при шаге колонн до 7,2 м, а также в колоннах средних этажей более высоких зданий. Начиная с 1972 г., более активно стали использовать бетон прочностью 62,1 МПа, в частности, на возведении более 40 торговых зданий высотой от 35 до 40 этажей. Наблюдения за поведением колонн и расчеты по оптимизации позволили при использовании легкобетонных междуэтажных перекрытий добиться оптимального минимального армирования колонн в 1%.

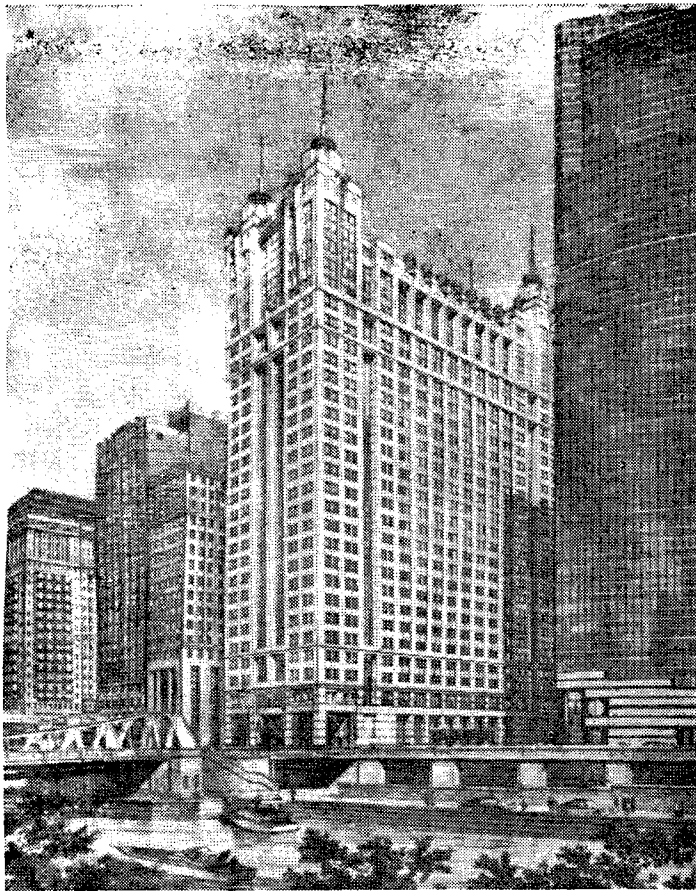


Рис. 1. Здание с колоннами из бетона прочностью 98 МПа

В 1976 г. в здании «Ривер Плаза» в экспериментальном порядке были применены колонны из бетона прочностью 75,9 МПа. В настоящее время такой бетон перестал быть редкостью при строительстве высотных зданий, а в 1986 г. в нескольких зданиях в центре Чикаго был применен бетон прочностью 82,8 МПа. Для контроля прочностных и деформативных характеристик бетона такой прочности одновременно с основными по той же технологии изготавливаются контрольные колонны, из которых затем высверливаются цилиндры и испытываются вместе со стандартными контрольными цилиндрами 15×30 см.

Бетон еще более высокой прочности — свыше 96,6 МПа — был применен для колонн шести нижних этажей в здании Чикагской биржи и в пристройке гаражного комплекса Раш-Уолтон (рис. 1).

Имеющаяся в настоящее время информация о свойствах высокопрочных бетонов вполне достаточна для их надежного применения в строительстве, однако для лучшего понимания их природы ряд научно-исследовательских организаций США, включая лабораторию портландцементной ассоциации, продолжает исследовательскую программу (рис. 2).

Установлено, что удельная ползучесть (отношение деформации к единице напряжения) уменьшается с ростом проч-

ности бетона. Натурные измерения укорочения колонн дали величины меньше расчетных.

