

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН



5 · 1982





Общий вид здания музея истории Великой Отечественной войны в Киеве (к статье А. И. Буракаса «Эффективные преднапряженные и обычные железобетонные конструкции зданий»)

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!

Предварительно напряженные железобетонные конструкции в одиннадцатой пятилетке	2
<i>Митрофанов Ю. М., Колоколов Н. М., Захаров Л. В., Цейтлин А. Л.</i> Сборный преднапряженный железобетон в мостостроении	3
<i>Буракас А. И.</i> Эффективные преднапряженные и обычные железобетонные конструкции зданий	7
<i>Рискинд Б. Я., Березовский Б. И., Хаютин Ю. Г., Темников Э. В., Палатников И. Б., Литвин И. С.</i> Инженерные сооружения из преднапряженного железобетона в СССР	10
<i>Михайлов К. В., Великов В. А.</i> Перспективы применения конструкций из высокопрочных бетонов	13
<i>Петров И. А., Розенблюм А. Я., Кан Л. А., Кутырина Т. М., Дмитриев Ю. В.</i> Облегченные каркасы одноэтажных промзданий	15
<i>Мацелинский Р. Н., Житкевич Р. К., Рогатин Ю. А., Spannот Л. С., Коробов А. И.</i> Покрытия из панелей-оболочек КЖС в сельском строительстве	17
<i>Либерман А. Д., Стаковиченко Е. И., Краснобаев В. В., Альштейн П. Я.</i> Преднапряженная подстропильная ферма с отдельным армированием нижнего пояса	19
<i>Курнос А. И., Зикеев Л. Н.</i> Преднапряженные центрифугированные опоры ЛЭП	21
<i>Бердичевский Г. И., Будюк В. Д., Кондратчик А. А.</i> Трещиностойкость и прочность самонапряженных элементов по наклонному сечению	22
<i>Якушин В. А., Кубашов Е. В.</i> Прочность преднапряженных керамзитобетонных свай при забивке	25
<i>Кобзев А. П., Крамарь В. Г., Попович Н. А.</i> Совершенствование электротермического натяжения проволочной арматуры в многопустотных панелях	27
К 60-летию образования СССР	
<i>Савенков В. П.</i> ВДНХ СССР в юбилейном году	28
Трибуна соревнующихся	
Победители Всесоюзного социалистического соревнования	29
Экономия ресурсов	
<i>Баташев В. М., Бородин А. А., Федорчук В. И., Янковский А. Т., Мартюхина Л. Ф., Дяченко Ю. Т.</i> Центрифугированные конструкции нулевого цикла промзданий	30
Бетоны	
<i>Рыбьев И. А., Соколов Г. В., Шелухина И. В., Зубавин А. Н.</i> Изучение микротрещинообразования бетона акустическими методами	32
Заводское производство	
<i>Монфред Ю. Б., Долинский Ю. И., Бабушкин М. Л.</i> О назначении резервов для обеспечения работы конвейеров	34
<i>Дибров Г. Д., Конопленко А. И., Сторожук Н. А.</i> Повышение эффективности вакуумной обработки бетонных смесей	35
<i>Бабанина Т. И., Кононова Л. Ф., Лихопуд А. П.</i> Теплопроводность стеновых блоков из бетона на доменных гранулированных шлаках	37
<i>Гуревич С. И.</i> Новые формовочные посты на линиях пустотного настила	38
В помощь проектировщику	
<i>Краковский М. Б., Уколов В. Н.</i> Система оптимизации изгибаемых железобетонных конструкций «проба—оптима»	39
<i>Беспав А. А., Боргатин В. С.</i> Прочность внецентренно-сжатых элементов по поперечной силе	41
Теория	
<i>Гвоздев А. А., Жумагулов Е. Ш., Шубик А. В.</i> Длительное сопротивление железобетонных конструкций при неоднородной деформации	42
Стандарты	
<i>Роженко М. Д.</i> Стандарт на сварные сетки	44
Информация	
<i>Ширинкулов Т. Ш., Мельник Р. А., Юсупов З. Ю.</i> Сессия Национального комитета ФИП	44
На ВДНХ СССР	
Главмосстрой делится опытом	45

5

[326]

май 1982



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

© Стройиздат, 1982

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ОДИННАДЦАТОЙ ПЯТИЛЕТКЕ

Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года, принятыми XXVI съездом КПСС, предусмотрено повышение уровня индустриализации строительного производства, расширение объема применения новых эффективных строительных конструкций, в том числе наращивание выпуска прогрессивных железобетонных конструкций.

Решение этих задач в значительной степени связано с дальнейшим совершенствованием предварительно напряженных железобетонных конструкций и ростом объема их применения.

Народнохозяйственное значение развития преднапряженного железобетона, объем производства которого в нашей стране составил в 1981 г. около 28 млн. м³, т. е. примерно 23% годового выпуска сборного железобетона, а также его влияние на технический уровень нашего капитального строительства — весьма существенны.

Использование преднапряженных железобетонных конструкций взамен стальных для перекрытий, покрытий, каркасов при наиболее употребительных величинах пролетов, сеток колонн, высотах и для восприятия тяжелых нагрузок и различных силовых воздействий на элементы зданий и сооружений обеспечивает снижение материалоемкости, прежде всего металлоемкости конструкций и деталей массового назначения, а также значительное расширение областей применения сборного железобетона в целом. Все это в полной мере отвечает постановлению ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов».

Из преднапряженного железобетона у нас изготавливается широкая номенклатура конструкций, которые в сочетаниях с другими материалами и в разных исполнениях — сборном, сборно-монолитном, монолитном используются практически во всех основных отраслях капитального строительства.

В состав номенклатуры преднапряженных конструкций, освоенных производством и широко применяемых в строительстве, входит большой набор плит покрытий и стеновых панелей длиной 6 и 12 м, панелей перекрытий многопустотных и ребристых разных пролетов, ригелей и прогонов, стропильных и подстропильных балок и ферм для покрытий производственных зданий с сетками колонн от 6×12 м до 12×24 м, фундаментных и подкрановых балок, свай сплошных и пустотных сечений, опор ЛЭП и связи, шпал для магистральных и подъездных путей, сборных пролетных строений железнодорожных и автодорожных мостов, напорных труб, плит покрытий аэродромов и автомобильных дорог и многие другие.

В настоящее время расширяется производство эффективных преднапряженных конструкций, начатое в истекшем пятилетии: плит на пролет типа КЖС и П размером 3×18 и 3×24 м для покрытий промышленных сельскохозяйственных производственных зданий, свай с минимальным расходом поперечной арматуры, колонн каркасов одноэтажных промзданий, многопустотных плит безопалубочного формования и др.

Экспериментально-теоретические исследования и опытные

работы, выполненные у нас в последние годы, сыграли важную роль в развитии предварительно напряженных конструкций и повышении их экономичности.

Значительный объем исследований был посвящен особенностям использования легких конструкционных бетонов в преднапряженных элементах при разных величинах прочностных и деформационных характеристик бетонов и разных видах напрягаемой арматуры. Эти исследования открыли возможности более широкого применения предварительно напряженных в ограждающих и несущих конструкциях из бетонов на пористых заполнителях, с соответствующим уменьшением их металлоемкости.

Важное значение имели исследования, проведенные с целью выявления специфики работы преднапряженных элементов с различными видами армирования в стадиях, близких к предельным значениям несущей способности или предшествующих им. Ряд работ относился к уточнению характеристики работы преднапряженных элементов с различными формами сечений, в эксплуатационных и предельных стадиях, при воздействии наиболее распространенных сочетаний силовых и технологических факторов.

Группа исследований была непосредственно направлена на изучение возможности снижения расхода конструктивного армирования в предварительно напряженных конструкциях и изделиях массового назначения. В результате этих исследований было пересмотрено в сторону уменьшения содержания такого армирования в плитах и панелях перекрытий и покрытий, в стеновых панелях и других изделиях.

Существенную роль в повышении эффективности предварительно напряженных конструкций сыграли исследования их совместной пространственной работы в составе зданий и сооружений, включавшие углубленное изучение деформативности и несущей способности узлов и стыков конструкций и их элементов. Результаты этих исследований позволили в ряде случаев получить более рациональные и экономичные решения.

Дальнейшее развитие использования преднапряженного железобетона в нашем капитальном строительстве связано с расширением работ по совершенствованию и созданию новых, более эффективных конструкций, объем производства которых в последние годы остается практически на одном уровне.

Должен быть ускорен переход к изготовлению из преднапряженного железобетона ряда конструкций массового применения, часть которых при наличии соответствующих разработок продолжает выполняться из обычного железобетона. К числу таких конструкций относятся, например, многопустотные панели пролетом до 4,8 м, ребристые плиты покрытий длиной до 6 м, плоские плиты перекрытий для крупнопанельных зданий, перемычки, стропильные балки пролетом 6 и 9 м, сваи длиной 6 и 9 м, стойки для виноградных шпалер, колонны каркасов, ряд конструкций производственных зданий сельскохозяйственного назначения и др.

Решение этих задач будет способствовать повышению технического уровня и экономичности нашего капитального строительства в одиннадцатой пятилетке.

Ю. М. МИТРОФАНОВ, канд. техн. наук; Н. М. КОЛОКОЛОВ, д-р техн. наук, проф.;
Л. В. ЗАХАРОВ, А. Л. ЦЕЙТЛИН, кандидаты техн. наук (Минтрансстрой)

Сборный преднапряженный железобетон в мостостроении

Высокий уровень индустриальности на основе широкого применения сборных конструкций заводского изготовления и опережающего развития методов преднапряжения является отличительной особенностью строительства железобетонных мостов в СССР.

Для возведения современных мостов из преднапряженного железобетона используют преимущественно неразрезные и температурно-неразрезные системы пролетных строений, бетоны прочностью 50—55 МПа, напрягаемую арматуру из витых семипроволочных канатов диаметром 15 мм и арматурные элементы из параллельных высокопрочных проволок диаметром до 7 мм с контролируемым усилием натяжения соответственно до 285 (и 2000) кН.

Повышение уровня индустриализации фундаментов мостовых опор достигается применением сборных железобетонных свай-оболочек диаметром до 3, а в отдельных случаях до 4—5 м. Для средних и малых мостов расширяется строительство столбчатых опор с заделкой сборных элементов заводского изготовления в заранее подготовленную скважину основания. Совершенствуются традиционные методы сооружения фундаментов на забивных железобетонных сваях, в том числе преднапряженных и цилиндрических.

Сборность опор современных мостов растет благодаря более широкому использованию в надфундаментной их части сборно-монолитных конструкций, полносборных из крупных блоков, в том числе с использованием клееных соединений, и центрифугированных оболочек. Наибольшие успехи в применении сборного, в том числе преднапряженного железобетона достигнуты в пролетных строениях мостов, уровень сборности которых достигает 95%.

Сборный преднапряженный железобетон является основным материалом для строительства путепроводов и эстакад под автомобильные дороги. С использованием стандартных преднапряженных балок и плит заводского изготовления монтируют температурно-неразрезные пролетами до 42 и неразрезные до 55 м конструкции пролетных строений. Кон-

структивные формы пролетных строений развиваются в тесной связи с растущими возможностями индустриального изготовления и современной технологии монтажа сборного железобетона. Новым конструктивно-технологическим решением в условиях стесненной городской застройки является путепровод по схеме 27+9×30+27 м в Ленинграде [1], расположенный на сложном косом пересячении (рис. 1). Впервые при сооружении городского путепровода применено пролетное строение из составных по длине плитно-ребристых неразрезных балок системы ПРК-ЦНИИС длиной 326 м. В поперечном сечении путепровода расположены две балки (под каждое направление движения) шириной по верхней плите 17 м. Продольный зазор между балками перекрыт железобетонными блоками разделительной двухметровой полосы. Пролетные строения главными ребрами опираются на стойки опор без поперечных ригелей. Малая строительная высота (1,25 м) и большой вылет наружных консолей плиты пролетных строений придают сооружению архитектурную выразительность.

Конструкция сопряжения пролетного строения с опорами облегчила, несмотря на косое пересечение, разрезку пролетного строения на монтажные блоки нормальными к его продольной оси сечениями. Это позволило изготовить все 232 блока в одной и той же опалубке с применением съемных матриц торцовых щитов с различным рисунком расположения каналообразователей. Длина блока 2,64 м, масса около 50 т. Конструкция блока отличается наличием между главными ребрами диафрагм высотой 60 см, предназначенных для опирания блока во время его транспортирования и монтажа.

Пролетные строения монтировали на перемещаемых стальных подмостях длиной 67 м секциями из 11 блоков на клееных, обжимаемых напрягаемой арматурой стыках. Между собой секции объединяли бетолируемым швом с шириной зазора 1 м, достаточной для предварительной стыковки напрягаемой арматуры смежных секций. Преднапряжение выполнено арматурными элемен-

тами из 56 высокопрочных проволок диаметром 7 мм, анкеруемых высаженными на концах утолщениями. Контролируемое усилие натяжения арматурного элемента составило 2000 кН.

Технологичность изготовления и простота компоновки неразрезных пролетных строений из блоков плитно-ребристого поперечного сечения (ПРК-ЦНИИС) открывают перспективу их применения для различных технологических схем монтажа.

В 1981 г. построен мост с составным по длине неразрезным пролетным строением из блоков ПРК-ЦНИИС по схеме 32,6+2×33+32,6 м методом конвейерно-тыловой сборки пролетного строения с продольной надвижкой (рис. 2).

Неразрезную балку пролетного строения под габарит Г-8+2×1,5 м собирали на подходах к мосту на стале из стальных балок, опирающихся на железобетонные призматические ован. При пролете надвигаемой балки 33 м принята ее высота 2,1 м. Пролетное строение надвигали с применением стального аванбека длиной 30 м по накаточным путям из фторопласта. Полная масса продольно надвигаемой конструкции составила 1850 т.

Метод продольной надвижки неразрезных железобетонных пролетных строений использован при строительстве моста через р. Днестр с наибольшим пролетом 63 м и габаритом проезда Г-11,5×2×1,5 м [2]. Неразрезную составную по длине балку постоянной высоты длиной 400 м собирали из коробчатых блоков заводского изготовления и доставляли под монтаж по железной дороге на расстояние 600 км. Блоки бетонируют независимо один от другого в стальной опалубке с жесткими торцовыми щитами с точностью стыкуемых бетонных поверхностей, обеспечивающей взаимозаменяемость блоков и объединение их при сборке преднапряженными клееными стыками. Пролетное строение предварительно напрягали в продольном направлении арматурными элементами из 19 семипроволочных витых канатов диаметром 15 мм с контролируемым усилием натяжения 2850 кН.

Коробчатые блоки размером 18×



Рис. 1. Сборка неразрезных пролетных строений системы ПРК-ЦНИИС путепровода в Ленинграде



Рис. 2. Продольная навodka моста с неразрезным пролетным строением из блоков ПРК-ЦНИИС



Рис. 3. Продольная навodka неразрезного пролетного строения длиной до 63 м из коробчатых блоков постоянной высоты, объединяемых клееными стыками

$\times 2,32 \times 2,1$ м, массой до 45 т имеют постоянную высоту 2,32 м и унифицированы для пролетов 42 и 63 м благодаря устройству надпорных подпруг (рис. 3). Пролетное строение надвигали с использованием стального аванбека и временных опор, устанавливаемых в пролетах 63 м под узлы сопряжения подкосов и затяжки надпорных подпруг.

Основным технологическим приемом монтажа сборных железобетонных пролетных строений пролетами более 63 м в СССР по-прежнему остается навесная сборка. При этом большое внимание уделяется совершенствованию и созданию более производительного кранового оборудования.

Новый консольный кран КМ-128/65 для монтажа неразрезных составных по длине железобетонных пролетных строений с подачей блоков по верху собранной части конструкции [3] применили на мосту через р. Оку (рис. 4). Неразрезное преднапряженное пролетное строение имеет наибольший пролет 128 м. Ширина между перилами моста 26,7 м. Мост расположен на продольном уклоне. В поперечном сечении пролетное строение состоит из двух коробчатых балок переменной высоты от 7,45 на опоре до 3 м в середине пролета. Балки объединены между собой по плите продольным бетонизируемым швом шириной 0,7 м. Расстояние между осями балок 13,1 м.

По условиям монтажа пролетное строение состоит из двух малых и семи больших монтажных секций, собираемых с применением клееных стыков навесным уравновешенным способом из сборных коробчатых блоков массой до 60 т каждый. Величина малой секции 49 м, большой — 128 м. Большая секция включает 132 сборных блока, длина которых зависит от высоты и изменяется от 1,56 до 2,2 м. Ширина коробок сборного элемента постоянная и равна 13,15 м. Напрягаемая арматура расположена в закрытых каналах и выполнена в виде арматурных элементов из 12 семипроволочных витых канатов диаметром 15 мм с контролируемым усилием натяжения 1800 кН.

Пролетное строение монтировали с использованием агрегата КМ-128/65 пионерным способом. Блоки к агрегату подавали по смонтированной части пролетного строения на специальных железнодорожных платформах. Агрегат монтирует с одной стойки двухбалочное пролетное строение на полную ширину.

Опыт строительства моста показал целесообразность применения кранов подобной системы для строительства сборных неразрезных преднапряженных мостов с пролетами свыше 100 м.



Рис. 4. Уравновешенная навесная сборка неразрезных преднапряженных пролетных строений величиной до 128 м краном КМ-128/65

Рис. 6. Железобетонный мост с неразрезным составным по длине пролетным строением величиной 150 м



Другим примером эффективного использования специального кранового оборудования большой мощности для навесного уравновешенного монтажа является строительство моста через р. Днепр [4]. Мост включает два сооружения с неразрезными преднапряженными пролетными строениями: правобережное с наибольшим пролетом 63 м и левобережное с максимальным пролетом 105 м, которое перекрывает судоходную часть реки. Ширина моста между перилами 36,5 м.

В поперечном сечении пролетное строение состоит из трех балок трапециевидной коробчатой формы, объединенных между собой по верхней плите. Пролетные строения с пролетами 63 м собраны из рядовых блоков длиной 2,5 м и постоянной высотой 2,5 м и из надопорных блоков длиной 1,4 м и высотой

до 3,16 м, которая увеличивается путем утолщения нижней плиты коробки. Пролетные строения с пролетами 105 м собирают из рядовых блоков длиной 2,5 м и постоянной высотой 2,8 м и надопорных блоков переменной высоты с максимальным значением 5,5 м. Масса блоков от 36 до 60 т. Преднапрягаемые арматурные элементы из 12 семипроволочных витых канатов диаметром 15 мм размещены в закрытых бетонных каналах.

Для навесной уравновешенной сборки создан специальный монтажный агрегат (рис. 5), который позволяет собирать с одной стоянки пролетное строение, состоящее в поперечном сечении из трех коробок.

Дальнейшим шагом в развитии индустриальных методов возведения мостов больших пролетов является строитель-

ство моста через канал им. Москвы [3] с неразрезными железобетонными преднапряженными пролетными строениями пролетом 150 м (рис. 6). Конструкция моста балочная, в надопорной зоне усилена жесткими железобетонными подпругами, образующими вместе с надопорными участками балок замкнутые жесткие треугольники. Длина надопорных участков 49 м. Мост компонуется из двух параллельно расположенных сооружений, пролетные строения которых не связаны друг с другом и опираются на общие опоры.

Большинство сборных блоков пролетного строения имеют постоянную высоту 4 м, длину от 1,65 до 2,71 м и объединяются на клееных стыках. Ширина нижней плиты 3,2 м, верхней 8,24 м. Толщина боковых стенок и верхней плиты постоянна и равна соответственно 45 и 20 см по всей длине балки. Изменяется только толщина нижней плиты от 30 см в пролете до 110 см в узлах сопряжения балки с подпругой. Каждую из четырех балок пролетного строения собирали из 172 блоков постоянной высоты и 30 блоков переменной высоты, устанавливаемых в местах сопряжения балки с подпругами. Пята и подпруги — сборные, состоят из отдельных блоков, объединенных бетонными стыками. Пята состоит из трех блоков, подпруги — из десяти. Блоки подпруг имеют прямоугольное коробчатое сечение $3,2 \times 3,5$ м, толщина стенок блоков — 0,5 м. Пролетные строения и подпруги монтировали козловыми кранами, перемещаемыми по специальным подкрано-



Рис. 5. Уравновешенная навесная сборка неразрезных пролетных строений моста через р. Днепр

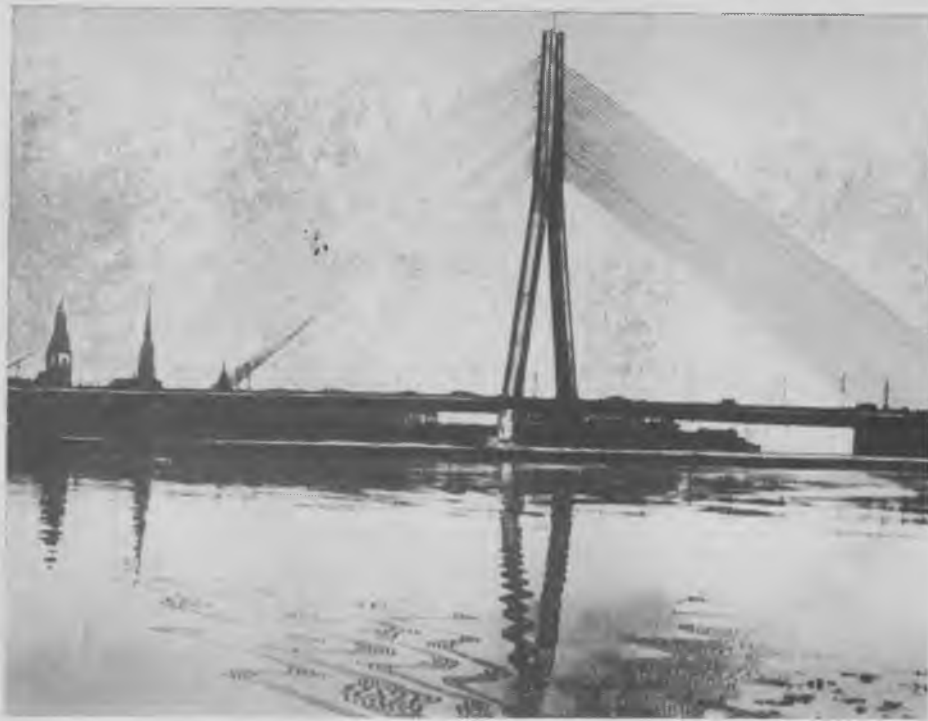


Рис. 7. Вантовый мост пролетом 312 м с железобетонным несимметрично расположенным пилоном

вым эстакадам и временному монтажному мосту. В судоходном пролете осуществляли навесную сборку пролетного строения консольными кранами.