Известно, что увеличение тепловыделения при гидратации цемента зависит от водоцементного отношения, размера образца и главным образом от расхода цемента. По некоторым сведениям, при увеличении расхода цемента температура в бетоне растет на 6...8°C при расходе цемента 59 кг/м³. Для высокопрочных бетонов расход цемента повышается, что приводит к увеличенному тепловыделению на стройплощадке. Поэтому в США рекомендуется применение цементов типа П и золы-уноса. По данным наблюдений, пик тепловыделения наблюдается на вторые сутки после бетонирования. Специальных мер по отводу тепла не принимается, изделия распалубиваются на следующий день после бетонирования.

Многие исследователи высказывали опасения по поводу повышенной хрупкости высокопрочных бетонов. В качестве доказательства обычно проводят диаграммы напряжения — деформации, на которых с увеличением прочности нисходящая ветвь кривой приобретает более крутой характер. Однако специальные исследования на изгибаемых образцах, проведенные в Иллинойском университете в Чикаго, не подтвердили этих опасений.

Вызывала озабоченность огнестойкость

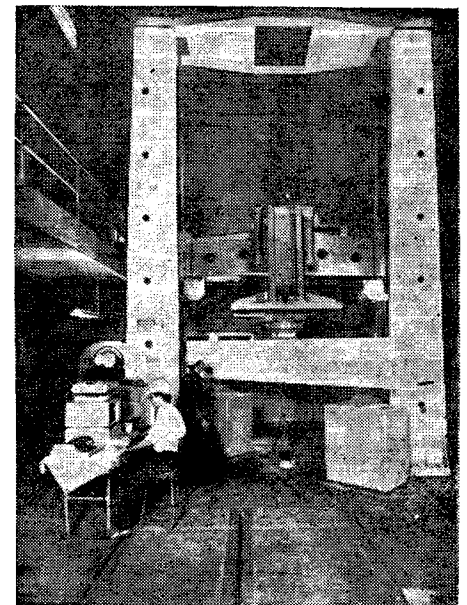
высокопрочных бетонов. Были проведены специальные испытания образцов размером 0,9×0,9×0,1 м из бетонов прочностью 34,5...62,1...96,6 МПа, изготовленных из нормальных смесей корпорацией «Материэл сервис» с добавками и без добавки микросилиция. Огневое воздействие по кривой ASTM E11 в течение 1 ч не выявило принципиальных расхождений в поведении бетонов.

Рост значений модуля упругости с ростом прочности высокопрочных бетонов не отвечает расчетной кривой, аппроксимированной формулой норм Американского института бетона. Исследователи Корнельского университета и университета Северной Каролины предложили измененную формулу, которая существенно лучше коррелирует с опытными данными.

Значительный интерес представляет применимость формул Американского института бетона для определения предельной прочности элементов из высокопрочного бетона. Исследования Иллинойского университета подтвердили обоснованность принятия прямоугольной эпюры сжатия и возможность точного определения поведения изгибаемых элементов во всем диапазоне прочностей от 27,6 до 103,5 МПа.

Подбор состава смесей для высокопрочных бетонов осуществляют специалисты корпорации «Материэл сервис» в зависимости от исходного сырья и материалов. Например, для колонн здания «Ривер Плаза» смесь прочностью 75,9 МПа имела состав: цемента — 385 кг, мелкого заполнителя — 472 кг, крупного заполнителя (12 мм) — 785 кг,

Рис. 2. Испытания на поперечную силу балок, выполненных из бетона прочностью 126 МПа



воды — 136 кг, добавки «Поззолит 100» — 1200 г, золы-уноса — 45,4 кг, осадки конуса — 11,4 см, воздухоудерживания — 1,5%, удельной массы — 2380 кг/м³.

Работы в области совершенствования технологии бетонов позволили корпорации существенно оптимизировать составы, которые предлагаются заказчикам на обычной коммерческой основе.

Для производителей работ с применением смесей для высокопрочных бетонов существуют требования норм Американского института бетона относительно передачи нагрузки колонн через плиту перекрытия. В тех случаях, когда прочность бетона колонн в 1,4 раза выше прочности бетона плит, в часть плиты, прилегающую к колонне, на площади в четыре раза больше площади

колонны укладывается бетон той же прочности, что и в колонне.