Важной областью применения сборного железобетона в СССР, и преднапряженного, в частности, являются сталежелезобетонные пролетные строения проектируемые по принципу совмещения функций элементов конструкции. В железобетонной плите сталежелезобетонного пролетного строения, включенной в совместную работу со стальными главными балками, совмещены функции проезжей части и элемента поясов главных ферм.

Сталежелезобетонные пролетные строения широко применяют в железнодорожных мостах, строящихся по типовым проектам для пролетов от 23 до 55 м. Сборные железобетонные блоки плиты объединяют со стальными балками прогрессивными стыками на высокопрочных болтах, а блоки между собой — клеевыми швами.

Примером, характеризующим конструктивные особенности современных автодорожных сталежелезобетонных пролетных строений, является мост через р. Обь [5], представляющий собой многопролетное строение с максимальным пролетом 126 м. В поперечном сечении пролетное строение состоит из двух открытых сверху стальных коробок постоянной высоты (3,6 м), шириной 7 м, соединенных связями и расставленных на

расстояние 14 м по осям, и железобетонной плиты проезжей части шириной 30,5 м. Сборные блоки плиты проезжей части имеют конфигурацию, определяемую их местоположением на пролетном строении. Между собой блоки объединены бетонными стыками со сваркой арматурных выпусков. Плиты растянутой зоны имеют желоба (над главными балками) для концентрированного размещения напрягаемой арматуры в виде арматурных элементов из 48 проволок диаметром 5 мм с контролируемым усилием натяжения 1040 кН каждый. Напрягаемую арматуру обрывали по эпюре изгибающих моментов. Изменение положения арматурных элементов в плане и профиле выполнено с использованием специальных отклоняющих стальных пальцев и отливок. Натяжение напрягаемой арматуры производили с упором на объединенную сталежелезобетонную конструкцию, предусматривая регулирование внутренних усилий.

Несомненно, дальнейшему развитию методов преднапряжения строительных конструкций способствует расширение строительства в СССР вантовых мостов. Особенности работы ванта определяют повышенные требования к нему по стабильности модуля деформации, надежности анкеровки, в том числе по условиям его работы на выносливость, коррозионную стойкость, по технологичности изготовления и монтажа и др.

Создание арматурного элемента из высокопрочной стали, удовлетворяющего требованиям, особенно важно и для железобетонного мостостроения, в том числе в конструкциях, напрягаемая арматура которых не имеет сцепления с бетоном.

Новая конструкция ванта [6] применена на строительстве вантового моста пролетом 312 м через р. Даугаву (рис. 7). Металлическая балка жесткости с несимметрично расположенным железобетонным пилоном рассчитана на четыре полосы движения автотранспорта с двумя тротуарами по 3 м. Общая ширина моста 28,7 м. Железобетонный пylon высотой 109 м имеет две наклонные стойки, сходящиеся на высоте 70 м в одну вертикальную стелу-стойку высотой 35 м, в которой закрепляются наклонные ваны. Пylon бетонировали в передвижной опалубке секциями по 3,6 м. Прочность бетона 50—55 МПа. Успехи в пилоне регулировали оттяжкой ванта в сторону берега перед раскручиванием балки жесткости.

Каждый вант одноплоскостной системы подвески балки жесткости состоит из шести канатов. Канат образуется из 91 круглой оцинкованной высокопрочной проволоки диаметром 5 мм с непрерывным в процессе их протяжки устройством антикоррозионной защиты из эластичного компаунда КГС-1, спиральной обмотки из ленты стеклоткани и двойной обмотки из высоколегированной коррозионно-стойкой стальной ленты марки 12Х13. По концам канатов устроены анкеры оригинальной конструкции, тарантирующие высокую надежность анкеровки проволок на воздействие многократных нагрузок.

Приведенные примеры свидетельствуют о тенденции роста масштабов и технического уровня применения сборного железобетона и методов преднапряжения в отечественном мостостроении.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колоколов Н. М., Цейтин А. Л., Картавенко А. П. и др. Пролетные строения ПРК-ЦНИИС городского путепровода в г. Ленинграде. — Транспортное строительство, 1981, № 2.
2. Фельдман М. Б., Шапиро Ю. М. Обеспечение надежности продольнодвигаемых железобетонных пролетных строений. — Транспортное строительство, 1978, № 12.
3. Митрофанов Ю. М., Поталов А. Д., Карасик М. Е. и др. Развитие и совершенствование конструкций и методов строительства больших и внеклассных мостов. — Экспресс-информация Оргтрансстрой. М., 1979.
4. Тесленко Л. М., Скачков И. А., Карасик М. Е. Применение средств малой механизации при навесном монтаже пролетного строения моста через р. Днепр. — Транспортное строительство, 1978, № 2.
5. Рудомазин Н. Н., Назарова Р. П. Мост через р. Обь в Новосибирске. — Транспортное строительство, 1978, № 11.
6. Алексеев В. В., Старокадомский С. М. Сооружение вантового моста в г. Риге. — Транспортное строительство, 1980, № 6.

Эффективные преднапряженные и обычные железобетонные конструкции зданий

В отечественной строительной практике преднапряженные железобетонные конструкции широко применяются в качестве основных несущих элементов промышленных и гражданских зданий, большинство из которых являются типовыми. Однако многие из них используются не только при возведении серийных объектов, но и при проектировании и строительстве уникальных зданий различного назначения.

Известные конструкции коробчатых настилов, применяемые в одноэтажных зданиях ряда предприятий текстильной промышленности, использованы при проектировании и строительстве в Киеве Украинского музея истории Великой Отечественной войны 1941—1945 гг. (см. 2-ю стр. обложки) [1]. Проект музея разработан институтами Гипроград и Укрпроектстальконструкция (Киев), строительство осуществлялось Главкиевгостроем (генподрядная организация) и многими другими строительными организациями Киева и других городов Украинской ССР.

Композиционно здание музея служит постаментом под скульптуру высотой 45 м, выполненную из нержавеющей листовой стали. Здание 4-этажное, центрическое в плане (рис. 1), высотой 39 м. Его центральный каркас состоит из десяти пространственных металлических опор, которые опираются на опускной колодец диаметром 30 м. Остальные железобетонные конструкции оперты на буронабивные сваи. Десять монументальных наклонных пилонов поддерживают массивный объем в виде усеченного конуса с верхним основанием под скульптуру. В здании музея на первом и втором этажах располагаются 16 экспозиционных залов и зал Славы. В подвальной части размещаются энергоблок и обслуживающие помещения. Общая экспозиционная площадь залов 5277 м².

Все экспозиционные залы перекрыты радиально расположенными коробчатыми настилами. Внутренние их полости использованы в качестве воздухопроводной системы кондиционирования, что позво-

лило уменьшить строительную высоту перекрытий и общую высоту надземной части здания. Для создания круглого в плане здания верхняя полка коробчатых настилов выполнена трапецевидной формы.

Основные параметры настилов: длина 1133 см; ширина поверху 144,5 и 85,5 см; высота 52,5 см; толщина полок: верхняя — 5, нижняя — 4 см; нагрузка 1450 кгс/м²; армирование — канаты К-7 (8 шт.); расход стали на один настил 280 кг; масса 5600 кг; огнестойкость 0,75 ч.

При изготовлении настилов учитывали повышенные требования к огнестойкости перекрытий музея, что было достигнуто путем введения пластифицирующих добавок при расходе цемента не более 400 кг на 1 м³ бетонной смеси, а также благодаря применению густой арматурной сетки в нижней полке и двойного армирования стенок настила.

Настилы изготовляли по стендовой технологии, разработанной в НИИСК и примененной на ряде заводов сборного

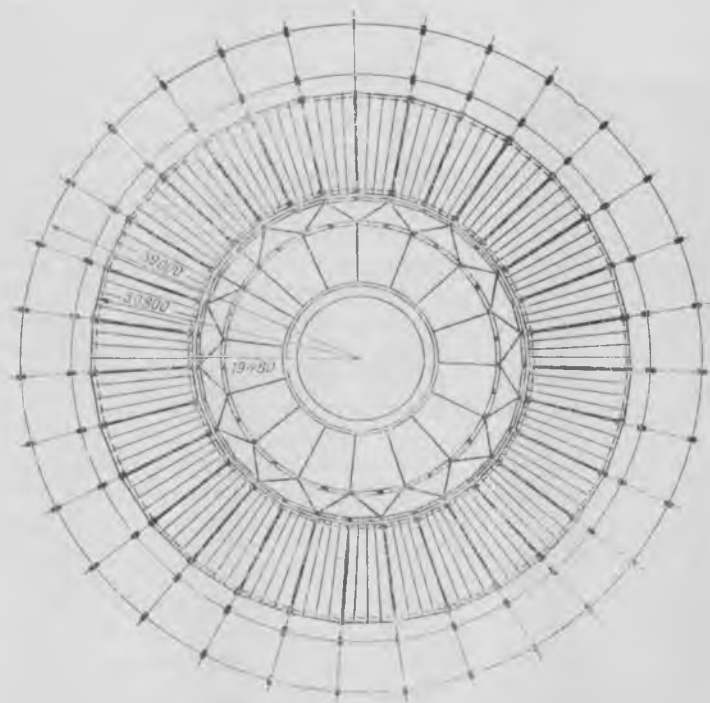


Рис. 1. План здания музея истории Великой Отечественной войны (Киев)



Рис. 2. Коробчатые настилы треугольного очертания в перекрытии зрительного зала Дома художников в Киеве

железобетона (в городах Черкассы, Мозырь, Червоноград и др.). Для получения пустот с внутренней поверхностью, удовлетворяющей требованиям ТУ, использовались пустотообразователи складывающегося типа. Настилы изготавливали в два этапа: армирование и формирование нижней полки и (после установки вкладышей) формирование ребер, затем армирование и формирование верхней полки. После пропаривания изделия передача усилий натяжения арматуры на бетон с последующим распалубиванием изделия осуществлялась по достижении бетоном 70% проектной прочности.

Здание зрительного зала Дома художников в Киеве, запроектированное Киевпроект совместно с НИИСК и возведенное Главкиевгорстройом, имеет трапециевидную форму и перекрыто кобчатными преднапряженными настилами треугольного сечения (рис. 2). Настилы длиной 23 м имеют переменные ширину и высоту (162—274 см и 110—130 см). Масса элемента 17,5 т, напрягаемая арматура — сталь класса А-IIIв, бетон — марки М500. В стенках настила толщиной 56 мм устроены треугольные и круглые отверстия для скрытого размещения светильников и систем кондиционирования воздуха. Настилы изготавливали в металлической оснастке с жесткими вкладышами-пустотообразователями.

Все возрастающие требования к внешнему облику городов и поиски более выразительной архитектуры жилой застройки обуславливают переход от традиционных прямоугольных в плане зда-

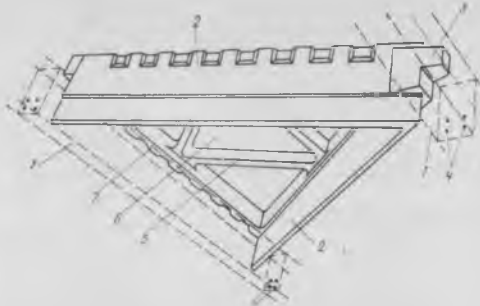


Рис. 3. Конструкция треугольных ребристых плит размером 3×3 м для сборно-монолитных кессонных перекрытий

1 — сборные преднапряженные балки; 2 — высокие ребра плит; 3 — угловые консоли плит; 4 — напрягаемая арматура балок; 5 — второстепенные ребра; 6 — ребристые треугольные плиты; 7 — низкие ребра плит

ний к более сложным формам зданий, перекрытия которых являются пространственными системами. При этом в ряде случаев оказывается рациональным применение перекрестных систем в виде кессонных перекрытий.

Представляет интерес ряд зданий с такими перекрытиями (разработаны Львовским политехническим институтом), возведенных во Львове. Их преднапряженные сборно-монолитные перекрытия обладают некоторыми преимуществами по сравнению с традиционными решениями [2].

При монтаже таких перекрытий не требуется устройство подмостей, а трудоемкость установки опалубки и арматуры уменьшается в несколько раз. Они применены для перекрытий зданий разной формы в плане с пролетами 9—24 м взамен индивидуальных конструктивных решений из монолитного железобетона

или металла при нагрузках от 2000 до 5000 кгс/м².

Перекрытия состоят из сборных железобетонных элементов двух видов: преднапряженных балок и ребристых плит квадратной или треугольной формы в плане (рис. 3). После монтажа, дополнительного армирования и замоноличивания сборных элементов образуются перекрестные системы с балками в двух или трех направлениях. Рабочая арматура монолитных балок выполнена с предварительным напряжением и пропущена между высокими ребрами плит через специальные отверстия, предусмотренные в сборных балках. Монолитные балки дополнительно армируются каркасами, стыки которых выполнены внахлестку и расположены под сборными балками. Опалубка для удержания бетона замоноличивания перекрытия устанавливается в виде инвентарных щитов только на нижней грани монолитных балок и в швах, с подвеской ее к плитам или сборным балкам.

Сборно-монолитное преднапряженное кессонное перекрытие с треугольными кессонами здания автовокзала во Львове (рис. 4) возведено в 1980 г. по проекту Львовского филиала Гипроград трестом Львовпромстрой. В центральной части здания имеет шестиугольную форму в плане с размерами сторон от 10 до 30 м. Строительная высота перекрытия 0,8 м при кессонах размерами 3×3 м. Расход бетона и стали в перекрытиях (в расчете на 1 м² площади) составляет 0,28 м³ и 18 кг.

Аналогичные перекрытия с треугольными и квадратными ячейками выполнены при строительстве ряда объектов во Львове (Дом культуры, торговый центр и др.).

Применение метода подъема перекрытий открывает новые возможности для создания более совершенных архитектурно-композиционных решений по сравнению со строительством обычными методами, а также обеспечивает в ряде случаев улучшение экономических показателей. Удачным примером применения этого метода является здание водолечебницы на курорте Друскининкай в Литве (см. 3-ю стр. обложки).

Применение для данного объекта метода подъема перекрытий позволило создать современное архитектурное решение и улучшить эксплуатационные качества здания, не выходя за рамки сметной стоимости и других показателей, что было присуще первоначальному варианту проекта.

В здании водолечебницы колонны размещены нерегулярно из-за кругового очертания крыла и стремления ограничить неравенство пролетов. Для дости-



Рис. 4. Перекрытие здания автовокзала во Львове (интерьер)

жения архитектурного эффекта и удовлетворения некоторых функциональных требований торцовые зоны здания имеют сложный криволинейный контур в плане. Строительство здания выполнено СУ Минстроя ЛитССР.

Перспективным направлением экономии материалов в строительстве является применение пространственных конструкций в покрытиях одноэтажных зданий. В отечественной строительной практике в больших объемах используются преднапряженные конструкции массового изготовления также при возведении и одноэтажных зданий различного назначения.

Интересным примером здесь может служить здание советского автоцентра в Хельсинки (рис. 5), которое перекрыто тремя оболочками размером 18×36 м каждая, опирающимися на две центральные арки и контурные диафрагмы. Оболочки собираются из цилиндрических ребристых плит типовой номенклатуры размером 3×6 м, с необходимым усилением армирования. Проект здания разработан ПИ-1, строительство выполнено Главзапстроем.

Контурные диафрагмы по всему периметру здания решены в виде полигональных поясов, опирающихся с шагом 6 м на колонны. Цилиндрические плиты монтировались укрупненными блоками без применения лесов; на специальном стенде они предварительно укрупнялись в блоки размером 3×18 м, а затем устанавливались на контурные диафрагмы и центральные арки. Две центральные арки выполнены преднапряженными (арматура класса А-IIIв) и состоят из двух половин каждая. Арки (общая их масса в сборе 30 т) объединены сваркой закладных деталей. Шов между смеж-



Рис. 6. Вантовая сеть покрытия бьюета минеральных вод в Трускавце

ными оболочками замоноличивается только в приопорных участках длиной 3 м, где располагаются концевые выступы арок и стальные упоры, приваренные к их верхнему поясу. Сдвигающие усилия от оболочки воспринимаются на длине замоноличенных участков и передаются на арки. В замоноличенном участке совместно работают железобетонные и стальные упоры, шпунтовый шов и сварные соединения закладных деталей. По сравнению с плоскостными конструкциями экономический эффект выражается в снижении стоимости строительства на 20%, расхода бетона и стали на 25—30%.

Бювет минеральных вод в Трускавце (проект КиевЗНИИЭП) перекрыт преднапряженной сборной железобетонной вантовой системой диаметром 51 м. Вантовая сеть покрытия имеет шестиугольную ячейку (рис. 6). Отличительной ее особенностью является равенство усилий во всех нитях. Ячейки сети заполнены сборными железобетонными шестиугольными плитами одного типоразмера. Предварительное напряжение выполнено на стадии замоноличивания швов оболочки путем эквивалентного пригруза бетонными блоками.

Опорный контур состоит из наружного сжатого кольца диаметром 50,6 м и внутреннего стального растянутого кольца диаметром 5,07 м. Вантовая сеть собиралась в основном из рядовых и частично (по периметру опорного контура) доборных элементов. Основной элемент сети — стальная полоса сечением 20×40 мм, которая после изгиба в горячем состоянии и сварки стыка превращалась в замкнутое шестиугольное кольцо с длиной стороны 850 мм. Для закрепления вантовой сети на опорном контуре предусмотрены доборные элементы, снабженные круглыми стальными концевиками с резьбой М36. При помощи резьбового крепления осуществлялось регулирование геометрии вантовой сети.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Елизаров В. Д., Кислый Г. Н. Величественный памятник победителям. — Строительство и архитектура, 1981, № 9.
2. Гнидец Б. Г. Предварительно-напряженные сборно-монолитные кессонные перекрытия. — Строительство и архитектура, 1978, № 8.



Рис. 5. Здание советского автоцентра в Хельсинки

Б. Я. РИСКИНД, канд. техн. наук, лауреат Ленинской премии (Главжелезобетон Минстройматериалов СССР);
 Б. И. БЕРЕЗОВСКИЙ, канд. техн. наук (ВНПО Союзжелезобетон);
 Ю. Г. ХАЮТИН, канд. техн. наук (Оргэнергострой Минэнерго СССР);
 Э. В. ТЕМНИКОВ, инж. (Волгоградгражданпроект);
 И. Б. ПАЛАТНИКОВ, инж. (Ленпромстройпроект);
 И. С. ЛИТВИН, инж. (Теплоэлектропроект Минэнерго СССР)

Инженерные сооружения из преднапряженного железобетона в СССР

Из числа возведенных в СССР в 1978—1982 гг. инженерных сооружений из преднапряженного железобетона наибольший интерес представляют музей-панорама «Сталинградская битва», энергоблоки с реакторами Нововоронежской, Южно-Украинской и Калининской атомных электростанций; силовый диаметр 24 м для хранения сыпучих материалов; фундаменты под турбоагрегаты большой мощности из сборного железобетона.

Комплекс музея-панорамы «Сталинградская битва» в Волгограде построен в ознаменование 40-летия исторической победы советского народа над немецкими фашистами под Сталинградом. Автор проекта — институт Волгоградгражданпроект. Комплекс (рис. 1) включает здание музея, административный корпус, хранилище музейных фондов, обелиск и разрушенное во время Великой Отечественной войны здание старой мельницы, панорамное сооружение. Площадь застройки — 12 500 м².

Основной объект комплекса — панорама, имеющая форму гиперboloида

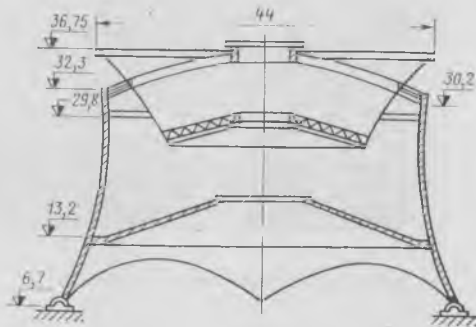


Рис. 2. Схема панорамы «Сталинградская битва»

вращения (рис. 2). Фундаменты — из монолитного железобетона марки М300. Междуетажное перекрытие на отметке 13,245 решено в виде конической оболочки толщиной 10 см с преднапряженным опорным кольцом, расположенным в стене гиперboloида.

Стены здания до указанной отметки — из монолитного железобетона марки М400, выше — из монолитного

керамзитобетона марки М100. Покрытие из сборных железобетонных оболочек уложено по стальным замоноличенным аркам.

Для возведения гиперboloида была использована инвентарная подъемно-переставная опалубка, предназначенная для объектов с монолитными стенами толщиной от 140 до 500 мм различной конфигурации. Для восприятия распора от стен на отметке 6,7 на уровне шарнирных опор были напряжены затяжки каждая из четырех стальных канатов диаметром 51 мм. Натяжение осуществлялось домкратами грузоподъемностью 100 т. Канаты были обетонированы керамзитобетоном после возведения всего здания.

Опорное кольцо оболочки на отметке +12,65 было обжато кольцами из 15 арматурных стержней диаметром 36 мм из стали класса А-III в пяти уступах стен (по 3 стержня на каждом уступе). Для натяжения арматурных колец с помощью струбицы производилась оттяжка стержней от бетона. Усилие натяжения контролировалось по величине зазоров, в которые вставлялись металлические прокладки. Оттяжка выполнялась в 72 точках по периметру кольца. Преднапряженное опорное кольцо воспринимает распор от конической оболочки междуэтажного перекрытия. Обжатие колец на отметках 29,8 и 30,1 выполнялось таким же образом, что и на отметке 12,65. Общая сила обжатия 756 т.

Подъемно-переставная опалубка позволяла производить работы на трех ярусах по всему периметру с обеих сторон стен оболочки, обеспечивать требуемый уклон, перемещаться по высоте, опираясь на уже возведенные части сооружения.

Защитная преднапряженная оболочка водоводяного реактора мощностью 1000 мВт представляет собой цилиндр с пологим эллиптическим куполом общей высотой 76,4 м, наружным диаметром 47,4 м и толщиной стен 1,2 м из бетона марки М400. Оболочка напрягается мощными арматурными элементами, расположенными в каналах стен. На внутренней ее поверхности установлена стальная герметизирующая облицовка толщиной 8 мм (рис. 3).