Кроме того, при работе с высокопрочными бетонными смесями величины допусков значительно более строги, нежели при работе с бетонами обычных марок. В практике строительства США главную ответственность за поведение бетонов прочностью свыше 42,0 МПа несет поставщик бетонных смесей.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 666.972.16

Бетоны на вяжущих низкой водопотребности / В. Г. Батраков, Н. Ф. Башлыков, Ш. Т. Бабаев и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 4—6.

Приведены результаты исследований по повышению эффективности использования суперпластификаторов в технологии бетона. Показана возможность получения вяжущих низкой водопотребности (ВНВ) с нормальной густотой НГ 15...18%, основные свойства которых превосходят традиционные поргланцементы. Приведены основные характеристики смесей и бетонов на основе ВНВ. Установлено, что применение ВНВ может сэкономить экономию 50...70% цемента. — Ил. 1, табл. 3. — Библиогр.: 7 назв.

УДК 69.022.326:539.377

Влияние температурно-влажностных воздействий на работу трехслойных внешних панелей наружных стен / Ю. М. Стругацкий, В. И. Ягуст, А. Л. Зоненберг, В. П. Морозкин // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 6—8.

Приведены результаты натурных и лабораторных исследований, а также расчетов трехслойных панелей. Показано, что напряженно-деформированное состояние панелей определяется главным образом температурно-влажностными воздействиями. Рассмотрены способы повышения качества и эксплуатационной надежности панелей. — Ил. 4. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 666.972.164:620.193

Бетоны с комплексными добавками для ремонтно-восстановительных работ / В. М. Москвин, М. С. Гаркави, О. А. Долгова, М. Ф. Сафронов // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 9—10.

Исследовано влияние комплексных химических добавок на основе ЛСТ, нитрата натрия и сульфата натрия на адгезионные и эксплуатационные свойства бетона для ремонтно-восстановительных работ в прокатных цехах металлургического производства. Установлено, что бетоны с добавками 0,3% ЛСТ+1% СН и 0,3% ЛСТ+1,5% НН обладают более высокой адгезионной и коррозионной стойкостью при переменном увлажнении в сульфатсодержащих растворах и высушивании по сравнению с бетоном без добавок. — Табл. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.15

Теттиор А. Н., Дьяков И. М. Сравнение отечественных и зарубежных норм расчета фундаментов на продавливание // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 12—13.

Рассмотрены зарубежные и отечественные нормы расчета отдельно стоящих фундаментов на продавливание, предложена своя методика расчета. Проведено сравнение расчетной прочности фундаментов, полученной в результате рассмотренных методов расчета с ее опытными значениями. Выявлена наиболее эффективная методика расчета. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.072.2.046

Баташева К. В., Пульнер А. Ф. Исследование несущей способности балок с подрезками // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 14—15.

Железобетонные балки с замоноличенными подрезками рассчитывают с учетом высоты сжатой зоны, ограниченной наклонной трещиной, проходящей к ближайшему углу подрезки. Прочность балок в контактной плоскости обеспечивается в основном благодаря наличию сил зацепления, а также сопротивления продольной и поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину. — Ил. 4. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.45.001.2

Краковский М. Б., Шапиро А. В. Проектирование конструкций с использованием методов оптимизации и надежности // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 16—17.

Обобщен опыт проектирования железобетонных конструкций с использованием методов оптимизации и надежности. Описаны поставки задач, методы их решения и полученные результаты для оболочек положительной гауссовой кривизны и шатрового типа, типовых монолитных фундаментов под колонны, подстропильных балок под плиты-оболочки КЖС. — Ил. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.075.22.046.5

Сапожников Н. Я. Надежность сжатых элементов и ее нормирование для железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 18—20.

На основании анализа результатов испытаний лабораторных образцов и натурных конструкций оценена надежность сжатых железобетонных элементов. Исследованы влияние распределения усилий по длине элемента на его надежность. Разработаны предложения по нормированию надежности и ее реализации при проектировании. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327:666.973.2:539.4

Кудрявцев А. А., Ужахов К. М., Котов Ю. И. Прочность зооаглопоритобетона при динамических малоцикловых и однократных нагрузках // Бетон и железобетон. — 1988. — № 11. — С. 23—25.