Усилие натяжения в каждом арматурном элементе до 10 тыс. кН. Общий расход преднапряженной арматуры на оболочку 1620 т. Напрягаемые арматурные элементы в цилиндрической части сооружения располагаются по геликондальной траектории (с углом захода 35°), армирование купола — ортогональное (см. рис. 3).

Известно, что потери на трение в



Рис. 1. Макет комплекса панорамы «Сталинградская битва»

криволинейных каналах уменьшаются при использовании пучков из параллельных гладких проволок. В то же время для таких пучков с высаженными головками увеличивается трудоемкость сборки пластинчатых анкеров. С учетом указанного выше были применены двухпетлевые арматурные пучки, каждый из которых состоял из 450 параллельных проволок диаметром 5 мм.

Техническая характеристика двухпетлевых арматурных канатов защитной оболочки

Расчетные усилия предварительного натяжения, тыс. кН	10
Разрывное усилие, тыс. кН	14
Масса 1 м каната, кг	70
Диаметр каната (по лидирующей насадке), мм	130 (185)

Арматурные канаты изготавливали путем наматки проволоки на концевые упоры с помощью арматурно-намоточной и смоточной машин. Готовые пучки сматывали в бухты диаметром 3 м. Для размотки бухты массой до 8 т и длиной более 10 м и подачи арматуры в каналобразователь была создана специальная машина, установленная на верхнем карнизе защитной оболочки.

Анкеры в отверстия закладных деталей устанавливали с помощью оснастки, монтируемой на самоходных манипуляторах. Последние перемещались гидродомкратами по кольцевым рельсовым путем верхней и нижней галерей и купола, расположенным вдоль зон анкеровки по всему периметру защитной оболочки.

Арматурные пучки размещались в полиэтиленовых трубах-каналобразователях диаметром 225 мм, с толщиной стенок 5,5—7,2 мм, замоноличенных в стенах и куполе оболочки и соединяемых друг с другом на раструбках. В вертикальных стенах оболочки каналобразователи расположены по ширине в три ряда: во внешнем и внутреннем слоях — с левым заходом винтовой линии, в среднем слое — с правым заходом. Для купола предусмотрено двухслойное расположение каналобразователей, перекрещивающихся под прямым углом.

Анкеровка арматурных пучков выполнена на жестком верхнем карнизе и в галерее под силовым днищем оболочки. Каждый из пучков натягивается с одной стороны. Анкеровка осуществляется вразбежку: каждый из двух установленных рядов пучков снабжен с противоположных концов тяжными анкерами, за счет чего обеспечивается равномерное напряжение конструкции с учетом трения пучков о каналобразователи.

Узлы стыков вертикальных стен оболочки с верхним и нижним перекрытиями выполнены жесткими. Конструктивное армирование оболочки — из круп-

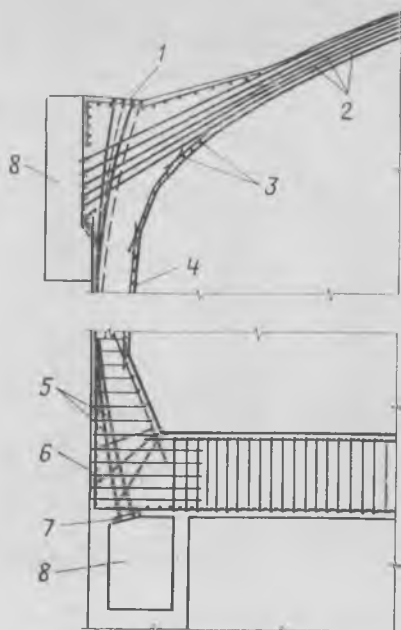


Рис. 3. Схема армирования сооружения

1 — анкерные плиты; 2 — напряженно армированный купол; 3 — ненапрягаемая арматура; 4 — внутренняя облицовка; 5 — напряженное армирование стен цилиндра; 6 — ненапрягаемая арматура; 7 — анкерные плиты; 8 — дократные галереи

ных пространственных армоблоков, включающих наружную и внутреннюю арматурные сетки, герметизирующую облицовку, фермы жесткости и секции каналобразователей. В анкерных колодцах устанавливают тяжные и глухие анкеры.

Преднапряжение арматурных канатов осуществлялось четырехцилиндровыми гидродомкратами, развивающими тяговое усилие 10 тыс. кН при давлении рабочей жидкости в гидросистеме 34 МПа. Гидродомкраты использовали в комплекте с высоконапорными насосными станциями погружного типа. При

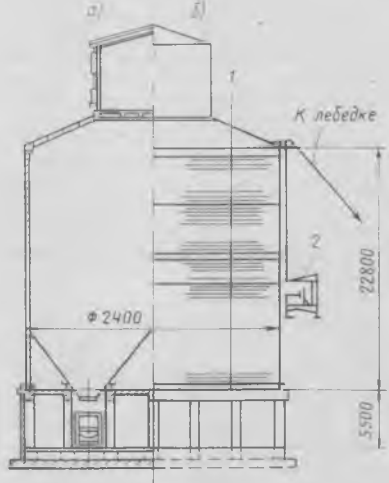


Рис. 4. Схема силосной башни диаметром 24 м

а — разрез; б — система преднапряженного армирования стен
1 — 320 стержней диаметром 23 мм из стали класса А-III; 2 — передвижная люлька

двухсменной работе пяти гидродомкратов напрягалось 10—12 канатов (максимальная производительность — 14 в сутки). Это позволило выполнить преднапряжение одной оболочки за 2 мес.

Оболочка бетонировалась в односторонней скользящей опалубке. Порядок производства работы был следующий. Сначала выполняли монтаж несущего каркаса на всю высоту стен крупными пространственными блоками, включающими внешнюю и внутреннюю арматурные сетки, горизонтальные и вертикальные фермы жесткости, каналобразователи для напрягаемой арматуры, стальную герметизирующую облицовку внутренней поверхности и закладные детали. Производили выверку каналобразователей и контролировали герметичность монтажных швов стальной облицовки, затем осуществляли бетонирование вертикальных стен в односторонней (внешней) скользящей опалубке.

Увеличение единичной мощности и применение улучшенных компоновочных и технических решений при возведении энергоблока с реактором ВВЭР-1000 по сравнению с энергоблоком ВВЭР-440 позволило (при приведении к соответствующей мощности) уменьшить объемы сооружений производственного назначения на 30%; снизить трудозатраты на возведение основных сооружений на 10—13%; сократить расход стали на изготовление строительных конструкций на 30%, а бетона и железобетона — на 8%.

Силосная башня диаметром 24 м для хранения апатита построена по проекту Ленпромстройпроекта в Медвежьегорском порту (рис. 4). При возведении сооружения для натяжения кольцевой арматуры использован электротермический способ.

Диаметр башни 24 м, высота 22,8 м, высота подсилосного этажа 5,5 м. Стены — сборные железобетонные преднапряженные из панелей, вертикально установленных в два яруса. Размер панели 10×1,5 м, толщина 240 мм. После замоноличивания вертикальных швов между панелями произведены установка и напряжение электротермическим способом стержневой арматуры диаметром 25 мм из стали класса А-IIIв. По арматуре нанесен защитный слой торкрет-бетона толщиной 30 мм.

Фундамент решен в виде монолитной железобетонной плиты со стаканами для закрепления колонн. Колонны подсилосного этажа (48 шт.) — сборные железобетонные сечением 600×600 мм.

Днище силосной башни монолитное железобетонное кессонной конструкции с проемами для установки разгрузоч-

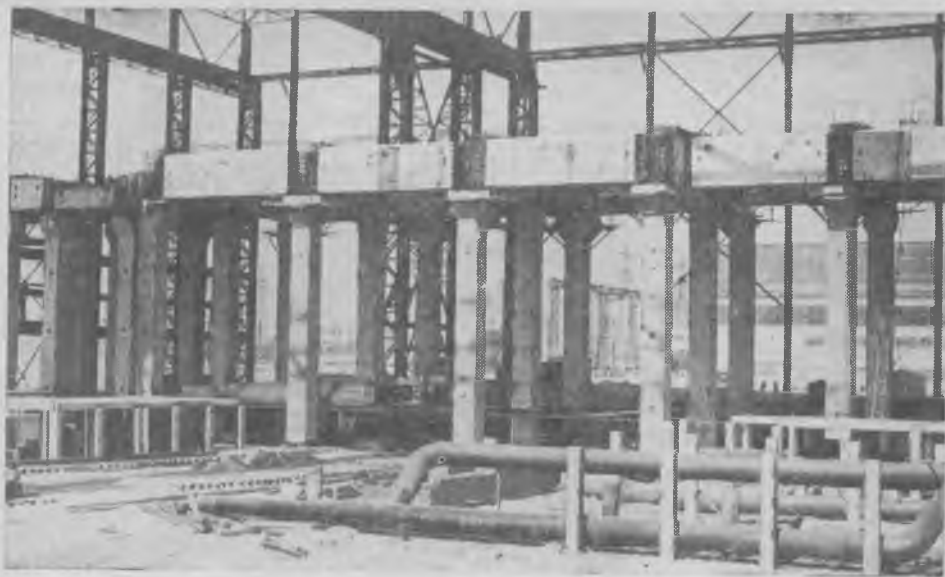


Рис. 5. Сборно-монолитный фундамент под турбоагрегат мощностью 1200 мВт

ных стальных воронок. Покрытие решено в виде сборного железобетонного конического купола, который собирается из трапециевидных ребристых панелей, опирающихся внизу (на отметке «верха стен») на преднапряженное сборное железобетонное кольцо, а сверху—на монолитное железобетонное перекрытие. По сборным плитам устроен гидроизоляционный кровельный ковер. При выполнении работ по натяжению кольцевой стержневой арматуры на стены сооружения по периметру были устроены леса, которые при помощи тросов и блоков, закрепленных на уровне нижнего кольца купола, перемещались по высоте здания. Заготовленные внизу стержни необходимой длины поднимали на леса и опирали вокруг стен силосной башни.

Электронагрев кольца производили

сварочными трансформаторами. За 3—4 мин стержень удлинялся на расчетную длину, после чего концы его сближали до расстояния, позволяющего произвести их сварку в замкнутое кольцо, которое после остывания напругалось до расчетной величины. Таким образом были натянуты все 320 стержней.

Для соединения концов стержня в кольцо до начала его электронагрева использовали устройство, содержащее скобу с закрепленными на ее концах зажимами. Зажим на одном конце скобы может продольно перемещаться и выполнен подпружиненным, а скоба снабжена упорной и регулировочной гайками, установленными по сторонам подвижного зажима.

Самонапряженные фундаменты под турбоагрегаты из сборных элементов разработаны Ленинградским отделением института Теплоэлектропроект. Фундаменты под турбоагрегаты с частотой вращения 3000 об/мин, различной мощности обычно сооружают в сборном железобетоне с замоноличиванием стыков между сборными элементами (рис. 4). Ввиду больших динамических воздействий к стыкам сборных элементов предъявляются требования по трещиностойкости как к монолитным конструкциям. Для этого применялось обжатие напрягаемыми стержнями плоскостей контакта сборных элементов с бетоном замоноличивания стыка.

Применяемая конструкция требовала многоступенчатых трудоемких операций (замоноличивание стыка, натяжение стержней, инъектирование раствора в каналы) и обеспечивала обжатие узлов только поперечных рам. Эти недостатки были устранены при использовании напрягающего бетона, приготовленного на напрягающем цементе НЦ-20. Проектная марка бетона по самонапряжению—СН-20. Бетон применен для замоноличивания всех стыков сборных элементов фундамента турбоагрегата мощностью 250 тыс. кВт. В настоящее время это техническое решение применяется и для фундаментов турбоагрегатов мощностью 500—1000 тыс. кВт. При возведении энергоблоков сокращен срок сдачи фундамента под монтаж оборудования турбоагрегата на 3—4 недели. При стоимости основных фондов одного энергоблока мощностью 500—800 мВт от 50 до 100 млн. р. сокращение срока его пуска на 5—10 дней дало экономический эффект в несколько сот тысяч рублей.

Авторские свидетельства

№ 26*

№ 846526. Б. А. Заполь, М. М. Сычев и А. С. Каплан. ЛатНИИЭС. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 846528. В. И. Соломатов, Ж. Махмудов, С. Л. Ли и др. Среднеазиатский НИИ ирригации. Полимербетонная смесь.

№ 846531. В. Н. Колотушкин, Т. Б. Рассыпнова, Ю. Г. Дудеров и И. А. Голубева. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 846540. Г. А. Губайдуллин, Г. Д. Алферов и А. И. Копи. Челябинский Промстройниипроект. Способ автоматического регулирования процесса термической обработки бетонных и железобетонных изделий и устройство для его осуществления.

№ 846541. С. Ф. Эйнгорн, И. И. Шахов и А. С. Денисов. ВНИИПИ Теплопроект. Способ изготовления железобетонных элементов.

№ 846683. Ю. И. Лубошников, В. В. Сурин и Б. В. Чучер. Челябинский Промстройниипроект. Строительная плита.

№ 846686. А. Н. Тетнор, С. П. Жуков и С. В. Родин. Объемный строительный элемент.

№ 846688. М. А. Бедиашвили, Т. М. Джанджгава, А. М. Кимберг и С. В. Учанешвили. ЗНИИЭП. Предварительно напряженный железобетонный строительный элемент.

№ 846694. П. П. Кликунас, Ю. П. Яунишкис и Л. А. Л. Скардинскас. ПТТ Оргтехстрой. Щитовая опалубка.

№ 846698. Ю. Н. Ованов, В. Е. Тройнин, Э. Д. Даниэльян и В. И. Душкин. ПТТ Оргтехстрой Воронежского территориального управления строительства. Устройство для замоноличивания стыков сборных железобетонных конструкций.

№ 846703. П. П. Кликунас, К. К. Глобис и И. П. Мартинко. ПТТ Оргтехстрой. Способ возведения железобетонных резервуаров водонапорных баков.

* Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981.

Перспективы применения конструкций из высокопрочных бетонов

В связи с совершенствованием технологии бетона, а также освоением производства цемента марок М 500—600 и эффективных пластификаторов стало возможным получение в производственных условиях бетона марок М600—800. По-видимому, в недалеком будущем марка высокопрочных бетонов поднимется до М800—1000.

В нашей стране накоплен значительный опыт проектирования и изготовления железобетонных обычных и преднапряженных конструкций из бетона высоких марок. Прежде всего такие бетоны используются в типовых сборных конструкциях.

Применение высокопрочного бетона марок М600—800 вместо обычного марок М300—400 дает возможность существенно уменьшить объем бетона или сократить расход арматурной стали в железобетонных конструкциях. Помимо этого, благодаря уменьшению размеров сечения при повышении прочности бетона, на заводах сборного железобетона становится возможным изготавливать конструкции под разные нагрузки в формах одного типоразмера, что приводит к сокращению парка форм.

В качестве примера можно привести типовые стропильные фермы сегментного очертания с раскосной решеткой пролетом 18 м, которые разработаны под 10 унифицированных нагрузок и имеют четыре типоразмера. Если ферма изготавливается из бетона марки М350, то под нагрузку 850 кгс/м² ее необходимо выполнять в опалубке III типоразмера (объемом 3,11 м³), при использовании же бетона марки М600 ферма под эту же нагрузку может быть изготовлена в опалубке I типоразмера (объемом 1,8 м³). При этом экономится около 40% бетона (табл. 1).

Таблица 1

Шифр фермы	Марка бетона	Объем бетона, м ³	Расход стали, кг	Стоимость, %
ЗФС18-5АIV	350	3,11	370	100
1ФС18-5КАIV	600	1,8	426	84

Столь большая экономия бетона достигается только в сжатых конструкциях, нагруженных с очень малыми эк-

сцентричитетами, к числу которых относятся, например, элементы раскосных ферм, колонны связевых каркасов. В изгибаемых конструкциях экономия материалов получается меньше и, как правило, не превышает 15—20%.

Технико-экономическое сравнение усредненных характеристик стропильных конструкций одноэтажных промзданий и колонн многоэтажных каркасов гражданских зданий серии ИИ-04 из обычных и высокопрочных бетонов приведено в табл. 2.

Таблица 2

Конструкция	Марка бетона	Объем бетона, м ³	Расход стали, кг	Стоимость, р.
Раскосная ферма пролетом 24 м	400	6,68	1360	877
	600	5,2	1441	812
Решетчатая балка пролетом 18 м	400	4,49	808	570
	600	3,77	780	541
Двухтавовая балка пролетом 18 м	500	4,27	756	555
	700	3,64	746	515
Колонна высотой 4,2 м	300	0,91	572	191
	600	0,91	331	165

В настоящее время проектными организациями разработано около 20 типовых преднапряженных конструкций из высокопрочного бетона марок М600—800. Среди них стропильные сегментные раскосные и безраскосные фермы пролетом 18 и 24 м, подстропильные фермы пролетом 12 м, стропильные двухтавовые балки пролетом 12, 18 и 24 м, решетчатые балки пролетом 12 и 18 м, подкрановые балки пролетом 6 и 12 м, ребристые плиты покрытий размером в плане 3×12 и 3×18 м и ряд других конструкций, в основном под повышенные нагрузки.

Разработке типовых конструкций из высокопрочного бетона предшествовало экспериментальное проектирование при участии ряда научно-исследовательских организаций, в ходе которого разрабатывались опытные образцы конструкций, проходившие всесторонние испытания в лабораторных условиях. Эти испытания позволили достоверно оценить надежность конструкций в целом, а также отдельных их элементов, и в случае необходимости внести корректировку в размеры сечений и армирование.

В СССР за последние десять лет накоплен определенный опыт применения высокопрочного бетона в промышленном и гражданском строительстве, который дает возможность определить области эффективного использования такого бетона в сборных и монолитных железобетонных конструкциях. При этом необходимо принимать во внимание, что высокопрочный бетон дороже обычного бетона марок М300—400 ввиду необходимости применения более дорогого цемента марок М550 или М600 и суперпластификаторов, а также щебня из твердых пород камня. Поэтому бетон высоких марок эффективен лишь в том случае, если снижение его объема или экономия арматурной стали окажутся способными компенсировать это удорожание. В ряде случаев следует учитывать большую долговечность высокопрочного бетона, а также более высокие темпы набора его прочности.

В гражданском строительстве высокопрочный бетон применяется в колоннах каркасов многоэтажных жилых и общественных зданий. Эти каркасы выполняются по связевой схеме, особенностью которой является близкое к шарнирному соединению ригелей с многоэтажными гибкими колоннами и передача всех горизонтальных усилий на специальные жесткие вертикальные элементы, например на монолитные ядра жесткости или связевые диафрагмы. При этом колонны работают практически на осевое сжатие с небольшими случайными эксцентричитетами, и увеличение прочности бетона приводит к почти соответствующему повышению несущей способности.

Другой особенностью этих каркасов является унификация опалубочных форм всех конструктивных элементов. Это приводит к перегрузке колонн нижних и средних этажей и необходимости сильного их армирования. Например, при выполнении колонн нижних этажей под расчетную нагрузку 6000 кН из бетона марок М300, 400 коэффициент армирования их продольной арматурой достигает 6% и более. Поэтому в таких колоннах оказывается выгодным использовать высокопрочный бетон с целью уменьшения расхода арматурной стали. При повышении марки бетона с М300 до М600 расход стали уменьшается в среднем на 240 кг на 1 м³ бетона.

В многоэтажных зданиях небольшой высоты (6—9 этажей) за счет использования бетона высоких марок оказывается возможным уменьшить сечение колонн с 40×40 до 30×30 см, практически сохраняя сечение арматуры.



Рис. 1. Строительство одноэтажного промздания с центрифугированными колоннами кольцевого сечения из бетона марки М600

В промышленном строительстве высокопрочный бетон весьма эффективен в стропильных и подстропильных конструкциях (фермах, балках), особенно под тяжелые нагрузки и для больших пролетов. При этом удается существенно уменьшить объем бетона и, следовательно, массу конструкций. Раци-

ональным является применение в стропильных фермах непрерывного предварительно напряженного армирования (по эпюрам усилий), выполняемого на силовых стендах специальными арматурно-намоточными машинами.

В ряде случаев оказывается выгодным применять высокопрочный бетон и в плитах покрытий под большие нагрузки. Существенный эффект достигается при использовании бетона высоких марок в подкрановых балках, особенно пролетом 12 м.

Также экономически выгодно применять бетон марок М600—800 в колоннах одноэтажных промзданий, однако при этом следует иметь в виду, что уменьшение сечения колонн прямоугольной формы вследствие повышения прочности бетона приводит к увеличению их гибкости, поэтому колонны из высокопрочного бетона необходимо делать двутаврового, П-образного и кольцевого сечений. На рис. 1 показано строящееся здание с колоннами кольцевого сечения из бетона марки М600, изготовленными методом центрифугирования.

Бетон высоких марок используется в колоннах многоэтажных производственных зданий рамно-связевой системы, устойчивость которых в поперечном направлении обеспечивается жестким соединением колонн с ригелями, а в продольном — металлическими связями. Эти колонны во многих случаях имеют переменное сечение — в верхних этажах 40×40 см, а в нижних — 40×60 см. Использование в колоннах нижних этажей высокопрочного бетона позволяет уменьшить их сечение до 40×40 см, что приводит к экономии бетона, а также к

снижению числа типоразмеров колонн и ригелей.

Бетон высоких марок может найти широкое применение и в других областях строительства. Например, в транспортном, где он уже используется в железобетонных туннелях для обделки тоннелей, в пролетных строениях мостов. Рационально применять высокопрочный бетон также в преднапряженных стойках контактной сети, в аэродромных покрытиях.

В энергетическом строительстве железобетонные конструкции из высокопрочного бетона используются в колоннах каркасов тепловых электростанций. Эти колонны в ряде случаев выполняются с внешним армированием из стальных уголков, которые позволяют отказать от закладных деталей и упростить соединение отдельных элементов. На рис. 2 показано строительство главного корпуса ТЭЦ с двухветвевыми колоннами с внешним армированием из бетона марки М600.

Высокопрочный бетон также можно применять в стропильных конструкциях зданий ТЭЦ и тяжелонагруженных ригелях. Широкое применение он найдет при изготовлении напорных труб, шахтной крепи, шпалерных столбов и других специальных конструкций.

Бетон высоких марок может в больших объемах использоваться и в монолитном строительстве, поскольку на основе высокоактивных цементов марок М550 и 600, а также эффективных пластифицирующих добавок и суперпластификаторов, возможно получение подвижных бетонных смесей марок М600—700, которые можно подавать к месту укладки бетононасосами. Такой бетон окажется эффективным в монолитных многоэтажных тяжелонагруженных каркасах и других конструкциях.

Основным условием получения высокопрочных бетонов в производственных условиях является строгая технологическая дисциплина на всех этапах производства. При этом необходимо применять в качестве вяжущего портландцементы марок М500, 550 и 600. Мелкий и крупный заполнители должны соответствовать требованиям действующих стандартов. Составы высокопрочных бетонов рекомендуется назначать с низкими водоцементными отношениями (от 0,25 до 0,35). Однако при низких значениях указанных В/Ц, имеющих место в случае малой активности цемента, получаются жесткие бетонные смеси, которые требуют специальных методов уплотнения, усложняющих технологию производства. Поэтому необходимым технологическим



Рис. 2. Главный корпус ТЭЦ с двухветвевыми колоннами с внешним армированием из бетона марки М600

приемом при производстве конструкций из высокопрочных бетонов является введение в состав бетонной смеси пластифицирующих добавок. Кроме того, такие добавки являются основным резервом для дальнейшего понижения водосодержания в бетоне, а следовательно, для получения бетонов более высоких марок (М700—800 и выше).

В настоящее время наиболее эффективными добавками для получения высокопрочных бетонов в заводских условиях являются суперпластификаторы, применение которых в количестве до 1% массы цемента сильно пластифицирует бетонную смесь, не снижая прочности бетона, подвергнутого тепловой обработке. Например, применение суперпластификатора С-3 позволяет получать бетоны марок М700 и М800 соответственно на цементах марок М500 и М600 при осадке конуса бетонной смеси 3—5 см.

Исследования показали, что длительность тепловой обработки высокопрочных бетонов вследствие более высокого

темпа набора прочности может быть сокращена по сравнению с бетонами низких и средних марок. При пропаривании в течение 8—10 ч обеспечивается получение в среднем 80% прочности бетона. Однако сокращать режимы тепловой обработки необходимо за счет длительности изотермического прогрева. Предварительная выдержка и подъем температуры должны составлять 3—5 ч, при этом температура прогрева не должна превышать 90°C. Режимы тепловой обработки можно сократить до 7 ч вследствие последующего прироста прочности бетона. В этом случае при имеющихся дополнительных производственных площадях изделия необходимо выдерживать в течение 24 ч после окончания тепловой обработки.

Перспективы применения железобетонных конструкций из высокопрочного бетона в строительстве можно представить исходя из общих тенденций развития строительной промышленности. Очевидно, что в будущем проблема снижения материалоемкости железобетонных конструкций и особенно их металлоемкости станет еще более актуальной. В то же время совершенствование технологии получения высокопрочных цемента, а также увеличение выпуска суперпластификаторов позволит получать бетон высоких марок без усложнения технологии при незначительном удорожании производства.

Следует также отметить, что использование высокопрочного бетона позволяет сократить сроки тепловлажностной обработки железобетонных конструкций, что отмечалось выше, а в ряде случаев вообще ее исключить, например в теплое время года. Это даст возможность существенно уменьшить энергозатраты на изготовление железобетона.

Получение высокопрочных бетонов в производственных условиях связано с определенными трудностями, однако они вполне преодолимы. Об этом свидетельствует уже имеющийся опыт внедрения конструкций из бетона марок М600 и выше в промышленном и гражданском строительстве.

Получение высокопрочных бетонов в производственных условиях связано с определенными трудностями, однако они вполне преодолимы. Об этом свидетельствует уже имеющийся опыт внедрения конструкций из бетона марок М600 и выше в промышленном и гражданском строительстве.

УДК 624.016.5:725.4

И. А. ПЕТРОВ, А. Я. РОЗЕНБЛЮМ, Л. А. КАН, Т. М. КУТЫРИНА, инженеры (ЦНИИпромзданий); Ю. В. ДМИТРИЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Облегченные каркасы одноэтажных промзданий

При строительстве одноэтажных промзданий с середины 70-х годов применяются легкие ограждающие конструкции покрытия и стен на основе панелей из стального профилированного листа и эффективного утеплителя, изготовленные на поточных механизированных линиях. Использование таких конструкций позволило на 150—200 кг/м² снизить нагрузку на несущие конструкции каркаса здания и уменьшить расход материалов.

Применение легких ограждающих конструкций предусматривалось в сочетании со стальным несущим каркасом, но уже в 1976—1977 гг. была начата разработка унифицированных одноэтажных промзданий с железобетонным каркасом и легкими ограждающими конструкциями на основе панелей из стального профилированного листа или асбестоцементных панелей, получаемых методом экструзии.

Использование типовых железобетонных конструкций в этом случае не позволяло в полной мере реализовать преимущества от снижения нагрузки, поскольку их размеры назначались из условия восприятия значительно больших нагрузок. Кроме того, в то время имелись предложения по совершенствованию железобетонных несущих конструкций.

При разработке несущих конструкций железобетонного каркаса предусматривалась необходимость получения малоуклоного покрытия, как наиболее полно удовлетворяющего эксплуатационным требованиям к работе кровли и обеспечивающего механизацию кровельных работ; применение арматурной стали и бетона повышенной прочности; обеспечение механизации изготовления конструкций. Схема каркаса традиционная в виде системы стропиль-

ных и подстропильных балок, шарнирно-опирающихся на колонны, защемленные в фундаменте.

ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ и другими организациями разработал двускатные стропильные двутавровые преднапряженные балки пролетом 18 и 24 м (высота на опоре 900 мм), двутавровые подстропильные балки пролетом 12 м с горизонтальным верхним и провисающим нижним поясами (высота на опоре 600 мм, посередине пролета 1200 мм), а также основные и фахверковые преднапряженные колонны прямоугольного сечения для зданий без опорных кранов.

В стропильных балках предусмотрен один вертикальный арматурный каркас в стенке балок, что дало возможность уменьшить толщину стенки с 80 мм при двух каркасах до 70 мм. Применение балок двутаврового сечения, изготовлен-



Рис. 1. Главный корпус Азовского промкомплекса по производству консервов детского питания

ных в стальных формах в вертикальном положении, обеспечило высокое качество боковых поверхностей, сократило производственные площади на заводах ЖБИ, снизило трудоемкость арматурных работ в 1,5 раза, а также позволило наиболее эффективно использовать бетоны повышенной прочности.

Расчет каркасов с преднапряженными колоннами производили по деформированной схеме на ЭВМ.

Колонны армированы продольной напрягаемой высокопрочной арматурой и спиралью из стали класса А-1. Благодаря отсутствию сварного пространственного арматурного каркаса снизились суммарные трудозатраты в процессе производства.

Технико-экономический анализ, проведенный на примере здания с высотой этажа 8,4 м, оборудованного подвесными кранами грузоподъемностью 20 кН,

показал, что по сравнению с наиболее экономичным стальным каркасом с фермами из трубчатых профилей расход стали на здание (включая ограждающие конструкции) оказался ниже на 26,5 кг/м², стоимость — на 6 р/м².

Наиболее крупный с железобетонным каркасом и легкими ограждающими конструкциями объект — главный корпус Азовского промкомплекса по производству консервов детского питания (размером в плане 408×265 м), сооруженный по проекту ГПИ Гипропищепром-1 (рис. 1).

Следующий этап совершенствования облегченных каркасов заключался в расширении области его применения на наиболее распространенные здания с железобетонными плитами покрытий, утеплителем из легких или ячеистых бетонов и стенами из легкбетонных панелей.

Разработаны номенклатура (рис. 2) и серии рабочих чертежей стропильных балок пролетом 18 и 24 м для различных условий, принятых при проектировании типовых конструкций. Для каждого пролета имеется три типоразмера балок, однако марки балок назначены таким образом, что в одном географическом районе применяются только два типоразмера, что позволяет лучшим образом использовать парк опалубочных форм на заводах ЖБИ.

Особенность рабочих чертежей стропильных балок в наличии двух номенклатур балок — для заводов, выпускающих конструкции из бетонов марок до М600 и освоивших конструкции из бетонов марок до М800. Такой подход позволяет наиболее полно реализовать преимущества бетонов высоких марок: расход бетона сокращается на 12—14%, стали — на 5—7%.

Разработаны номенклатура и рабочие чертежи преднапряженных колонн для зданий без опорных кранов при высоте этажа 4,8—14,4 м и с опорными кранами при высоте этажа 8,4—10,8 м и шаге колонн 12 м. Некоторая ограниченность номенклатуры для зданий с опорными кранами обусловлена необходимостью обеспечения постоянной высоты сечения колонны для удобства натяжения арматуры.

Высота сечения колонн зданий без опорных кранов составляет 300—800 мм, ширина 300—500 мм, в крайних колоннах зданий с опорными кранами — 600×400 мм, в средних — 600×400 и 700×400 мм.

Использование конструкций облегченного каркаса по сравнению с традиционными решениями позволило сократить расход стали на 17%, расход бетона на 13%, массу здания на 10%.

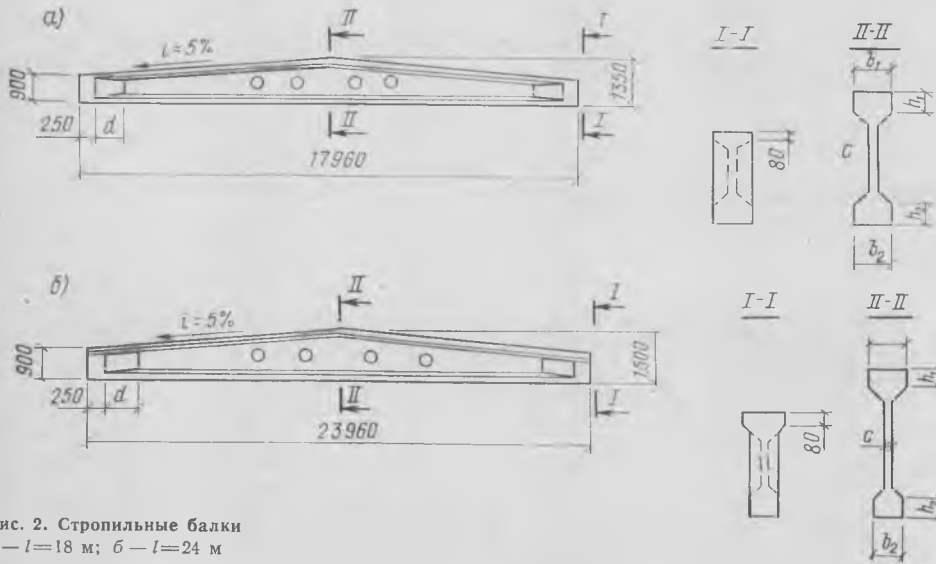


Рис. 2. Стропильные балки
а — $l=18$ м; б — $l=24$ м

Типоразмер балки	Размеры балки, мм						Марка бетона	Расход материалов		Масса балки, т
	b_1	b_2	h_1	h_2	c	d		бетон, м ³	сталь, кг	
1	230*	230	80	110	70	750	M350—M800	2,25	214—521	5,6
	280	230	100	160	70	750	M600—M700	3,5	422—962	8,8
2	330	330	80	60	70	750	M700—M800	2,7	361—737	6,8
	380	330	120	110	70	3000	M600—M800	4,7	571—1615	11,8
3	330	330	180	160	80	3000	M500—M800	3,8	369—1025	9,5
	420	330	200	160	80	3000	M400—M800	5,6	576—2061	14

* Перед чертой — пролетом 18 м; после черты — 24 м.

Покрытия из панелей-оболочек КЖС в сельском строительстве

Разработанная в НИИЖБ конструктивная система крупнопанельных покрытий зданий с использованием пространственных элементов индустриального изготовления в виде крупноразмерных железобетонных сводчатых панелей-оболочек КЖС универсальна и широко применяется в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве.

В 1960—1965 гг. для покрытий сельских зданий применяли панели-оболочки КЖС из тяжелого бетона размером $1,5 \times 12$ м. Наибольшее распространение они получили в ЭССР. Их производство организовано на заводах ЖБИ в Таллине и Кохтла-Ярве. Армированные канатной арматурой, панели-оболочки по технико-экономическим показателям значительно эффективнее плоских плит такого же размера.

В НИИЖБ разработаны и испытаны панели-оболочки КЖС размером 3×12 м, которые внедрены в промышленном и сельскохозяйственном строительстве в Красноярском крае и в КазССР. Инициаторами применения этих прогрессивных покрытий явились Главцентрострой Минтяжстроя КазССР и ПТИ Карагандаоргтяжстроя. Панели-оболочки КЖС размером 3×12 м разработаны также из тяжелого бетона с канатной и стержневой арматурой продольных ребер-диафрагм.

К настоящему времени изготовлено и применено более 1,8 млн. м² покрытий из панелей-оболочек КЖС в зданиях с

пролетами 12 м, в том числе более 300 тыс. м² в сельскохозяйственном строительстве.

В начале 70-х гг. были разработаны панели-оболочки КЖС размерами 3×18 и 3×24 м. Их применяют в промышленном и в сельскохозяйственном строительстве в Центральном Казахстане и на Дальнем Востоке. Преимущества таких покрытий заключаются в экономии бетона и стали, резком сокращении числа монтажных элементов при возведении сельских объектов, исключении переналадки и переоснащения заводов ЖБИ, выпускающих панели-оболочки меньших размеров. Это позволило в короткие сроки обеспечить сооружение сельских зданий. Несмотря на отсутствие в некоторых местах нормальных подъездных путей для доставки панелей, к настоящему времени построены сельские здания различного назначения общей площадью около 140 тыс. м², с покрытиями из панелей КЖС из тяжелого бетона, в том числе птицефабрики для выращивания бройлеров в Благовещенске, Караганде, Южно-Сахалинске, Петропавловске-Камчатском и пос. Средне-Белая Амурской области (около 94 тыс. м²), свинокомплексы в Хабаровске и Благовещенске (около 29 тыс. м²), картофелехранилище, кормоплодоовощехранилище и плодовая база в Комсомольске-на-Амуре и Благовещенске (около 9 тыс. м²), откормочная площадка в зерносовхозе Кустанайской области и др.

Следующим этапом освоения КЖС были покрытия для отапливаемых производственных сельских зданий. В основу этой разработки положено соответствие опалубочных размеров новых и применяющихся панелей-оболочек и максимальное снижение их массы для возможного монтажа автомобильными кранами.

В соответствии с этим, НИИЖБ и ЭКБ ЦНИИСК разработаны рабочие чертежи панели-оболочки КЖСО размером 3×18 м из керамзитобетона для покрытий отапливаемых сельских производственных зданий (рис. 1).

От ранее применявшихся панелей-оболочек КЖС новая конструкция отличается наличием овальных отверстий в продольных ребрах-диафрагмах, снижающих ее собственную массу и позволяющих пропускать технологические конструкции вдоль перекрываемого пролета здания, а также наличием листового шарнира в составе панели (а не продольной несущей конструкции). Последнее изменение предусматривает возможность опирания панелей-оболочек КЖСО не только на продольные балки или фермы, но и на свай-колонны, часто применяющиеся в низких сельских зданиях.

Панель-оболочка КЖСО рассчитана на применение современных материалов: высокопрочного керамзитобетона марки М300 с объемной массой в сухом состоянии $\gamma = 1600$ кг/м³ и высокопрочной стержневой свариваемой арматурой класса А-VI, марки 22Х2Г2АЮ. Предусмотрено изготовление комплексной панели с пароизоляцией, слоем утеплителя из пенополиуретана и слоем гидроизоляции. Общая масса комплексной панели КЖСО составляет 7,3 т. Рассчитанная на полезную равномерно распределенную нагрузку 248 кгс/м², панель-оболочка КЖСО имеет объем бетона 3,56 м³ при расходе арматуры 231 кг. При проектировании учтено также возможное отставание практики строительства от лучших достижений, поэтому без изменения геометрических размеров панели предусмотрено применение арматурной стали класса А-IV, марки 20ХГ2Ц. При этом полезная расчетная нагрузка увеличивается до 253 кгс/м².

Экспериментальное строительство птицефабрики с применением покрытий из панелей-оболочек КЖСО размером 3×18 м выполняет управление Владимирсельстрой Минсельстроя РСФСР, панели изготавливает Кольчугинский завод ЖБИ (Владимирская обл.).

НИИЖБ и лабораторией Кольчугинского завода ЖБИ подобраны составы керамзитобетона для изготовления панелей-оболочек КЖСО, отформованы

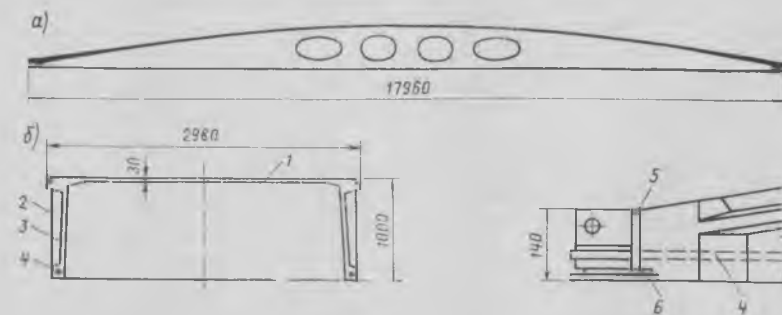


Рис. 1. Панель-оболочка КЖС

а — продольный разрез по оси панели; б — поперечный разрез в середине пролета панели; в — опорный узел (вид сбоку); 1 — оболочка; 2 — вертикальное ребро жесткости; 3 — стенка кессона диафрагмы; 4 — напругаемая арматура; 5 — стальной анкер; 6 — листовый шарнир



Рис. 2. Съем с металлоформы отформованной панели-оболочки КЖСО размером 3×18 м



Рис. 3. Контрольные заводские испытания панелей-оболочек КЖСО размером 3×18 м

первые опытные образцы таких панелей (рис. 2) и проведены их заводские контрольные испытания. Расход материалов на 1 м³ керамзитобетона был подобран в двух вариантах. Состав I: керамзитовый гравий с $\gamma_{\text{ест}}^{\text{гр}} = 650$ кг/м³ — 750 л, пористый песок с $\gamma_{\text{ест}}^{\text{п}} = 920$ кг/м³ — 390 л, цемент марки М500 — 580 л. Состав II: керамзитовый гравий с $\gamma_{\text{ест}}^{\text{гр}} = 770$ кг/м³ — 750 л; кварцевый песок с $\gamma_{\text{ест}}^{\text{п}} = 1540$ кг/м³ — 420 л; цемент марки М500 — 550 кг.

При изготовлении первых опытных образцов панелей-оболочек КЖСО на Кольчугинском заводе ЖБИ применяли состав II при подвижности бетонной смеси $O.K. \approx 6$ см; при этом прочность керамзитового гравия в цилиндре составляла 42 кгс/см². Прочность керамзитобетона при передаче преднапряжения с упоров формы на бетон составляла 230—236 кгс/см², т. е. 0,77% проектной прочности при сжатии, равной $R = 300$ кгс/см², а в день испытания прочность бетона — 304—320 кгс/см².

Через 1,5 мес. после изготовления две панели-оболочки КЖСО испытали на прочность, жесткость и трещиностойкость. Каждая панель была установлена на опоры, в соответствии с ГОСТ 8829—77, и загружена равномерно распределенной нагрузкой в виде бетонных штучных грузов. Нагрузка распределялась на панель через деревянные щиты в 384 точках (рис. 3). Прогибы панелей, измеренные в середине их пролета при нагрузке 330 кгс/см² с учетом собственной массы, составили 2,76 и 2,92 см, т. е. 1/645 и 1/610 расчетного пролета l_p для первой и второй панелей соответственно и менее расчетного контрольного прогиба, равного 3 см. Первые трещины в продольных ребрах на уровне напрягаемой арматуры появились при нагрузке $q = 397$ кгс/м², превышающей расчетную.

Исчерпание несущей способности панелей-оболочек КЖСО произошло в результате значительных прогибов, превышающих $1/100 l_p$ при нагрузках $q = 456$ кгс/м² для первого образца и $q = 482$ кгс/м² для второго.

Испытания подтвердили соответствие изготовленных панелей-оболочек КЖСО требованиям проекта и ГОСТ 8829—77 по прочности, жесткости и трещиностойкости и позволили рекомендовать Кольчугинскому заводу ЖБИ начать их серийный промышленный выпуск для экспериментального строительства.

Для определения эффективности применения покрытий из панелей-оболочек КЖС в сельскохозяйственном строительстве было проведено технико-экономическое сравнение двух однопролетных птичников размером 18×96 м во Владимирской области. В качестве эталона было принято типовое здание с покрытием из сборных железобетонных плит размером 3×6 м, серии 1.865-4 по железобетонным треугольным фермам пролетом 18 м, серии 1.863-1, установленным по колоннам с шагом 6 м. Сравнение проводили с покрытием здания из панелей-оболочек КЖСО размером 3×18 м по колоннам, установленным с шагом 3 м. Отметка низа стропильных ферм и панелей-оболочек принята одинаковой (3 м), плиты покрытия в типовом решении — из тяжелого бетона, панели КЖСО — из керамзитобетона, стеновые панели в обоих вариантах — керамзитобетонные по серии 1.832-5. При сопоставлении учитывали только изменяющиеся конструктивные элементы здания: покрытие, стропильные фермы в типовом решении, дополнительные колонны в здании с покрытием из панелей-оболочек, стеновые панели выше отметки 3 м. Результаты технико-экономического сравнения представлены в таблице.

Показатели	Покрытие из типовых плоскостных конструкций	Покрытие из панелей-оболочек КЖСО размером 3×18 м
Расход бетона, м ³	0,089/0,026	0,074/0,014
Расход стали с напрягаемой арматурой панелей-оболочек КЖСО из стали класса А-VI, кг	11,52/1,34	6,03(7,05)/0,16
Расход цемента, кг	36,6/6	32,3/4
Общая масса изменяющихся элементов здания, кг	223/54	133/27
Трудоемкость монтажных работ, чел.-ч	0,29/0,14	0,16/0,09
Прямые затраты, р.	9,78/2,15	6,79(7,01)/0,95
Накладные расходы, р. в том числе зависящие от:	1,01/0,24	0,43/0,09
трудоёмкости	0,03/0,01	0,01/0,01
зарплаты	0,02/0,01	0,01/0,01
продолжительности строительства	0,97/0,21	0,41/0,07
Капитальные вложения в организацию производства и в сопряженные отрасли, р.	2,26/0,46	1,74/0,09
Приведенные затраты, р.	13,05/2,84	8,96(9,18)/1,13

Примечания: 1. В скобках приведены данные при напрягаемой арматуре панелей-оболочек КЖСО из стали класса А-IV.
2. Перед чертой для покрытия и каркаса; после черты — для стеновых ограждений.