Приведены результаты исследований прочности и деформативности легкого бетона на зооаглопорите при динамическом и циклическом нагружении типа сейсмических. Показано, что зооаглопоритобетон имеет меньшую циклическую прочность и меньшие пластические деформации, чем тяжелый бетон. В связи с этим предложено при проектировании зданий снизить коэффициент $m_{кр}$, учитывающий кратковременное действие сейсмической нагрузки на 15%. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

CONTENTS

Batnikov V. G., Bashlykov N. F., Babaev Sh. T., Serduk V. N., Falikman V. R., Nesvetajlo V. M. Concretes on bindings of low water need
Strugatsky Yu. M., Yagust V. I., Zonenberg A. L., Morozkin V. P. Influence of temperature—humid effects on service of three-layered suspended panels for external walls
Moskvin V. M., Garkavi M. S., Dolgova O. A., Safronov M. F. Concretes with composite admixtures for repair—reconstruction works
Topalo G. V. Mechanization of manufacturing processes and equipment modernization
Tetior A. N., Djakov I. M. Comparison of national and foreign norms of calculation of foundations on pressing through
Batasheva K. V., Pulner A. F. Investigation of bearing capacity of beams with cuttings
Krakovsky M. B., Shapiro A. V. Structures design with use of methods of optimization and safety
Sapozhnikov N. Ya. Safety of compressed elements and its normalization for reinforced concrete structures
Alexeev S. N. Problems of normalization of structures protection against corrosion
Kudrjavtsev A. A., Uzhakhov K. M., Kotov Yu. I. Strength of ashes—agloporithe—concrete under dynamic low-cycled and singles loadings
Mikhailov K. V. Bridge over Bering Straits
Moreno Kh. Application of high-resistant concretes in construction of many-storeyed buildings

CONTENU

Batnikov V. G., Bashlykov N. Ph., Babaev Sh. T., Serduk V. N., Falikman V. R., Nesvetajlo V. M. Les bétons sur des liants de basse quantité d'eau nécessaire
Strougatsky Yu. M., Yagoust V. I., Zonenberg A. L., Morozkin V. P. L'influence des effets de température—humidité sur le service des panneaux suspendus à trois couches pour les murs extérieurs
Moskvine V. M., Garkavi M. S., Dolgova O. A., Safronov M. Ph. Les bétons avec des adjuvants complexes pour des travaux de réparation—restauration
Topalo G. V. La mécanisation de fabrication et la modernisation d'équipement
Tetior A. N., Djakov I. M. La comparaison de normes nationales et étrangères de calcul des fondations sur l'extrusion
Batacheva K. V., Poulner A. Ph. Les études de la capacité portante des poutres avec des coupes
Krakovsky M. B., Shapiro A. V. La conception des structures avec l'utilisation des méthodes d'optimisation et de fiabilité
Sapozhnikov N. Ya. La fiabilité des éléments comprimés et sa normalisation pour les structures en béton armé
Alexeev S. N. Les problèmes de la normalisation de protection des structures contre la corrosion
Koudrjavtsev A. A., Ouzhakhov K. M., Kotov Yu. I. La résistance de cendres—agloporithe—béton sous les charges dynamiques peu—cycliques et uniques
Mikhailov K. V. Le pont sur Detroit de Bering
Moreno Kh. L'application des bétons à haute résistance dans la construction des gratte—ciels