Приведенные данные показывают, что применение панелей-оболочек КЖС в покрытиях сельских производственных зданий позволяет снизить расход бетона на 17%, стали на 39—48%, цемента на 12%, почти вдвое сократить трудоемкость монтажных работ, уменьшить на 23% капитальные вложения в основное производство и в сопряженные отрасли и получить экономический эффект около 4 р. на 1 м² многопролетного здания и более 5 р. на 1 м² однопролетного здания.

Преднапряженная подстропильная ферма с раздельным армированием нижнего пояса

Промстройпроектом предложена конструкция железобетонной подстропильной фермы пролетом 12 м треугольного очертания с горизонтальным верхним поясом для покрытия промзданий. Она предусматривает установку сегментных стропильных ферм пролетом 18 и 24 м с шагом 6 м, а также плит на пролет КЖС и П размером 3×18 и 3×24 м (сер. 1.463-12). Ферма представляет собой шпренгельную конструкцию с напрягаемой арматурой, выполненной с перегибом в нижнем узле. Расчет ферм проведен исходя из упругой работы конструкции с учетом жесткости узлов.

В связи со значительным усилением оттяжки арматуры (до 1300 кН), расположенной в несколько рядов, и большой шириной фермы (500 мм) проектирование силовой оснастки и разработка технологии изготовления фермы оказались весьма сложными.

По предложению НИИСК отогнутая

стержневая напрягаемая арматура в ферме заменена раздельной для каждой панели нижнего пояса (рис. 1). При незначительном увеличении габаритов узла нижнего пояса необходимость оттяжки арматуры устраняется и значительно упрощается конструкция силовой формы. Проектом предусмотрена анкеровка растянутой арматуры в этом узле с перекрестным размещением стержней. Натяжение арматуры можно осуществлять механическим или электротермическим способами.

Опытная конструкция подстропильной фермы пролетом 12 м разработана под нагрузки I—III снеговых районов из бетона марки М350. Расчетная нагрузка от стропильной фермы, опирающейся посередине пролета, принята равной 800 кН. Особенность конструкции в удлиненном опорном узле (1120 мм), что позволяет применять фермы одного типоразмера как для рядовых пролетов, так

и для крайних длиной 11,5 м. Армирование нижнего пояса фермы — 8 Ø 25 мм, класса А-IIIв, $\sigma_{0,2} = 608$ МПа; верхнего пояса — 8 Ø 16 мм, класса А-III, $\sigma_T = 390$ МПа; стойки — 4 Ø 12 мм, класса А-III, $\sigma_T = 432$ МПа.

Ферму изготовили на экспериментальной базе НИИСК с использованием упоров силового стенда и специальных устройств. Натяжение арматуры производили группами по 4 стержня контролируемого напряжения $\sigma_0 = 485$ МПа. Анкеровка арматуры в среднем узле нижнего пояса, как подтвердили испытания, обеспечивалась заделкой стержней в бетоне, который имел косвенное армирование в виде сеток из стержней диаметром 6 мм с ячейкой 100×100 мм. Длина заделки напрягаемой арматуры (считая от геометрической оси фермы) составляла 45 см (см. рис. 1), что превышало установленную СНиП II-21-75 ($l_{ан} = 37,5$ см).

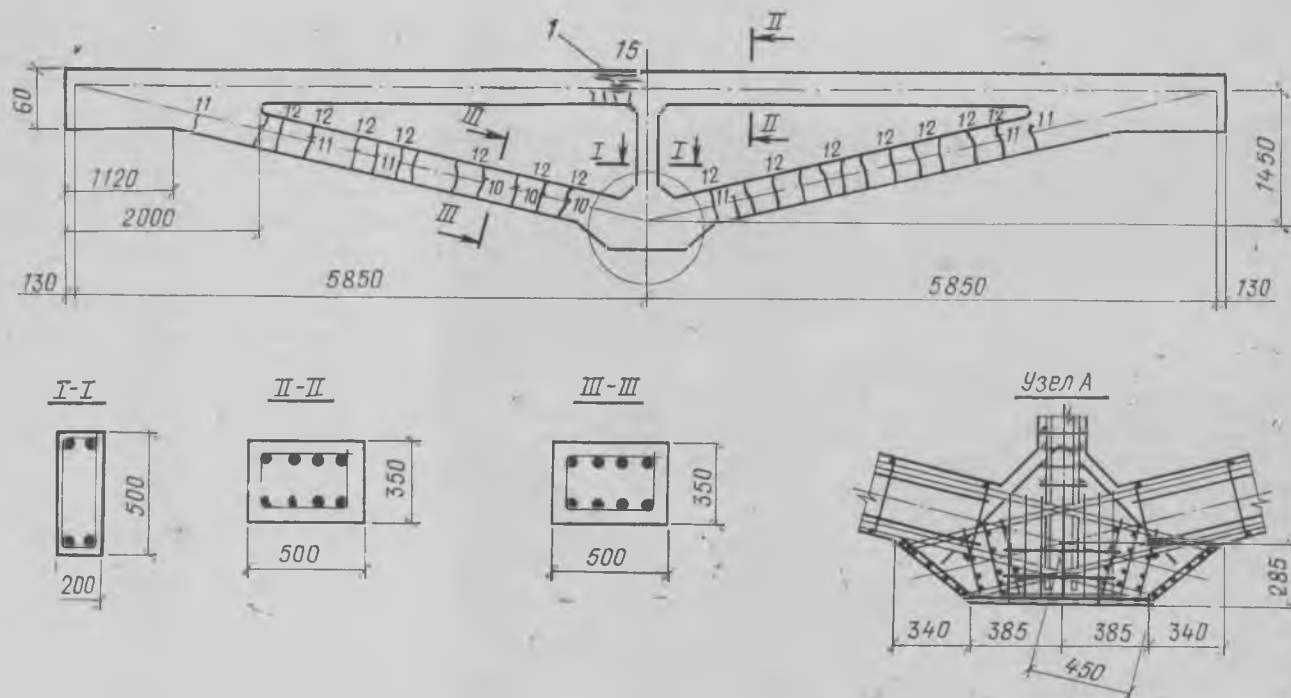


Рис. 1. Конструкция подстропильной фермы пролетом 12 м с раздельным армированием панелей нижнего пояса и схема расположения трещин

1 — место разрушения

Передаточная прочность бетона в момент отпуска напрягаемой арматуры домкратами составила 25,5 МПа. Ферму испытывали в вертикальном положении на силовом полу с приложением сосредоточенной силы посередине пролета (рис. 2). При этом прочность бетона была равна 36 МПа. Нагружение фермы осуществляли ступенями по 0,2 нормативной нагрузки до 0,8 P_n , после чего ступени были уменьшены вдвое.

В ходе экспериментов фиксировали вертикальные перемещения узлов фермы, а также относительные деформации бетона верхнего пояса с помощью тензорезисторов с базой 30 мм.

На всех этапах работы опытной фермы под нагрузкой, вплоть до разрушения, трещин в нижнем узле и нарушения анкеровки напрягаемой арматуры не наблюдалось. Повышенная трещиностойкость узла объясняется, по-видимому, двухосным обжатием, создаваемым перекрестно расположенной напряженной арматурой. При нормативной нагрузке 650 кН трещины в панелях нижнего пояса и в опорных узлах отсутствовали, а прогиб посередине пролета фермы составил 4 мм ($1/2900l$). Первые трещины в нижнем поясе шириной 0,05 мм появились при нагрузке 910 кН (1,4 P_n). При нагрузках 975 и 1040 кН ширина их раскрытия была равна соответственно 0,15 и 0,45 мм.

В результате анализа графика «нагрузка-прогиб» установлено, что несущая способность фермы была исчерпана при нагрузке 1300 кН (рис. 3). Максимальный прогиб при этом составил 12,5 см

($1/94l$). Судя по характеру разрушения фермы, определяем текучестью арматуры нижнего пояса с раскрытием трещин 1,5–2 мм и относительной деформацией волокон бетона верхнего пояса $250 \cdot 10^{-5}$ (на предыдущей ступени 1235 кН), можно полагать, что в конструкции произошло полное перераспределение внутренних усилий.

Несущую способность фермы определяли по методу предельного равновесия из предположения ее пластического разрушения. В этом случае в нижнем поясе одного из контуров наступает теку-

честь преднапряженной арматуры, появляются два шарнира в точках a и b , а в верхнем поясе — пластический шарнир в точке c . При достижении в нижнем поясе предельных усилий растяжения $D M_a$ и M_b равны нулю, а M_c зависит от N (см. рис. 3).

Формулу для нахождения несущей способности фермы получили суммированием моментов всех сил по одну сторону сечения относительно точки c :

$$P = \frac{4}{l-h} (DS + M_c - 0,125 G l),$$

где l — расстояние между опорами фермы; h — ширина стойки фермы; S — расстояние от точки c до оси нижнего пояса; G — масса фермы.

Несущая способность фермы составила 1203 кН, что меньше опытного значения на 7,5%.

По результатам проведенных испытаний Промстройпроектом при участии НИИСК и НИИЖБ выпущены рабочие чертежи «Треугольные подстропильные фермы пролетом 12 м с раздельным армированием панелей нижнего пояса». ЭКБ НИИСК разработана силовая оснастка для изготовления таких ферм с применением электротермического натяжения арматуры.

Выводы

Конструктивное решение подстропильной фермы пролетом 12 м с раздельным армированием нижнего пояса является целесообразным и технологичным при изготовлении ферм в силовой оснастке.

Конструкция нижнего узла фермы с перекрестно расположенной напрягаемой арматурой обеспечивает анкерровку стержней на всех стадиях работы опытного образца.

Испытаниями установлены достаточная прочность, жесткость и трещиностойкость фермы при сосредоточенной узловой нагрузке, приложенной посередине пролета.

При расчете подстропильных ферм с раздельным армированием нижнего пояса следует использовать метод предельного равновесия, дающий хорошее совпадение с опытными данными.

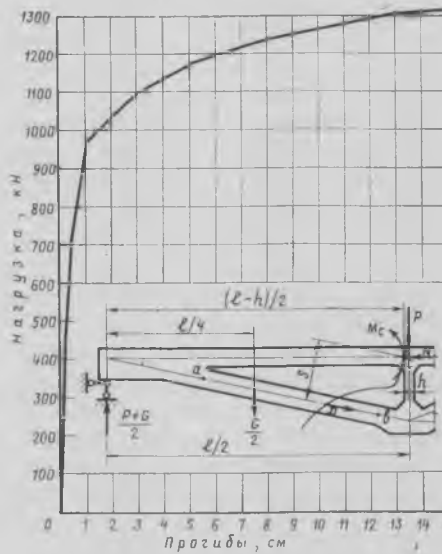


Рис. 3. Прогибы фермы и схема сил, действующих при исчерпании несущей способности

— начало трещинообразования



Рис. 2. Общий вид фермы перед испытанием

А. И. КУРНОСОВ, канд. техн. наук (СЗО Энергосетьпроект),
Л. Н. ЗИКЕЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Преднапряженные центрифугированные опоры ЛЭП

Для строительства линий электропередачи ультравысоких напряжений, и в первую очередь напряжением 750 кВ, появилась необходимость создания крупногабаритных опор, выдерживающих большие нагрузки, для районов с резко изменяющимися метеорологическими и грунтовыми условиями.

Большие междупазные расстояния линий ультравысокого напряжения определяют поперечные размеры и высоту опор от земли до токоведущих элементов. Промежуточная опора линий напряжением 750 кВ имеет высоту до траверсы более 30 м. На опоре подвешены 15 проводов диаметром 22,4 мм, два грозозащитных троса диаметром 11 мм, от которых в конструкциях возникают весьма существенные нагрузки при расстоянии между опорами 500 м. Использование опор, разработанных для высоковольтных линий более низких напряжений, оказалось нерациональным для линий ультравысоких напряжений.

При создании опор для линий 750 кВ были использованы железобетонные преднапряженные стойки диаметром 800 мм и длиной 20 м, изготовленные центробежным способом. Стойки способны вос-

принимать большие нагрузки от изгиба и кручения, что позволило успешно применять их для сооружения анкерно-угловых опор линий 110—330 кВ взамен аналогичных металлических опор¹.

Впервые в отечественной и зарубежной практике была разработана железобетонная опора порталного типа (рис. 1). Она представляет собой двухконсольный однопролетный портал высотой 32 м с двумя гибкими связями, расположенными крестообразно ниже траверсы. Опора состоит из двух железобетонных стоек, траверсы, двух тросостоек и гибких наклонных связей. Металлические траверсы и тросостойки крепятся к стойкам с помощью болтов на месте строительства.

Предложенная конструкция обеспечивает более рациональное использование стоек и основания опоры при действии горизонтальных нагрузок нормальных режимов. При отсутствии связей стойки работают как защемленные консоли. При наличии связей значительно снижаются усилия и изгибающие моменты в опоре.

Железобетонные стойки опор собира-

ются из двух цилиндрических секций диаметром 800 мм и длиной 20 м, которые соединяются фланцевым стыком на болтах. Для их изготовления используют бетон марки М600 и горячекатаную арматуру класса А-V. Арматура верхней секции определяется в зависимости от эпюры усилий при действии нагрузок в нормальных режимах. Арматура нижней секции устанавливается из расчета восприятия нагрузок аварийного режима, соответствующего обрыву троса.

Закрепление опор достигается установкой стоек в сверленные котлованы и засыпкой щели между стойкой и стенками котлована послойно уплотняемой гравийно-песчаной смесью. Опора занимает небольшую площадь, чем обеспечивается высокая эффективность ее применения на линиях в индустриальных районах страны. Недостатками опоры являются наличие стыка и довольно большая масса собранных стоек.

Прочность, трещиностойкость и деформативность отдельных элементов и стойки в целом были проверены при испытаниях опытных натурных образцов. Образцы стоек изготовляли на Стрыйском заводе металлических и железобетонных конструкций треста Донбассэнергостройиндустрия, а испытания проводили на полигоне ПО Союзтехэнерго в Хотькове (Московская обл.).

Определяли прочность, трещиностойкость и деформативность железобетонных преднапряженных стоек, а также прочность и податливость металлического фланцевого их соединяющего стыка. Испытания проводились в горизонтальном положении на специальном стенде.

Испытания показали, что при соотношении толщины стенки к диаметру 1:10 работа кольцевого сечения имеет специфические особенности. При уменьшении толщины стенки и увеличении диаметра стойка кольцевого сечения начинает работать как замкнутая оболочка. В результате прочность ее может определяться не только прочностью нормальных или наклонных сечений, но и прочностью продольных сечений или продавливанием при действии локальных сосредоточенных сил. Это подтвердилось экспериментально, когда разрушение произошло от сплющивания кольцевого сечения в месте приложения сосредоточенной силы на конце стойки. Поперечное армирование стоек было усилено, в результате чего при последующих испытаниях стойка разрушилась по нормальному сечению.

Изучалась также работа стыков двух типов и оценивалась их фактическая прочность по сравнению с прочностью стоек нормальных сечений. В стыке пер-

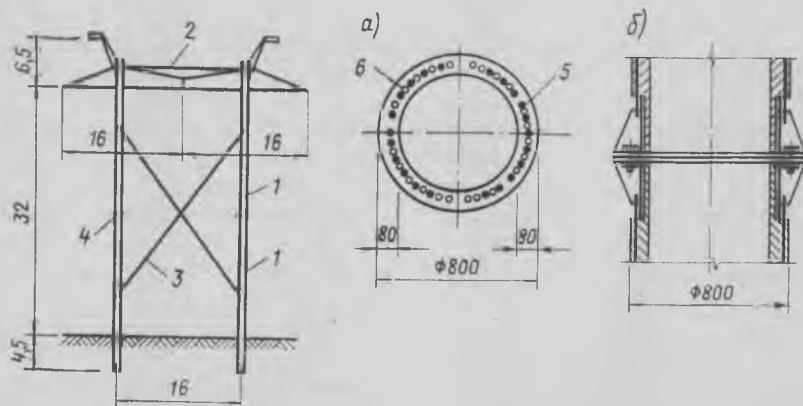


Рис. 1. Схема железобетонной опоры для линий напряжением 750 кВ

а — поперечное сечение стойки; б — стык стоек (разрез); в — железобетонные стойки 800 мм и $l=20$ м; 2 — металлическая траверса; 3 — металлические связи; 4 — стык стоек; 5 — напрягаемая арматура; 6 — ненапрягаемая арматура

вого типа продольную арматуру приваривали к металлическому фланцу, так что усилие с нее передавалось непосредственно на фланец. В стыке второго типа продольная арматура соединялась внахлестку с анкерными стержнями фланца, в результате чего непосредственной связи между арматурой и фланцем не было. Испытания показали, что во всех случаях прочность стыков оказалась выше прочности стойки нормальных сечений, по которым и произошло разрушение. Учитывая, что при работе опоры под нагрузкой стыки находятся в зоне, где моменты и усилия не достигают максимальных значений, будет произведена корректировка конструкции стыка с целью снижения расхода арматуры и трудоемкости его изготовления.

Испытания опор производили в вертикальном положении на действие нагрузок нормальных, аварийных и монтажных режимов, максимально приближенных к расчетным. При испытаниях измеряли деформации в элементах опоры, а также вертикальные и горизонтальные перемещения ее характерных точек. Результаты подтвердили достаточную прочность и жесткость опоры,

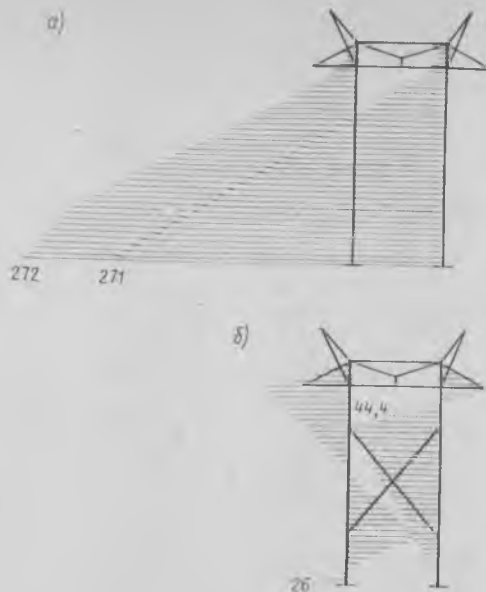


Рис. 2. Эпюры моментов в элементах опоры в кН·м
а — при отсутствии поперечных связей; б — при наличии поперечных связей

при этом была получена хорошая сходимость опытных и теоретических значений усилий в элементах. Сравнение опытных и теоретических усилий в эле-

ментах опоры при различных режимах загрузки приведены в таблице.

Элемент опоры	Усилие в элементе, кН, $N_{оп}/N_T$	$\frac{N_{оп} - N_T}{N_{оп}} \times 100\%$
Крестовые связи при режиме загрузки:		
I	374,1/374,4	-0,1
II	406,2/398,9	1,8
III	310/311,7	-0,5
Консольные тяги	344/319,9	7
Верхние наклонные тяги	397,6/391,4	1,6

Предложенная конструкция опоры рекомендуется для строительства ЛЭП напряжением 750 кВ. В настоящее время такое строительство уже осуществляется.

Выводы

После проведения проектно-конструкторских и научно-исследовательских работ была создана новая эффективная конструкция железобетонных преднапряженных опор для линий электропередачи напряжением 750 кВ.

Испытания отдельных элементов и стыков стоек, а также опоры в целом подтвердили их достаточную прочность и жесткость, что позволило начать внедрение их в практику строительства.

УДК 691.327[620.191.33+539.4]

Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ, д-р техн. наук (НИИЖБ);
В. Д. БУДЮК, А. А. КОНДРАТЧИК, кандидаты техн. наук
(Брестский инженерно-строительный ин-т)

Трещиностойкость и прочность самоупроченных элементов по наклонному сечению

Предотвращение образования трещин, а также ограничение ширины их раскрытия по нормальному и наклонному сечению может достигаться путем двух- и трехосного предварительного обжатия бетона. При этом преднапряжения бетона в продольном направлении достигают 7—14 МПа, а в поперечном 1—2 МПа.

Плоское и объемное преднапряженные железобетона не получило широкого применения из-за технологических трудностей. Использование напрягающего цемента (НЦ) существенно изменяет сложившуюся практику и позволяет за счет энергии расщирения

вяжущего напрягать арматуру в любом направлении [1]. Однако достигаемые на современном этапе величины самоупрочения бетона сравнительно невелики — 4—5 МПа. Учитывая необходимость создания больших по величине сжимающих напряжений в продольном направлении, был предложен комбинированный способ, по которому продольная арматура преднапрягалась в основном механическим способом, а поперечная — в процессе самоупрочения бетона.

В экспериментах варьировались величина продольного преднапряжения бетона, достигаемая механическим, фи-

зико-химическим и комбинированным (соответственно, образцы марок М, С и К) способами натяжения арматуры от 0 до 13 МПа и величина поперечного обжатия бетона от 0 до 2 МПа. Для сопоставления результатов были изготовлены балки без преднапряженной арматуры (образцы марки Н). Размер балок прямоугольного сечения 190×290×1800 мм (рис 1). Балки изготовляли из бетона на напрягающем цементе марки НЦ-40, а также на портландцементе. Марочная прочность бетонов на различных вяжущих составила в среднем 40 МПа, самоупрочение по СН 511-78 [2] при

расходе НЦ 600 кг/м³ составило в среднем 2,3 МПа.

На рис. 2 представлены максимально достигнутые в образцах преднапряжения бетона. Преднапряжение существенно повлияло на величину главных напряжений σ_1 в приопорной зоне на уровне центра тяжести приведенного сечения балок в процессе их статического нагружения двумя сосредоточенными силами, расположенными на расстоянии $2h$ от опоры. При суммарной нагрузке 240 кН в некоторых балках марок М, Н и С напряжения σ_1 превысили предел прочности бетона на растяжение, что привело к образованию наклонных трещин. В остальных балках марок К и С бетон в зоне среза по главным площадкам при этой нагрузке работал в области «сжатие — сжатие» или близкой к ней, а аналогичное напряженное состояние было достигнуто при значительно больших нагрузках.

Влияние преднапряженного состояния на характер трещинообразования показано на рис. 3. В балках с комбинированным преднапряжением арматуры трещины распространились только до половины зоны среза, а их вершины находились на одном уровне с вершинами нормальных трещин до

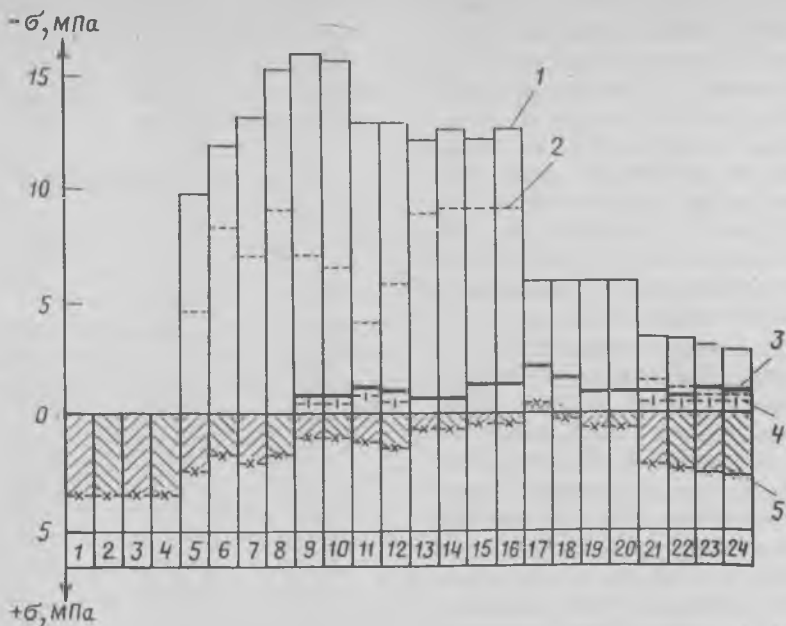


Рис. 2. Максимально достигнутые величины преднапряжений в бетоне

1, 3 — соответственно в продольном на уровне центра тяжести нижней арматуры и поперечном направлениях; 2, 4 — к моменту испытания в возрасте 28 сут (указаны звездочкой) и 360 сут; 5 — величины главных напряжений при суммарной нагрузке 240 кН
Обозначения образцов: 1 — Н II 1-3-Л*; 2 — Н II 1-3-П*; 3 — Н II 1-4-Л*; 4 — Н II 1-4-П*; 5 — М I 2-1; 6 — М II 2-1; 7 — М II 1-1; 8 — М I 1-1; 9 — К I 1-1; 10 — К I 2-1; 11 — К II 1-1; 12 — К II 2-1; 13 — К II 1-4-Л*; 14 — К II 1-3-Л*; 15 — К II 1-4-П*; 16 — К II 1-3-П*; 17 — С II 1-4-П*; 18 — С II 1-3-П*; 19 — С II 1-3-Л*; 20 — С II 1-4-Л*; 21 — С I 1-1; 22 — С II 2-1; 23 — С II 1-1; 24 — С I 2-1

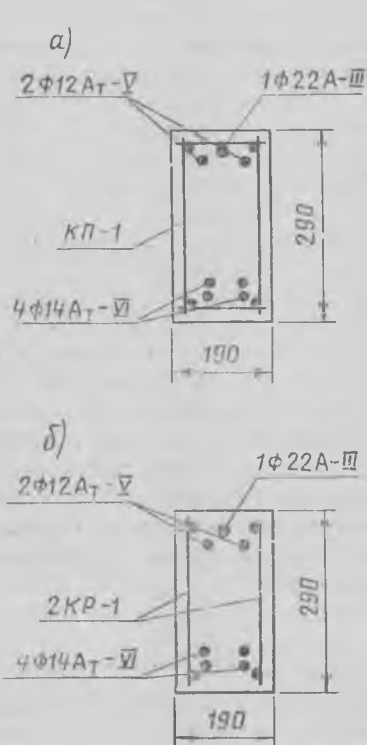


Рис. 1. Поперечные сечения и армирование образцов

а — с замкнутыми хомутами КП-1; б — только с вертикальными хомутами. Процент армирования: $\mu_x = 2,58$; $\mu_y = 0,3-0,83$; $\mu_z = 0,2-0,54$. Оси: X — вдоль балки; Y — по высоте сечения; Z — по ширине сечения

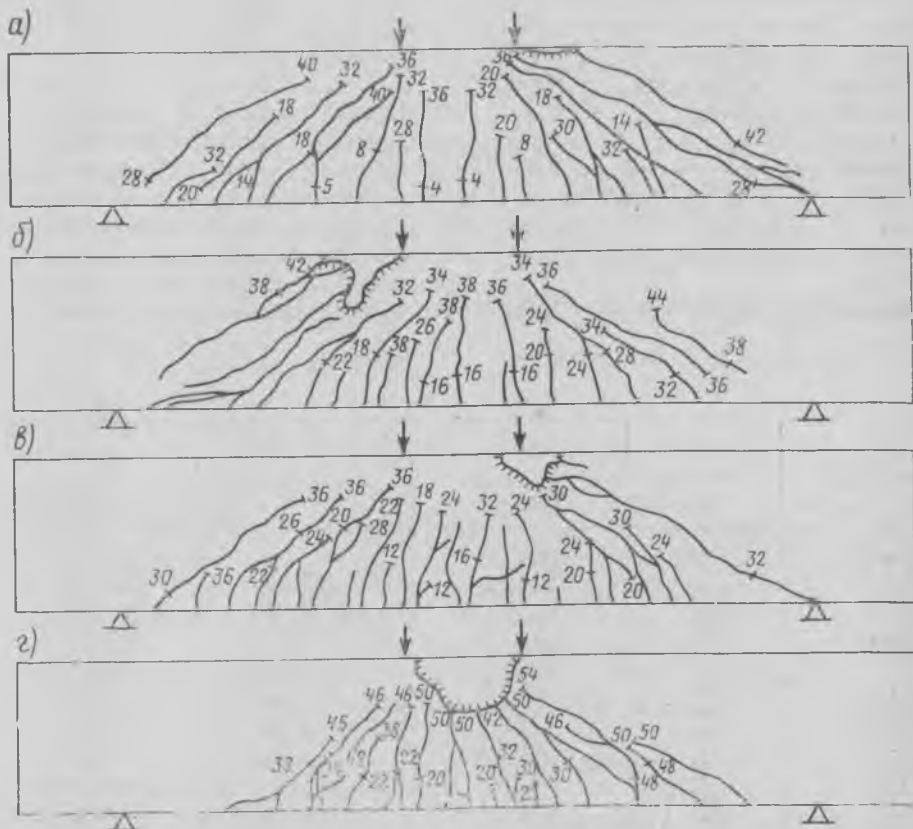


Рис. 3. Схемы развития трещин в балках с различным напряженным состоянием

а — без преднапряжения арматуры; б — арматура преднапряжена механическим способом; в — арматура преднапряжена в процессе самоупрочнения бетона; г — арматура преднапряжена комбинированным способом

самого разрушения, которое произошло по нормальному сечению.

Расчет образования наклонных трещин по методике СНиП II-21-75 предлагает упругую работу бетона и отсутствие трещин по нижней грани. В опытах наблюдалось появление наклонных трещин после образования нормальных на нижней фибре, либо развитие наклонных трещин с нижней грани и последующим выходом на центральную ось.

При разработке методики расчета были использованы предложения [3], связывающие появление трещин на центральной оси с достижением касательными напряжениями критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии. При сопоставлении опытных величин нагрузки появления трещин на центральной оси с расчетными в зависимости от расстояния от опоры A оказалось, что предлагаемая методика удовлетворительно описывает появление трещин, развивающихся в непосредственной близости от сечения. По мере удаления от силы расхождение увеличивается по зависимости, близкой к линейной.

Лучшие результаты получены при введении в расчет переменной высоты бетона над нормальными трещинами, где распределяются касательные напряжения. Размер зоны определялся по линейной интерполяции на отрезке, ограниченном нормальным сечением под силой и сечением, где отсутствуют нормальные трещины. В сечении под силой участком растянутого бетона над нормальной трещиной пренебрегали и принимали распределение касательных напряжений только в сжатой зоне.

Наличие поперечного обжатия бето-

на учитывалось соответствующим увеличением максимального значения касательных напряжений. Усилие, определяющее образование наклонных трещин, определяется по формуле

$$Q \leq Q_T = \frac{2}{3} \tau_{xy}^{\max} b X_0 = \frac{2}{3} 2,2 R_D \left(1 + 5 \frac{\sigma_{ун}}{R_{пр}} \right) b X_0, \quad (1)$$

где $\sigma_{ун}$ — предварительное напряжение сжатия в поперечном направлении, полученное в процессе самоупрочнения конструкций и определяемое как:

$$\sigma_{ун} = R_{сн} K_{\mu} K_a K_e, \quad (2)$$

где $R_{сн}$ — величина самоупрочнения бетона; K_{μ} , K_a , K_e — коэффициенты, учитывающие, соответственно, процент армирования, его вид и эксцентриситет [2]; X_0 — высота нетреснувшего бетона над нормальной трещиной в сечении, где проверяется условие:

$$X_0 = X_0 + \Delta_x; \quad (3)$$

$$X_0 = h_0 \times \left[\sqrt{\left(n \mu_a - \frac{\sigma_0}{R_{пр}} \mu_a \right)^2 + 2 n \mu_a - n \mu_a - \frac{\sigma_0}{R_{пр}} \mu_a} \right]; \quad (4)$$

$$\Delta_x = \frac{M (h - X_0)}{A (M - M_0)} l, \quad (5)$$

где X_0 — высота сжатого бетона над нормальной трещиной в сечении под силой определяется по [3]; M , M_0 — изгибающие моменты в сечении под силой и в сечении, где отсутствуют нормальные трещины соответственно; A , l — расстояние от опоры до груза и от опоры до сечения, где проверяется трещиностойкость.

Использование в расчете перечисленных параметров позволило получить результаты, более близкие к фактическим данным.

Исследованиями установлено, что ширина раскрытия наклонных трещин уменьшается при обжатии бетона не только в продольном, но и в поперечном направлениях. Положительное влияние предварительного напряжения поперечной арматуры рекомендуется учесть при вычислении коэффициента t по СНиП II-21-75:

$$t = \frac{Q}{b h_0} - 0,25 \frac{N_0}{F} - \sigma_{ун}. \quad (6)$$

Прочность балок по наклонному сечению проверялась по методике СНиП II-21-75 и методике [4], основанной на совместном использовании уравнений равновесия поперечных и продольных сил, моментов и более полного учета внутренних усилий. Как видно из таблицы, методика СНиП хорошо описывает несущую способность балок без преднапряжения ($Q^{оп}/Q^T = 1,04$), а для преднапряженных балок среднее значение $Q^{оп}/Q^T = 1,21$. Это свидетельствует о резервах прочности у элементов с преднапряженной арматурой, что подтверждается исследованиями других авторов.

Новая методика позволяет учесть влияние продольного и поперечного предварительного обжатия. Введение этих факторов с учетом некоторых коррективов (фактической длины проекции наклонной трещины, равной $2h_0$) дает удовлетворительное приближение опыта к расчету, соотношение которых составило в среднем 1,08.

Выводы

Применение комбинированного способа преднапряжения арматуры в изгибаемых элементах из бетона на НЦ позволяет получить двух- и трехосное напряженное состояние на участке действия M и Q , которое повышает трещиностойкость и прочность наклонного сечения, уменьшает ширину раскрытия наклонных трещин. Описанные расчетные предложения рекомендуются к применению.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Михайлов В. В., Литвер С. Л. Расширяющийся и напрягающий цемент и самоупрочненные железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1974.
2. СН 511-78. Инструкция по проектированию самоупрочненных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1979, 59 с.
3. Залесов А. С., Ильин О. Ф. Трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов. — В кн.: Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1976.
4. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Крылов С. М. и др. Новое о прочности железобетона. Под ред. К. В. Михайлова. М., Стройиздат, 1977.

* Балки, разрушившиеся по нормальному сечению.

** После черты — отношение $Q^{оп}/Q^T$. Л — левая сторона балки

Прочность преднапряженных керамзитобетонных свай при забивке

В связи с увеличением производства пористых заполнителей пониженной насыщенной массы и повышенной прочности в строительстве расширяется применение конструктивных легких бетонов пониженной объемной массы. Особенно эффективны такие бетоны в конструкциях, работающих на нагрузку, в которых значительна доля собственного веса. К ним относятся железобетонные сваи, армирование которых назначается из условия транспортирования и подъема на копер.

Применение легких бетонов в сваях позволяет не только экономить металл, но и получать эффект в ряде районов за счет применения пористых заполнителей местного производства [1].

В НИИЖБ были подобраны составы керамзитобетона проектной марки 300, объемной массой в сухом состоянии от 1300 до 1700 кг/м³ (см. таблицу) и исследованы их физико-механические свойства.

Расход материалов на 1 м ³ бетона					V _{сух} , кг/м ³
цемент марки 400, кг	керамзит R _к = 7,5 МПа, л	песок керамзитовый, л	песок кварцевый, кг	вода, л	
380	900	470	—	250	1270
360	700	190	570	225	1508
340	500	—	1028	215	1728

Выявлено, что при одинаковой проектной марке бетона на сжатие снижение объемной массы приводит к значительному изменению деформативных свойств: модуль упругости уменьшается до 40%, а предельные деформации возрастают более чем на 50%.

Применение бетонов с повышенными деформативными свойствами в сваях не требует дополнительного расхода арматуры, устанавливаемой из расчета по деформациям, поскольку такие требования к сваям не предъявляются. При этом повышенная деформативность керамзитобетона должна положительно сказаться при действии динамических нагрузок, возникающих в сваях при забивке

Работа керамзитобетонных свай при действии динамических нагрузок изучалась на 34 образцах длиной 2,5 м и размером поперечного сечения 15×15 см. Образцы армировали арматурным стержнем диаметром 20 мм из стали класса Ат-VI, расположенным свай усиливались плоскими сетками в центре поперечного сечения. Торцы из холоднотянутой проволоки класса В-I диаметром 5 мм.

Испытания производили на копре с молотом свободного падения массой 250 кг. Нижний конец образца устанавливали в металлический короб со щебнем, что исключало возможность его погружения и обеспечивало проведение большого числа ударов при отказах, близких нулю. При этом обеспечивалась возможность визуального наблюдения за состоянием образцов.

Деформации измеряли проволочными датчиками, наклеенными на бетон и арматуру в 10 точках, они фиксировались на фотобумагу осциллографа. Контактные усилия измеряли силовой мессдозой, смонтированной в наголовнике. Все образцы испытывали при одинаковой жесткости амортизирующих прокладок.

Образцы доводились до разрушения. Прочность бетона в момент испытаний составляла 38—41,4 МПа.

Исследования проводили с применением многофакторного корреляционно-регрессивного анализа. В результате составляли уравнения регрессии типа:

$$y = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i X_i + \sum_{i < j}^{k-1} b_{ij} X_i X_j + \sum_{i=1}^k b_{ii} X_i^2 \quad (1)$$

с тремя факторами, непосредственно или косвенно определяющими прочность свай при забивке. После предварительного анализа основными факторами были приняты высота падения молота H , напряжения в бетоне от предварительного обжатия σ_0 , объ-

емная масса керамзитобетона γ_6 . Пределы их изменения показаны ниже.

Пределы изменения факторов

Высота падения ударной части молота, см	100—200
Напряжение обжатия бетона усилием предварительного натяжения арматуры, МПа	0—8
Объемная масса керамзитобетона в сухом состоянии, кг/м ³	1300—1700

Как видно из приведенных данных, они изменяются довольно значительно, но соответствуют реальным условиям проектирования и забивки свай.

Для прогнозирования прочности свай при забивке следует выявить зависимость максимальных сжимающих напряжений от исследуемых факторов. При этом разрушение следует связывать не с интенсивностью единичного удара, а рассматривать как процесс постепенного накопления и развития остаточных деформаций под действием многократного приложения нагрузки.

Для описания прочности свай при повторных динамических нагружениях можно использовать линейное корреляционное уравнение, связывающее σ_{\max} с числом циклов приложения нагрузки [2]:

$$\frac{\sigma_{\max}}{R} = a + b \lg N, \quad (2)$$

где R — прочность бетона; a и b — опытные коэффициенты, характеризующие динамическое упрочнение и стойкость материала к повторным нагружениям.

В результате обработки опытных данных и выявления коэффициентов было получено уравнение регрессии второго порядка для максимальных напряжений, возникающих в свае при забивке:

$$\sigma_{\max} = 370 + 60 H + 42 \gamma_6 - 5 H^2 - 3 \gamma_6^2. \quad (3)$$

Проверка надежности полученного уравнения регрессии (3) по критерию Фишера показала, что $F_p = 1,02 < F_{0,05} = 19,3$, т. е. уравнение описывает экспериментальные данные с вероятностью 95%. Его анализ показывает, что наибольшее влияние на величину максимальных сжимающих напряжений оказывают высота падения молота и объемная масса керамзитобетона.

Графическая интерпретация выражения (3) представлена на рис. 1, из которого видно, что снижение объемной массы керамзитобетона с 1700 до 1300 кг/м³ приводит к уменьшению максимальных сжимающих напряжений. Это объясняется уменьшением инерционных сил, в наиболь-

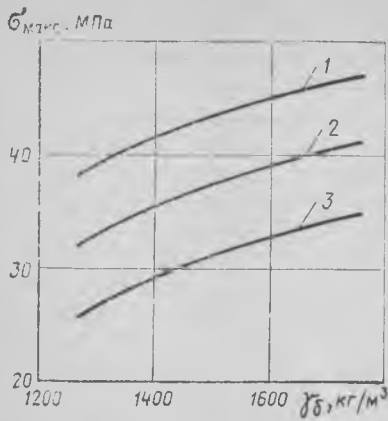


Рис. 1. Влияние объемной массы керамзитобетона на величину максимальных напряжений в свае при ударе в зависимости от высоты падения молота
1 — $H=2$ м; 2 — $H=1,5$ м; 3 — $H=1$ м

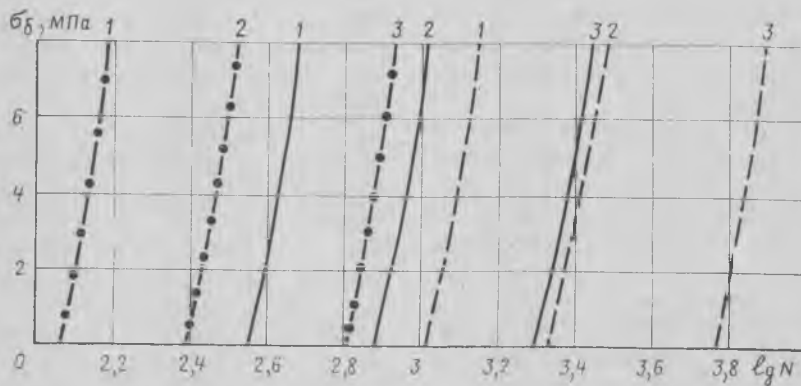


Рис. 2. Влияние напряжения обжатия и объемной массы керамзитобетона на количество циклов до разрушения в зависимости от высоты падения молота
1 — $H=2$ м; 2 — $H=1,5$ м; 3 — $H=1$ м;
— — — при $\gamma_6=1,7$; — — — при $\gamma_6=1,5$; — — — при $\gamma_6=1,3$

рения нагрузки до разрушения опытных образцов N зависит от высоты падения молота, объемной массы керамзитобетона, величины предварительного напряжения и описывается уравнением регрессии:

$$\lg N = 2,96 - 0,372 H + 0,063 \sigma_6 - 0,478 \gamma_6 + 0,0455 H^2 - 0,01 \sigma_6^2 - 0,0145 \gamma_6^2. \quad (4)$$

Проверка надежности данного уравнения по критерию Фишера при уровне значимости $\alpha=0,05$ показала, что $F_p=4,55 < F_T=19,3$.

Из выражения (4) видно, что наибольшее влияние на величину $\lg N$ оказывает объемная масса бетона, что связано со снижением максимальных сжимающих напряжений и увели-

образование поперечных трещин, вызванное отражением от грунта волн растяжения, и тем самым повышает общую жесткость конструкции. Кроме того, предварительно напряженные сваи работают с повышенным значением коэффициента асимметрии цикла и, несмотря на некоторое увеличение сжимающих напряжений, оказываются более прочными при действии повторных нагрузок. Можно полагать, что существует предельная степень обжатия, превышение которой приведет к снижению прочности свай вследствие перенапряжения бетона от суммарного действия сжимающих напряжений. Совместное решение уравнений (2), (3) и (4) позволяет выбрать необходимый режим погружения свай, обеспечивающий их сохранность.

Выводы

Применение облегченных бетонов в забивных сваях позволяет получить экономию металла и снизить себестоимость изделия за счет использования заполнителей местного производства.

Исследования показали, что в бетонах пониженной объемной массы уменьшаются напряжения, возникающие при забивке, при этом увеличивается продолжительность удара, что ускоряет погружение свай.

Предварительное напряжение положительно влияет на ударную прочность и снижает процент разрушения свай при забивке.

шей степени определяющих величину контактных напряжений при ударе молота о сваю [3].

Анализ полученных осциллограмм показывает, что форма кривой контактных напряжений и деформаций бетона не зависит от высоты (скорости) падения молота, но в значительной мере определяется упругими свойствами материала свай.

Изменение соотношения масс молота и свай за счет снижения объемной массы бетона приводит к увеличению числа отраженных волн и смещению максимума контактных напряжений во времени [4], т. е. резкий и короткий ударный импульс трансформируется в более длинный и пологий. Это означает, что снижение объемной массы свай не только уменьшает величину возникающих в ней при забивке напряжений, но и ведет к увеличению продолжительности удара, что имеет существенное значение при погружении.

Результаты опытных данных показывают, что количество циклов повто-

чением диссипативных потерь в материале при повторных нагрузках за счет снижения модуля упругости [5].

На рис. 2 дана зависимость $\lg N$ от трех исследуемых факторов. Из графика видно, что рост предварительного обжатия бетона от 0 до 8 МПа увеличивает примерно на 30% необходимое для разрушения образца число циклов.

Исследования показали, что предварительное напряжение предотвращает

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Якушин В. А., Кубашов Е. В., Ямлеев У. А., Ляхов Ю. А. Керамзитобетонные сваи для промышленного и гражданского строительства. — Бетон и железобетон, 1981, № 5.
2. Корчинский И. Л., Беченева Г. В. Прочность строительных материалов при динамических нагрузках. М., Стройиздат, 1966.
3. Бахолдин Б. В. Исследование напряженного состояния свай при ударе. — Основания, фундаменты и подземные сооружения, 1970, № 59.
4. Бидерман В. Л., Малюкова Р. П. Усилия и деформации при продольном ударе. В кн.: Расчет на прочность. Вып. 10. М., Машиностроение, 1964.
5. Деллос К. П. Керамзитобетон в мостостроении. М., Транспорт, 1976.