INHALTSVERZEICHNIS

Batnikov W. G., Baschlykow N. F., Babajew Sch. T., Serdjuck W. N., Falikman W. R., Neswetajlo W. M. Betone unter Anwendung von Bindemitteln mit wenigem Wasserbedarf
Strugazkij Ju. M., Jagust W. I., Sonnenberg A. L., Moroskin W. P. Einfluss der Temperaturfeuchteinwirkungen auf Wirkung von dreischichtigen vorgehängten Aussenwandplatten
Moskwin W. M., Garkawi M. S., Dolgowa O. A., Safronow M. F. Betone mit Komplexzusatzmitteln für wieder-aufgebaute Reparaturarbeiten
Topalo G. W. Mechanisierung von Produktionsprozessen und Einrichtungs-modernisierung
Tetior A. N., Djakow I. M. Vergleich der inländischen mit ausländischen Vorschriften für Fundamentberechnung auf Durchdrücken
Bataschewa K. W., Puljner A. F. Untersuchung der Tragfähigkeit von Balken mit Ausschnitten
Krakovskij M. B., Schapiro A. W. Bau-liche Durchbildung von Konstruktionen unter Anwendung von Optimierungs- und Sicherheitsmethoden
Saposhnokow N. Ja. Sicherheit von Druckgliedern und deren Normie rung für Stahlbetonkonstruktionen
Aleksejew S. N. Normierungsprobleme über Korrosionsschutz von Konstruktionen
Kudrjawzew A. A., Ushachow K. M., Kotow Ju. I. Festigkeit des Aschen ag-gloporitbetons unter dynamischen wenig zyklischen und einmaligen Belastungen
Michailow K. W. Brücke über Beringows Meerenge
Moreno Ch. Anwendung von hochfesten Betonen im Bau von Hochhäusern.

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, А. А. Шлык (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.09.88.
 Формат 60x90%.

Подписано в печать 13.10.88.

Печать высокая. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 4,0. Усл. кр.-отт. 4,75.

Т-18198

Тираж 11272 экз.

Зак. 319

Уч.-изд. л. 5,65
 Цена 60 коп.

Адрес редакции:

103009, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, ГСП, Москва, 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

В 1989 г. Стройиздат выпускает литературу по бетону и железобетону

ПО ЭКОНОМИКЕ СТРОИТЕЛЬСТВА И ПРОМЫШЛЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ НАУЧНАЯ И ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ЛИТЕРАТУРА ДЛЯ ИНЖЕНЕРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТНИКОВ

Везломцев В. И., Шебуняев Г. Ф. Организация и нормирование труда в промышленности строительных материалов.— М.: Стройиздат, 1989.— 20 л.: ил.— 1 р. 20 к.

Строкин И. И., Поляков П. Е. Интенсификация производства в промышленности строительных материалов.— М.: Стройиздат, 1989.— 14 л.: ил.— 95 к.

Швейко Н. В. Экономическое обоснование реконструкции и технического перевооружения действующих предприятий.— М.: Стройиздат, 1989.— 6 л.— 30 к.

Булгаков С. Н., Гати С. Инвестиционная политика в капитальном строительстве на новом этапе.— М.: Стройиздат, 1989.— 25 л.: ил.— 5 р. 40 к.

Франке Ф., Ланге В. Организация проектного дела в ГДР: Пер. с нем.— М.: Стройиздат, 1989.— 20 л.: ил.— Пер. изд.: ГДР, 1985.— 4 р. 20 к.

ДЛЯ УЧАЩИХСЯ ТЕХНИКУМОВ ПО СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ПЛАНИРОВАНИЕ НА ПРЕДПРИЯТИИ ПРОМЫШЛЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ»

Кучеров О. Ф., Рохваргер А. Е. Автоматизированные системы управления предприятиями промышленности строительных материалов: Учеб. для техникумов.— 2-е изд., перераб. и доп.— Л.: Стройиздат, 1989.— 20 л.: ил.— 90 к.

Шишман Б. А. Статика сооружений: Учеб. для техникумов.— М.: Стройиздат, 1989.— 20 л.: ил.— 1 р. 10 к.

НАУЧНАЯ, ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ И УЧЕБНАЯ ЛИТЕРАТУРА ПО СТРОИТЕЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

Крылов Н. А., Глуховский К. А., Хлутков Д. П. Оптимизация расчетных параметров строительных конструкций.— Л.: Стройиздат, 1989.— 20 л.: ил.— 4 р. 40 к.

Самедов А. М. Деформирование и разрушение конструкций при термосиловых воздействиях.— М.: Стройиздат, 1989.— 23 л.: ил.— 2 р. 60 к.

Шерешевский И. А. Конструирование гражданских зданий: Учеб. пособие для техникумов.— 2-е изд., перераб. и доп.— Л.: Стройиздат, 1989.— 30 л.: ил.— 1 р. 30 к.