Ленинградский Дом строительной книги предлагает издания, выпущенные Стройиздатом:

- Ю. М. Баженов, В. А. Вознесенский. Перспективы применения математических методов в технологии сборного железобетона. 1974. 68 к.
- Ю. П. Ключник, И. Ф. Соколовский. Пароразогретые бетонные смеси в домостроительном производстве. 1975. 41 к.
- А. Ф. Милованов. Расчет жаростойких железобетонных конструкций. 1975. 81 к.
- Заказы выслают наложенным платежом без предварительной оплаты.
- Адрес Дома строительной книги: 195027, Ленинград, Большеохтинский пр., 3. Отдел «Книга — почтой».

Совершенствование электротермического натяжения проволочной арматуры в многопустотных панелях

Дальнейшее совершенствование производства и применения железобетона в строительстве связано с использованием наименее металлоемких преднапряженных железобетонных конструкций.

Основным источником снижения расхода металла в таких конструкциях является более широкое применение высокопрочной арматуры. Однако высокие механические характеристики арматурных сталей не всегда используются в полной мере. Во многих случаях количество арматуры в сечении элемента выбирается с учетом требуемой трещиностойкости, а для прочности — с некоторым избытком [1, 2]. Это особенно характерно для конструкций длиной 5—6,3 м, в которых арматуру класса Вр-II натягивают электротермическим способом, менее трудоемким и наиболее распространенным. Повышение уровня преднапряжения высокопрочной проволочной арматуры этим способом с одновременным снижением отрицательного влияния на работу конструкции повышенных температур нагрева арматуры при ее натяжении равноценно снижению металлоемкости некоторых видов железобетонных кон-

струкций. Кроме сведения к минимуму непроездных деформаций нагретых прутков арматуры, увеличения длины нагреваемого участка стержня, повышения стойкости напрягаемой стали против ее разупрочнения при электронагреве повысить уровень преднапряжения можно путем использования особенностей работы изгибаемых элементов и нового способа электронапряжения арматуры.

Известно, что продольная преднапряженная арматура изгибаемых конструкций (панелей, плит), как правило, не может устанавливаться в соответствии с эпюрой изгибаемых моментов и ее прочностные характеристики неодинаково используются по длине изделий. Так, в свободно опертых изгибаемых элементах в средней зоне они используются в большей степени, а на крайних участках — в меньшей. Это позволяет применить новый способ натяжения арматуры*. Стержень разделяют на три участка, на границах которых закрепляют токоподводящие контакты (см. рисунок), после чего через каждую часть стержня

пропускают электрический ток. На конечных участках сила тока принимается большей по сравнению со средним участком либо увеличивается время прохождения тока. При этом допускается (в зависимости от класса стали) нагрев средней части стержня до 250—500°C, а конечных участков — до 350—600°C. Нагретый стержень укладывают в упоры силовой формы и в результате его охлаждения осуществляется натяжение. Повышенный нагрев крайних участков вызывает дополнительное удлинение, что обеспечивает повышение уровня предварительного натяжения арматурных элементов. Снижение временного сопротивления арматуры крайних участков, подвергнутых повышенному нагреву при оптимальных длине этих участков и степени разупрочнения, не снижает прочностных характеристик конструкции в целом, а изменение характера деформаций арматурного элемента позволяет повысить точность преднапряжения. Так создаются предпосылки для более эффективного использования прочностных свойств арматуры.

НИИЖБ, Бюро внедрения НИИСК с участием Харьковского инженерно-строительного института разработаны чертежи многопустотных панелей перекрытий и отдельных узлов конструкций установки для нагрева стержней по зонам, отработаны технологические режимы натяжения. Испытаны опытные образцы панелей, изготовленные по этим чертежам. В них предусмотрено снижение расхода высокопрочной проволочной арматуры более чем на 20%; повышение преднапряжения арматуры до 850 МПа; температуры нагрева арматуры до 550°C в крайних зонах арматурного элемента, равных $0,22l$ (l — длина панели), и нагрев средней зоны арматурного элемента ($0,56l$) до 400°C.

Результаты испытаний сопоставляли с расчетами, полученными при лабораторных испытаниях образцов арматуры и бетонных контрольных кубов,



Схема расстановки электроконтактов при нагреве арматурных стержней традиционным (а) и предложенным (б) способами

1 — арматурный стержень; 2 и 3 — крайние и промежуточные токоподводящие контакты; 4 — шунт; t_p — температура нагрева, регламентируемая нормами; t_k — температура нагрева крайних зон арматурного стержня, превышающая регламентируемую на 150—300°C; $l_3 > l_3^*$ — длины заготовок до нагрева при традиционном и

предложенном способах натяжения; $\Delta l_3 < \Delta l_3^*$ — удлинения заготовок от нагрева;

l_4 — длина заготовок после нагрева

Таблица 1

Марка панели	Расход стали, кг на 1 м ³ изделия	Расход на панель высокопрочной проволоки класса Вр-1, кг	Трудоемкость изготовления 1 панели, чел.-ч	Экономический эффект от внедрения, р/м ³			
						$M_{р}^{оп}$	$M_{р}^{теор}$
ПК6-63-12	25,17	23,28	7,31	0,55			
ПК6-63-12пр	15,34	17,46	6,95				
ПК8-63-12	30,60	30,07	7,92	2,3			
ПК8-63-12пр	21,95	20,37	7,06				
ПК8-60-12	28,71	24,84	7,45	2,12			
ПК8-60-12пр	20,54	16,58	6,67				
ПК8-60-15	27,65	31,28	9,08	1,37			
ПК8-60-15пр	20,37	22,1	8,43				

Примечания: 1. В числителе — эталон (серия 1.141-1, вып. 26, 27) из бетона марки М200; в знаменателе — новая техника из бетона марки М300.
2. В эталонных панелях применена высокопрочная проволока с промежуточными анкерными головками.

а также с фактическими геометрическими размерами сечений панелей в местах разрушения (табл. 1).

За достигнутые напряжения в арматуре при разрушении панелей в одном случае принято временное сопротивление высокопрочной проволоки (разрушение панели произошло из-за разрыва части арматуры); в другом —

Обозначение панелей	Разрушающий момент, тс·м		$C = \frac{q_{оп}}{q^p}$	Прогиб от кратковременной нагрузки, мм		Момент трещинообразования, тс·м		q^H
	$M_{р}^{оп}$	$M_{р}^{теор}$		$f_{оп}$	$f_{теор}$	$M_{тр}^{оп}$	$M_{тр}^{теор}$	
П-24-2	19,379	19,38	1,64	5,15	5,22	11,3	10,21	1,12
П-51	17,964	17,705	1,54	7,48	7,42	11,03	11,04	1,19

Примечания. Характер разрушения: для панелей П-24-2 — прогиб $>1/30$, разрыв части арматуры; для панелей П-51 — текучесть арматуры, разрушение сжатой зоны бетона, прогиб $>1/30$.

условный предел текучести проволоочной арматуры. В обоих случаях образцы проволоки извлекались из средней зоны испытанных панелей. Сопоставление показывает высокую сходимость опытных данных с теоретическими (табл. 2).

Полученные результаты испытаний позволили рекомендовать панели, преднапрягаемые новым способом, к внедрению на предприятиях промышленного объединения Укрпромжелезобетон Минпромстроя УССР.

Стоимость 1 м³ (по внешнему размеру) указанных многоспустотных панелей перекрытий по сравнению с типовыми решениями по серии 1.141-1 на 1—2 р. ниже (см. табл. 1):

Внедрение нового способа натяжения арматуры позволило в 1981 г.

Первомайскому заводу ЖБК № 2 ПО Харьковжелезобетон при выпуске 9 тыс. м³ панелей перекрытий снизить их себестоимость на 19,7 тыс. р. и сэкономить 54 т стали. Аналогичная технология натяжения высокопрочной проволоочной арматуры при изготовлении многоспустотных панелей налажена на Харьковском заводе ЖБК № 1 ПО Харьковжелезобетон и на Полтавском заводе ЖБИ № 7 ПО Кременчугжелезобетон.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ
1. Бердичевский Г. И., Крамарь В. Г., Воробьев А. Н. Исследование предварительно-напряженных панелей перекрытий. — В кн.: Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений. Под ред. Г. И. Бердичевского. М., Стройиздат, 1977.
2. Маркаров Н. А., Таршиш В. А., Павлов С. П. Роль контроля предварительного натяжения арматуры при оценке качества конструкций заводского изготовления. — В кн.: Неразрушающие методы контроля качества железобетонных конструкций. Под ред. Г. И. Бердичевского. М., Стройиздат, 1972.

К 60-летию образования СССР

ВДНХ СССР в юбилейном году

Многие тематические выставки, экспозиции и смотры на ВДНХ СССР в этом году проходят под знаком юбилея Союза ССР. Посетители знакомятся с многочисленными экспозициями, отображающими трудовой вклад тружеников братских республик в дело реализации решений XXVI съезда КПСС.

На пресс-конференции, состоявшейся на ВДНХ СССР, исполняющий обязанности директора выставки К. П. Черняев познакомил журналистов с главными темами экспозиций, назвал наиболее крупные выставки, посвященные 60-летию образования СССР.

Так, крупнейшая выставка — «В семье единой». Ее экспозиция рассказывает о расцвете союзных республик в единой семье народов СССР, о вкладе каждой республики в построение материально-технической базы коммунизма. Экспозиция также убедительно покажет,

что создание крупных территориально-производственных комплексов, строительство БАМ, Саяно-Шушенской ГЭС, освоение нефтяной целины Западной Сибири, преобразование Нечерноземной зоны РСФСР — это крупные вехи укрепления экономического могущества нашей страны.

В павильоне «Центральный» посетители могут познакомиться с экспозицией «Союз нерушимый республик свободных», отображающей достижения СССР за 60 лет, показывающей пути решения важнейших народнохозяйственных задач в одиннадцатой пятилетке.

Среди юбилейных экспозиций — «Братский союз — основа расцвета союзных республик» в павильонах Академии наук СССР. Здесь раскрывается значение создания советского государства для расцвета союзных республик.

Специальные тематические выставки посвящаются важным событиям в жизни нашей Родины. В экспозиции выставки «Советские профсоюзы — влиятельная сила нашего общества» отражены ход предъюбилейного социалистического соревнования «60-летию образования СССР — 60 ударных трудовых недель», вклад москвичей в развитие этого соревнования, замечательные подвиги и начинания тружеников столицы.

XIX съезду ВЛКСМ посвящена выставка НТТМ-82, которая широко знакомит посетителей с участием молодежи в движении «Одиннадцатой пятилетке — ударный труд, знания, инициативу и творчество молодых!». Экспонентами этой выставки являются более 600 производителей объединений, предприятий, НИИ, учебных заведений.

В. П. САВЕНКОВ, ИНЖ.

Победители Всесоюзного социалистического соревнования

За достижение наиболее высоких и устойчивых показателей во Всесоюзном социалистическом соревновании, в выполнении Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1981 год и повышенных социалистических обязательств переходящими Красными знаменами ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ с занесением на Всесоюзную Доску почета на ВДНХ СССР награждены:

По Министерству строительства в районах Дальнего Востока и Забайкалья коллектив Комсомольского домостроительного комбината, г. Комсомольск-на-Амуре Хабаровского края.

По Министерству строительства предприятий нефтяной и газовой промышленности коллектив Сургутского домостроительного комбината Главзапсибжилстроя, Тюменская область.

По Министерству мелиорации и водного хозяйства СССР коллектив завода по производству сборного железобетона треста Промстройматериалы Главастраханрестроя, г. Астрахань.

По Министерству промышленного строительства СССР коллективы: домостроительного комбината Киевоблпромстроя, г. Белая Церковь Киевской области; Кимовского завода железобетонных изделий треста Тулжелезобетон, Тульская область; Минского производственного объединения индустриального домостроения имени 50-летия СССР; Орловского завода «Стройиндустрия» Орловского управления строительства; треста крупнопанельного домостроения Главзападуралстроя, г. Пермь.

По Министерству сельского строительства СССР коллективы: Белоцерковского комбината «Стройиндустрия» объединения «Укрсельстройиндустрия», Киевская область; завода железобетонных изделий треста Череповецсельстрой, г. Череповец Вологодской области; сельского строительного комбината № 4 управления Магадансельстрой, г. Анадырь Магаданской области; Слуцкого сельского строительного комбината, Минская область.

По Министерству строительства СССР коллективы: Гатчинского сельского домостроительного комбината, Ленинградская область; домостроительного комбината Ленинадского треста крупнопанельного домостроения, г. Ленинад; домостроительного комбината Чувашского территориального управления строительства, г. Новочебоксарск; Каунасского домостроительного комбината, Литовская ССР; Таллинского домостроительного комбината имени 60-летия Октября.

По Министерству строительства предприятий тяжелой индустрии СССР коллективы: государственного проектного института Карагандинский Промстройпроект, г. Караганда; Курского производственного объединения «Курскстройдеталь»; треста Железобетонстройдеталь, г. Рудный Кустанайской области.

По Министерству энергетики и электрификации СССР коллектив ордена «Знак Почета» производственного объединения «Днепроэнергостройиндустрия», г. Светловодск Кировоградской области.

По Государственному комитету СССР по делам строительства коллективы: государственного ордена Трудового Красного Знамени головного проектного института Казгорстройпроект Госстроя Казахской ССР, г. Алма-Ата;

Центрального ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательского и проектного института строительных металлоконструкций, г. Москва.

По предприятиям и организациям, подчиненным министерствам и ведомствам союзных республик и исполкомам местных Советов народных депутатов:

По РСФСР коллективы:

ордена Трудового Красного Знамени домостроительного комбината № 3 Главмосстроя, г. Москва;

Правобережного объединения строительных материалов имени Я. М. Свердлова Главленстройматериалов, г. Ленинград.

По Украинской ССР коллектив домостроительного комбината № 3 Главкиевгорстроя.

По Узбекской ССР коллектив Ташкентского ордена «Знак Почета» домостроительного комбината № 1 Главташкентстроя.

За достижение высоких результатов во Всесоюзном социалистическом соревновании, успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1981 год переходящими Красными знаменами ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ награждены:

По Министерству промышленного строительства СССР коллективы: завода железобетонных изделий № 3 объединения Рязаньстрой, г. Рязань;

Кошебальского щебеночного завода треста «Железобетон» Главсочиспецстроя, Адыгейская автономная область;

ордена «Знак Почета» домостроительного комбината № 1 Харьковжилстроя, г. Харьков;

Симферопольского домостроительного комбината имени XXVI съезда КПСС Крымстроя.

По Министерству промышленности строительных материалов СССР коллективы: производственного объединения «Ярославльстройматериалы»; Семипалатинского комбината сборного железобетона № 1.

По Министерству строительства СССР коллектив домостроительного комбината Главульяновскстроя, г. Ульяновск.

По Министерству строительства предприятий тяжелой индустрии СССР коллективы: Коммунарского завода строительных конструкций производственного объединения «Ворошиловграджелезобетон», Ворошиловградская область; Свердловского домостроительного комбината.

По Государственному комитету СССР по делам строительства коллективы:

Белорусского научно-исследовательского и проектного института по строительству на селе Госстроя Белорусской ССР, г. Минск;

Института проектирования городского строительства Госстроя Литовской ССР, г. Вильнюс.

По предприятиям и организациям, подчиненным министерствам и ведомствам союзных республик и исполкомам местных Советов народных депутатов:

По РСФСР коллектив завода железобетонных изделий № 11 Главмоспромстройматериалов, г. Москва.

УДК 624.75.234/.24:725.4

В. М. БАТАШЕВ, д-р техн. наук; А. А. БОРОДИН, В. И. ФЕДОРЧУК, кандидаты техн. наук, А. Т. ЯНКОВСКИЙ, инж. (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т); Л. Ф. МАРТЮХИНА, инж. (Приднепровский Промстройпроект); Ю. Т. ДЯЧЕНКО, инж. (комбинат Днепрометаллургстрой)

Центрифугированные конструкции нулевого цикла промзданий

В последнее время для промышленных зданий применяют центрифугированные железобетонные стойки вместо типовых колонн сплошного прямоугольного сечения, при этом снижается их материалоемкость и стоимость [1].

В Днепропетровском инженерно-строительном институте предложили использовать центрифугированные колонны для возведения конструкций нулевого цикла промзданий с техническими (подвальными) этажами высотой до 6—8 м. В таких зданиях объем монолитного фундамента колонны каркаса достигает 30—40 м³ и более. Перекрытия над подвальным этажом рассчитывают на временную нагрузку до 15—20 тс/м². Усилие на колонну от перекрытия составляет 500—700 тс.

Вместо монолитных подколонников устраивают сборно-монолитные рамы с центрифугированными стойками и центрифугированные колонны перекрытия (рис. 1). Стойки рам заделывают в обычные стаканы в фундаментной плите или свайном ростверке. На колоннах устраивают монолитные оголовники с анкерными болтами, закладными деталями или стаканами для крепления колонн, балок перекрытий и пр. По сравнению с монолитными подколонниками в рамах с центрифугированными стойками уменьшается расход бетона в 1,5—3 раза, цемента на 40—60%, стали на 30—45%; стоимость снижается на 25—40%; по сравнению со сборными рамными подколонниками расход бетона уменьшается в 1,5 раза, цемента до 30%; стоимость снижается на 15 %.

Испытывали натурные образцы рамных подколонников с одной и двумя центрифугированными стойками с наружным диаметром 560 мм и толщиной стенки 80—90 мм при внецентренном сжатии. Стойки загружали продольной и поперечной силой. Армировали их стержнями диаметром 12 мм из стали класса А-V с низким уровнем преднапряжения. Стойки изготавливали в формах длиной 22 м на Мироновском заводе ЖБК. Призменная прочность центрифугированного бетона в опытных образцах составляла 550—620 кгс/см². Стойки заделывали в оголовники из бетона марки М200 на глубину 600 мм. Образцы нагружали гидравлическими домкратами.

Деформации бетона измеряли тензореосторами с базой 50 мм, смещение стоек относительно оголовников из-за податливости сопряжения — индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Нагружение производили этапами при увеличении продольной или поперечной силы. Деформации бетона на сжатой

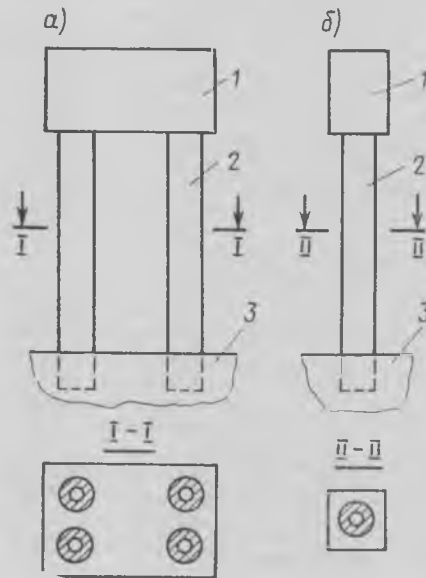


Рис. 1. Конструкции нулевого цикла с центрифугированными стойками

а — подколонник рамного типа; б — колонна технического этажа; 1 — оголовник; 2 — стойка; 3 — фундамент

грани стоек, не превышающие 1—1,5%, увеличивались почти пропорционально нагрузке, а при большем значении заметно проявлялись неупругие деформации. Непосредственно перед разрушением стоек деформации сжатия бетона составляли 2,7—3,2%. Ширина раскрытия нормальных трещин при условной нормативной нагрузке не превышала 0,15—0,2 мм.

На растянутой грани стоек в месте контакта с оголовниками стойки смещались из-за податливости сопряжения. При деформации удлинения арматуры $\epsilon_a = 1\%$ смещение составляло 0,6 мм и увеличивалось пропорционально деформации арматуры. Наклонные трещины в стойках не появлялись. Расчет показал, что в зависимости от продольных и поперечных нагрузок, действующих на подколонник, можно применять рамные подколонники без промежуточных распорок в пределах высоты стоек. Это упрощает и удешевляет их конструкцию. Статический расчет рамных подколонников с учетом упругой работы стоек и оголовника несколько переоценивает усилия в растянутых (или менее сжатых) стойках и недооценивает их в более сжатых стойках в связи с уменьшением действитель-

ной жесткости растянутых стоек в результате образования трещин и проявления неупругих деформаций бетона. Разрушение рамного подколонника произошло в наиболее напряженном сечении сжатой стойки (рис. 2).

Оголовники стоек армируют сетками из стержней диаметром 12 мм из стали класса А-III, с шагом 80—100 мм. В проектах нагрузки от балок передаются на оголовники через опорные листы и в оголовниках возникает сложное напряженное состояние бетона. Для проверки прочности оголовников их испытывали на воздействие сосредоточенных сил, имитирующих реакцию металлических балок перекрытий. Оголовники могут разрушиться от продавливания конического объема во внутреннюю полость стойки или от смятия в контакте со стойкой, так как марка бетона оголовника в 4 раза ниже марки центрифугированного



Рис. 2. Испытанный образец подколонника

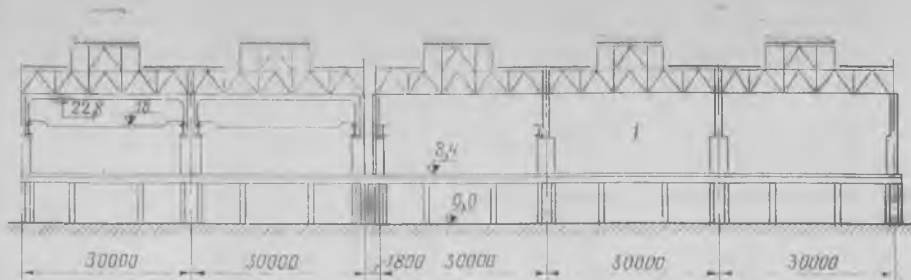


Рис. 3. Блок цехов литейного производства
1 — рабочая площадка

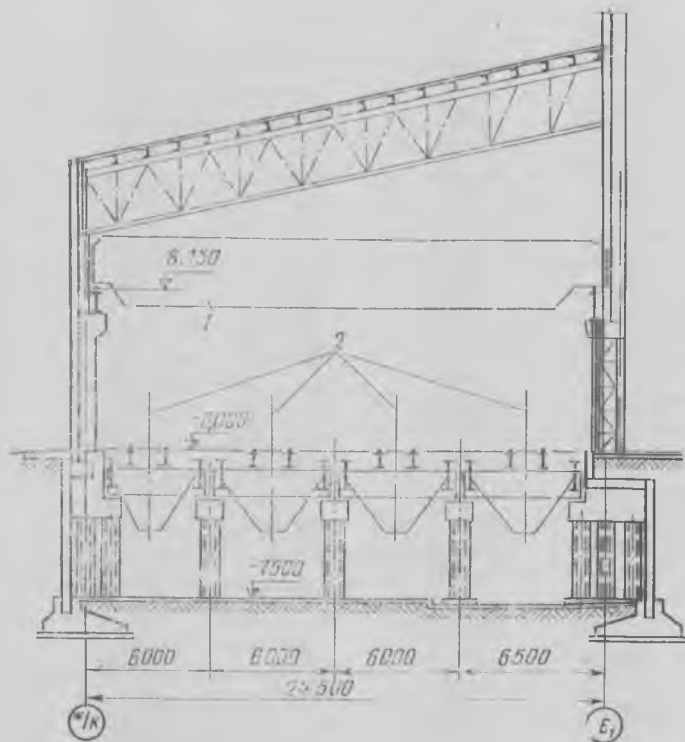


Рис. 4. Отделение спецразгрузки блока складов
1 — мостовой электрический кран грузоподъемностью 15,3 тс; 2 — ось железнодорожного пути

бетона. Наиболее высоким сжимающим напряжениям подвергается участок бетона оголовника между опорным листом и торцом стоек подколонника. Высота этого участка в опытных образцах составляла 400 мм. Оголовники разрушались в основном от смятия при усилии 700—950 тс в зависимости от размеров опорных листов. Испытания подколонников и их элементов подтвердили их надежность и соответствие расчетным данным.