ЛИТЕРАТУРА ПО СТРОИТЕЛЬНЫМ МАТЕРИАЛАМ И ИЗДЕЛИЯМ ПРОМЫШЛЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Добшиц Л. М., Шейкин А. Е. Цементные бетоны высокой морозостойкости.— Л.: Стройиздат, 1989.— 7 л.: ил.— 1 р. 40 к.

Подгорнов Н. И. Использование солнечной энергии при изготовлении бетонных изделий.— М.: Стройиздат, 1989.— 10 л.: ил.— 2 р.

Рабинович Ф. Н. Дисперсно армированные бетоны.— М.: Стройиздат, 1989.— 8 л.: ил.— 2 р. 30 к.

Зиневич А. М., Козловская А. А. Антикоррозийные покрытия.— М.: Стройиздат, 1989.— 7 л.— 1 р. 40 к.

Михайлов К. В., Патуроев В. В., Крайс Р. Полимербетоны и конструкции на их основе: Совм. изд. СССР—ФРГ.— М.: Стройиздат, 1989.— 20 л.: ил.— 4 р. 10 к.

Ратинов В. Б., Розенберг Т. И. Добавки в бетон.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: Стройиздат, 1989.— 10 л.— 2 р.

Сенкевич Т. П., Рогальский С. З., Померанцев В. Н. Железобетонные трубы.— М.: Стройиздат, 1989.— 18 л.— 3 р. 70 к.

Соломатов В. И., Тахиров М. К., Мухамед Шах Тахер. Интенсивная технология бетонов: Совм. изд. СССР—Бангладеш.— М.: Стройиздат, 1989.— 25 л.: ил.— 5 р. 20 к.

ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ ДЛЯ РАБОЧИХ И ИНЖЕНЕРНО-ТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТНИКОВ

Защита строительных конструкций и химической аппаратуры от коррозии/Е. И. Чекулаева, В. И. Черненко, В. Э. Радзевич, В. А. Соколов.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: Стройиздат, 1989.— 12 л.: ил.— 65 к.

Атаев С. С. Индустриальная технология строительства из монолитного бетона.— М.: Стройиздат, 1969.— 20 л.: ил.— 1 р. 50 к.

Носенко Н. Е. Механизация арматурных работ: Заруб. опыт.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: Стройиздат, 1989.— 14 л.: ил.— 75 к.

Предупреждение дефектов в высотном строительстве. Защита материалов и конструкций: Пер. с нем./Под ред. А. Грассника.— М.: Стройиздат, 1989.— 8 л.: ил.— Пер. изд.: ФРГ, 1986.— 55 к.

Торкатюк В. И., Соколовский С. Н., Покрасенко Л. Н. Строительство многоэтажных каркасных зданий.— М.: Стройиздат, 1969.— 25 л.: ил.— 1 р. 80 к.

Щербинский В. Г., Алешин Н. П. Ультразвуковой контроль сварных соединений.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: Стройиздат, 1989.— 12 л.— 70 к.

НАУЧНАЯ И ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ЛИТЕРАТУРА ПО ОБЩИМ ВОПРОСАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

Новые направления оптимизации строительства: Проектирование: Пер. с англ./Э. Атрек, Р. Х. Галлагер, К. М. Рэджелл, О. П. Зенкевич.— М.: Стройиздат, 1989.— 25 л.: ил.— Пер. изд.: США, 1984.— 5 р. 40 к.

Рошфор Х. де. Охрана труда на стройках: Сокр. пер. с фр.— М.: Стройиздат, 1969.— 10 л.: ил.— Пер. изд.: Франция, 1983.— 70 к.

УЧЕБНАЯ ЛИТЕРАТУРА ДЛЯ СТУДЕНТОВ ВУЗОВ, ОБУЧАЮЩИХСЯ ПО СПЕЦИАЛЬНОСТИ: «ПРОИЗВОДСТВО СТРОИТЕЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ»

Монфред Ю. Б., Прыкин Б. В. Организация, планирование и управление предприятиями строительной индустрии: Учеб. для вузов.— М.: Стройиздат, 1989.— 29 л.— 1 р. 30 к.

СПРАВОЧНАЯ ЛИТЕРАТУРА

Экономика строительства: Справочник/Под ред. И. Г. Галкина.— М.: Стройиздат, 1989.— 42 л.: ил.— 2 р. 70 к.

НАУЧНАЯ ЛИТЕРАТУРА ПО ТЕОРЕТИЧЕСКИМ ОСНОВАМ СТРОИТЕЛЬСТВА И СТРОИТЕЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

Барбакадзе В. Ш., Мураками С. Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах.— М.: Стройиздат, 1989.— 30 л.: ил.— 6 р. 40 к.

Бюттнер О., Хампе Э. Сооружение — несущая конструкция — несущая структура. Ч. 2.: Пер. с нем.— М.: Стройиздат, 1989.— 40 л.: ил.— Пер. изд.: ГДР, 1984.— 8 р. 60 к.

Ивович В. А., Покровский Л. Н. Динамический расчет всяких покрытий.— М.: Стройиздат, 1989.— 214 л.: ил.— 2 р. 90 к.

Кац А. С. Расчет неупругих строительных конструкций.— Л.: Стройиздат, 1989.— 12 л.: ил.— 2 р. 50 к.

Милейковский И. Е., Трушин С. И. Расчет тонкостенных конструкций.— М.: Стройиздат, 1989.— 10 л.: ил.— 2 р. 10 к.

Бондаренко С. В., Санжаровский Р. С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий.— М.: Стройиздат, 1989.— 20 л.— 1 р. 10 к.

Лабораторией тяжелых бетонов НИИЖБ разработаны

ЭКОНОМИЧНЫЕ БЕТОНЫ С ПОНИЖЕННЫМ РАСХОДОМ ЦЕМЕНТА И ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ИЗДЕЛИЙ НА ИХ ОСНОВЕ

Снижение расхода цемента обеспечивается за счет использования различных минеральных добавок, в том числе производственных отходов, оптимизации состава бетона, рациональных режимов тепловой обработки, а также применения эффективных химических добавок. Введение минеральных добавок в бетонные смеси может достигать 200...300 кг/м³, а экономия цемента — 100...150 кг/м³.

Бетоны с минеральными добавками характеризуются марками 200...300 по прочности на сжатие, морозостойкостью до 200 циклов, они удовлетворяют требованиям СНиП по усадке и ползучести, могут обладать специальными свойствами (сульфатостойкость, пониженное тепловыделение, пониженная опасность щелочной коррозии заполнителя и др.). Бетонные смеси с минеральными добавками характеризуются высокой однородностью, связностью, хорошей удобоукладываемостью и ее сохраняемостью; поверхность свежеуложенного бетона легко подвергается отделке.

Бетоны с минеральными добавками могут быть использованы при изготовлении сборных изделий и монолитных конструкций широкой номенклатуры. Денежная экономия от их применения достигает 2—3 р. на 1 м³ бетона.

Лаборатория тяжелых бетонов оказывает консультационную помощь и выполняет на хозяйственных условиях следующие основные работы:

- выявление возможности использования различных минеральных добавок;
- установление технических требований к минеральным добавкам;
- оптимизация составов бетонов с различными требуемыми показателями качества;
- совершенствование системы контроля прочности бетонов;
- определение достигаемой за счет использования добавок экономии цемента; расчет и обоснование производственных норм расхода цемента;
- выявление оптимальных режимов изделий и конструкций;
- выбор эффективных химических добавок для улучшения свойств бетонов;
- изучение строительно-технических свойств бетонов с минеральными добавками;
- определение области применения таких бетонов в изделиях и конструкциях;
- определение технико-экономической эффективности применения различных минеральных добавок в бетонах.

Обращаться по адресу:

109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6,
лаборатория тяжелых бетонов НИИЖБ Госстроя СССР,
зав. лабораторией — д-р техн. наук, проф. Л. А. Малинина,
зам. зав. лаб. — канд. техн. наук М. И. Бруссер,
ст. научн. сотр. — канд. техн. наук С. А. Высоцкий.

Телефоны: 174-88-96; 174-88-16