В Минтяжстрое УССР несущие центрифугированные конструкции обычно выпускают на технологических линиях по производству опор ЛЭП, оборудованных роликовыми центрифугами. На них можно изготавливать колонны в формах диаметром 560 мм, длиной до 26 м. На этих центрифугах получают бетон марок М700—М900 на рядовых заполнителях при расходе цемента до 550 кг/м³. Применение высокопрочного центрифугированного бетона позволяет значительно снизить расход бетона и стали [2]. В проектах стойки подколонников имеют толщину стенки 100—120 мм, армиру-

ются продольными стержнями класса А-III и напрягаемыми стержнями класса А-V. Поперечная арматура класса В-I в виде спирали. Расчет стоек выполняют по Руководству [3].

В Приднепровском Промстройпроекте, Укрспиромезе и тресте Днепротяжстрой выполнены проекты нескольких цехов с применением центрифугированных конструкций. Некоторые из них находятся в стадии строительства. В Приднепровском Промстройпроекте выполнен проект блока цехов литейного производства (рис. 3). В здании имеется технический этаж высотой 8,4 м. Временная нагрузка на перекрытие технического этажа составляет 8 тс/м². Применены свайные фундаменты с монолитными железобетонными ростверками. На стадии проработки рассматривались четыре типа подколонников: монолитные, сборные двутаврового сечения, рамные со стойками прямоугольного и кольцевого сечений. Наиболее экономичны колонны технического этажа и подколонники из центрифугированных стоек. По сравнению с монолитными подколонниками эконом-

лено монолитного бетона 63%, стали 44%, цемента 60%; приведенные затраты снижены на 30%. По сравнению с рамными подколонниками со стойками прямоугольного сечения снижен расход железобетона на 32,7%, в том числе сборного на 63,5%, цемента на 31,2%; приведенные затраты сэкономлены на 14,6%.

В Укрспиромезе выполнен проект отделения спецразгрузки блока складов сыпучих материалов, ферросплавов и известняка кислородно-конвертерного цеха, находящегося в стадии строительства. Подколонники и колонны бункерного отделения выполнены из центрифугированных железобетонных труб (рис. 4). Применение центрифугированных конструкций снизило материалоемкость подколонников и колонн бункерного отделения по сравнению с монолитными подколонниками. Расход бетона сэкономлен на 30,6%, стали на 25,6%, сметная стоимость снижена на 22,5%.

Рассмотренные здания запроектированы с применением центрифугированных колонн диаметром 560 мм, которые можно изготавливать на технологических линиях по производству опор ЛЭП. Вариантное проектирование показало, что в некоторых случаях более экономичны центрифугированные колонны диаметром 700—800 мм, однако возможности изготовления этих колонн весьма ограничены. Строительным министерствам необходимо строить специализированные цехи по производству несущих центрифугированных конструкций. Такие цехи имеются в Минпромстрое БССР, Минтрансстрое СССР и некоторых других министерствах. По ориентировочным данным, сметная стоимость строительства цеха по производству 10 тыс. м² несущих центрифугированных конструкций составляет 700—900 тыс. р. При среднем снижении стоимости конструкций за счет применения центрифугированного железобетона до 100 р/м² ожидаемый экономический эффект составит около 1 млн. р. в год. При этом снизится расход бетона на 20 тыс. м³, цемента на 4500 т, стали на 1800 т.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Бердичевский Г. И., Пецольд Т. М., Ласочкин В. Г. Эффективность центрифугированных колонн кольцевого сечения. — Бетон и железобетон, 1977, № 2.
- 2 Баташев В. М. Прочность, трещиностойкость и деформация железобетонных элементов с многоядным армированием. Киев, Будівельник, 1978.
- 3 Руководство по проектированию, изготовлению и применению железобетонных центрифугированных конструкций кольцевого сечения. М., Стройиздат, 1979.

И. А. РЫБЬЕВ, д-р техн. наук (ВЗИСИ); Г. В. СОКОЛОВ, канд. техн. наук;
И. В. ШЕЛУХИНА, А. Н. ЗУБАВИН, инженеры (Горьковский филиал Гипродорнии)

Изучение микротрещинообразования бетона акустическими методами

Известно, что модели упругости заполнителей из высокопрочных пород в 1,5—2 раза выше модулей упругости растворной части бетона [1]. При сжатии образцов бетонов на таких заполнителях вследствие значительной разницы в величинах деформаций заполнителей и растворной части происходит раннее образование микротрещин, а при дальнейшем нагружении — отрыв раствора от зерен заполнителей и разрушение бетона.

В то же время модули упругости карбонатного щебня и раствора примерно одинаковы. Высокая прочность сцепления такого щебня с цементным камнем приводит к тому, что образование и развитие микротрещин в карбонатных бетонах происходит вначале в крупных зернах заполнителей, а затем распространяется на растворную часть. В бетонах на высокопрочных заполнителях процессы микротрещинообразования начинаются в контактной зоне.

Определение параметров развивающихся трещин играет важную роль при оценке строения материалов с конгломератным типом структуры. В момент образования новой или при росте уже появившейся трещины освобождается энергия обратимой деформации. Она вызывает упругий импульс, распространяющийся со скоростью звука от трещины к периферии элемента. Упругие импульсы-щелчки, возникающие при образовании трещин в исследуемом материале и называемые акустической эмиссией, в большинстве случаев имеют высокочастотное наполнение, малые частоты и длительности. Они регистрируются специальной высокочувствительной аппаратурой. Метод акустической эмиссии основан на регистрации сигналов, которые возникают в материале при его растрескивании под действием нагрузок, температурных колебаний, коррозионных сред и т. п. Это дает возможность судить непосредственно об источниках упругих импульсов — микротрещинах, которые определяют

поведение хрупких тел при различных нагрузках.

Метод акустической эмиссии является весьма перспективным для изучения особенностей разрушения бетонов, что позволяет не только оценить, но и значительно повысить надежность работы конструкций. Обнаружение возникающей трещины и определение ее координат, размеров и скорости изменений дает возможность предотвратить разрушение, а также назначить оптимальные сроки профилактических ремонтов.

В выполненных Горьковским филиалом Гипродорнии экспериментальных работах регистрация сигналов акустической эмиссии при деформировании бетонных образцов осуществлялась с помощью специальной установки, состоящей из акустического регистратора усталостных повреждений (АРУП-3), мультиметра Ф6034 и усилителя. В комплект установки входил также одноканальный самописец НЗ27-1, регистрация велась в частотном диапазоне 0,01—150 кГц.

При исследовании процессов микротрещинообразования акустическими методами использовали образцы цементных бетонов марок М300 и М400 оптимальной структуры размером $10 \times 10 \times 40$ см, приготовленные с применением гравия и песка, карбонатного щебня и кварцевого песка, карбонатного щебня и карбонатного песка.

Всего было испытано 100 образцов. Крепление датчиков акустической эмиссии, изготовленных на основе пьезокерамики, производилось с помощью эластичного бандажа через слой контактной смазки в средней зоне образца.

Испытывали образцы при одноосном сжатии с постоянной выдержкой на разных ступенях нагружения. При этом фиксировалось общее число осцилляций N . Суммарное число осцилляций N_p соответствует моменту разрушения образца, за который принималось появление первой видимой трещины. Синхронность остановки счета и разрушения достигалась одновременным отключением датчика и пресса.

Первые импульсы акустической эмиссии появляются уже на ранних стадиях нагружения, что обусловлено развитием микротрещин в отдельных зонах. Наиболее ранние импульсы регистрируются в бетонах на гравии и кварцевом песке, они соответствуют возникновению микротрещин в контактной зоне. В бетонах на карбонатных заполнителях микротрещинообразование начинается на более поздних стадиях нагружения, но происходит более интенсивно, что объясняется образованием микротрещин не только в контактной зоне и растворной части, но и в крупных зернах заполнителя (рис. 1).

Необходимо отметить, что абсолютные значения суммы осцилляций при исследовании процессов микротрещинообразования имели значительный разброс результатов, выравнивающийся (до $\pm 10\%$) при введении относительных величин N/N_p и R/R_p .

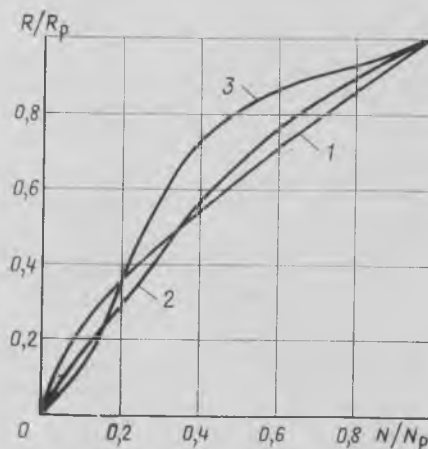


Рис. 1. Кривые накопления импульсов акустической эмиссии при одноосном сжатии бетонов

1 — бетон с карбонатным щебнем и отходами его дробления, $V/C=0,9$; 2 — бетон с карбонатным щебнем и кварцевым песком, $V/C=0,7$; 3 — бетон с гравием и кварцевым песком, $V/C=0,475$

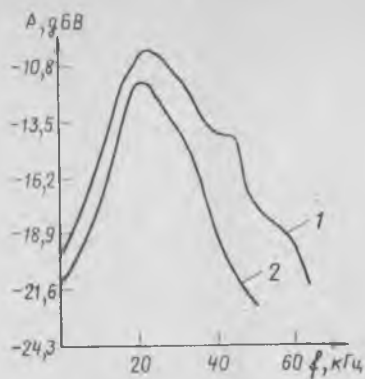


Рис. 2. Амплитудно-частотные характеристики сигналов, прошедших через образцы цементных бетонов
1 — бетон с гравием и кварцевым песком; 2 — бетон с карбонатным щебнем и отходами его дробления

Новые возможности исследования структуры открывает акустический спектральный метод, основанный на амплитудно-частотном анализе спектров импульса, прошедших через исследуемый материал. Характеристики исследуемых в ультразвуковой спектроскопии коротких импульсов колебательной энергии и импульсов белого света аналогичны. Они также представляют собой некоторый спектр частот, поэтому анализ импульсов после их взаимодействия с контролируемым объектом может дать такие же данные, как и получаемые с помощью оптической спектроскопии.

Методы ультразвуковой спектроскопии были применены при изучении процессов микротрещинообразования в цементных бетонах одновременно с методами акустической эмиссии. Ис-

следования велись с помощью высокочувствительных приборов — анализаторов ультразвуковых спектров СК-4-55 и СК-4-58, предназначенных для измерения параметров электрических сигналов, уровней спектральных составляющих в лабораторных и производственных условиях. Использовался комплект ультразвуковых преобразователей с диапазоном работы 20—150 кГц. Прием ультразвуковых колебаний осуществлялся через слой контактной смазки, преобразователи крепились к образцу с помощью эластичного биндажа.

Установлено, что амплитудные составляющие импульсов, прошедших через образцы бетона на карбонатных заполнителях, несколько меньше, чем в бетоне на гравии (рис. 2), что объясняется большей пористостью карбонатных заполнителей. При нагружении образцов, по мере образования микротрещин уменьшается амплитуда и ширина полосы частот исследуемого сигнала. При этом наблюдается более позднее начало процессов микротрещинообразования в бетонах с карбонатным заполнителем, хотя при дальнейшем увеличении нагрузки эти процессы протекают более интенсивно, что полностью согласуется с данными исследований методами акустической эмиссии.

На рис. 3 приводятся данные об изменении максимума спектра A_{\max} в зависимости от степени нагружения цементных бетонов оптимальной и неоптимальной структур [2]. Как видно из рисунка, в бетонах оптимальных структур изменение амплитудных составляющих происходит менее интенсивно. Аналогичные результаты по-

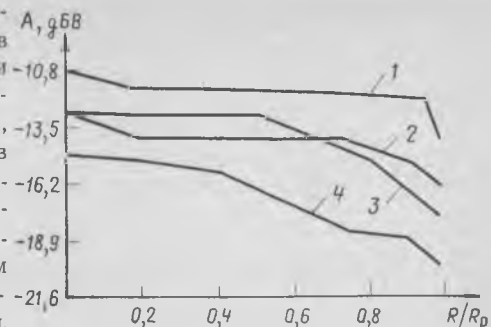


Рис. 3. Изменение максимума (A_{\max}) спектра в зависимости от степени нагружения бетона
1 — бетон с гравием и кварцевым песком при оптимальном $V/C=0,4$; 2 — бетон с гравием и кварцевым песком при $V/C=0,35$; 3 — бетон с карбонатным щебнем и отходами его дробления при оптимальном $V/C=0,7$; 4 — бетон с карбонатным щебнем и отходами его дробления при $V/C=0,75$

лучены при изучении изменения ширины полосы частот спектра сигнала, прошедшего через исследуемый материал.

Выводы

Использование метода акустической эмиссии и метода ультразвуковой спектроскопии позволило получить новые данные о процессах микротрещинообразования в бетонах. Относительная простота, быстрота и достаточная точность делают рассмотренные методы весьма перспективными как при проведении исследовательских работ, так и при наблюдении за работой конструкций в эксплуатационных условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Маилан Р. Л. Бетон в карбонатных заполнителях. Изд-во Ростовского университета, 1967.
2. Рыбев И. А. Строительные материалы на основе вяжущих веществ. М., Высшая школа, 1978.

Пересмотреть стандарты на цементы

Технические и правовые аспекты стандартов на строительные цементы нуждаются в совершенствовании, так как не отличаются достоверностью, четкостью и объективностью. Важнейшие характеристики цемента как строительного материала в стандартах не нормируются.

Допустим, поступали вагоны с цементом марки М500 по документам от правителя. Лаборатория и работники склада должны быстро решить, в какой силос его разгрузить, если в паспортах не указана гарантированная марка. Как правило, для надежности цемент разгружают в тот силос, где марка пониже. Это единственный путь застраховаться от фиктивных марок.

Злободневный вопрос: что такое гарантированная марка? Вопрос задан неопроста, и не случайно цементные заводы уклоняются отвечать на него. К тому же ГОСТ 22236—76 (п. 5) разрешает отгрузить с завода-поставщика цемент с 5%-ным снижением марки. С какой маркой он поступит после длительного пути к потребителю, сказать трудно. Пять цементных заводов (Воркутинский, Невьянский, Славянский, Нижне-Тагильский, Горнозаводской) поставляют цемент в Ухту, и ни один не гарантирует марку своей продукции.

ГОСТ 2237—76, регламентирующий способы упаковки и маркировки цемента, грешит недопустимыми послаблениями в ущерб его качеству. Разрешается, например, упаковывать цемент в

тонкие четырехслойные бумажные мешки, которые быстро намокают. А когда цемент попадает на далекую стройку, на них не обнаруживается никаких надписей. Какой цемент в них упакован, какой марки, когда и кем изготовлен? Ответа не найти. Оказывается, и это допускается стандартом.

По нашему мнению, необходимо уточнить и ужесточить требования указанного стандарта с тем, чтобы потребитель всегда мог быть уверен в том, что он получил цемент именно той марки, что указана в сопроводительной документации.

И. С. ЛУБЕНСКИЙ,
В. Ф. ШЕВКОПЛЯС, инженеры (трест Промстрой, г. Ухта)

Ю. Б. МОНФРЕД, д-р техн. наук, проф. (МИСИ), Ю. И. ДОЛИНСКИЙ, канд. техн. наук; М. Л. БАБУШКИН, инж. (ВНИИЖелезобетон)

О назначении резервов для обеспечения работы конвейеров

В промышленности сборного железобетона, в том числе полносборном домостроении, в последние годы происходят реконструкция, техническое перевооружение предприятий, внедрение передовой технологии и прогрессивных технологических линий. Наиболее быстрыми темпами развивается конвейерная технология. За прошедшую пятилетку число конвейеров увеличилось в 1,7 раза. Однако велики еще затраты, расходы по содержанию оборудования, недостаточен уровень освоения мощностей.

Одной из основных причин этого является невысокая организация технологического процесса на конвейерах, которая требует подчинения единому ритму работы постов конвейера, смежных участков и потоков. Однако организация технологических потоков изучена недостаточно. В частности, при проектировании конвейеров технологический процесс, как правило, строится исходя из предпосылки о равномерной, ритмичной работе линии. В соответствии с этим задаются ритмы конвейеров, циклы тепловой обработки, средняя продолжительность технологических операций и т. п.

Для обеспечения работы конвейеров предусматриваются некоторые резервы, приводимые в инструктивной, нормативной и другой литературе, но они не обеспечивают рациональной организации процесса, а в некоторых случаях противоречивы. Так, производительность бетоносмесительных узлов рекомендуется назначать с резервом от 1,2 до 1,7 или рассчитывать по максимальной часовой потребности [1, 2].

Последний способ, получивший широкое распространение, не пригоден при выпуске однородной номенклатуры. При распределении технологических операций по постам коэффициент их загрузки рекомендуется не менее 0,75, а необходимые резервы не заданы. Коэффициент использования камер 0,9 рекомендуется при обслуживании группы конвейеров группой камер, в других случаях резервы не предусматриваются [2]. Определенные нормы имеются по запасу арматуры, отделочных материалов и комплектующих деталей.

Необходимые резервы по технологическим переделам назначаются разработчиками, как правило, на основании собственного мнения и опыта. Например, резервы времени на постах различных конвейерных линий с одинаковыми ритмами и номенклатурой изделий (панели наружных стен) таковы, что число постов на них колеблется от 8 до 20.

В других отраслях промышленности построение потоков осуществляется на основе статистического анализа характера их функционирования: в угольной промышленности — с учетом колебаний интенсивности выдачи угля, в транспорте — интенсивности движения во времени и по длине маршрутов, в машиностроении — продолжительности операций и цикла конвейеров [3] и т. п. В соответствии с характером неравномерности назначаются необходимые резервы. Технологический процесс в машиностроении строится не по номинальному, а по действительному ритму [4] с учетом регламентированных потерь времени.

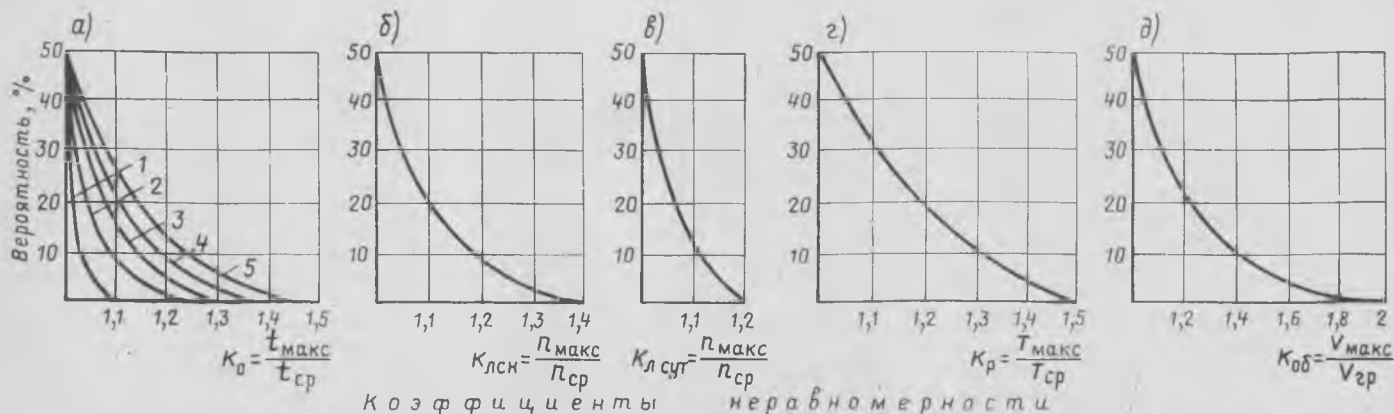
Для обоснованного назначения резер-

вов при конвейерном производстве сборного железобетона во ВНИИЖелезобетоне исследовали неравномерность в работе 20 действующих конвейеров путем хронометража, сбора заводских данных и их статистической обработки. Установлены статистические параметры колебаний ритма конвейеров, продолжительности технологических операций, числа формовок в смену и в сутки, объема формовок и режима термообработки. Отношения максимальных значений этих параметров к средним приняты за коэффициенты неравномерности. Для продолжительности технологических операций они колеблются от 1,1 до 1,55 (минимальный — для автоматизированных операций, максимальный — для ручных операций и сложных изделий). Для ритма конвейера они достигают 1,48; для числа формовок в смену — 1,35; в сутки — 1,2; для объема формовок — 1,8.

Вид операций	Коэффициенты неравномерности	
	изделия простой конфигурации, однослойные	изделия сложной конфигурации, многослойные, офактуренные
Автоматизированные	1,05	1,05
Механизированные	1,15	1,25
Ручные	1,1	1,15
	1,25	1,35
	1,15	1,2

Примечание. Над чертой — при невозможности переноса операций на другой пост; под чертой — при возможности переноса операций.

На основе анализа характера распределения (близкое к нормальному) и полученных кривых вероятности превышения различных коэффициентов неравномерности для назначения резервов продолжительности операций и производительности бетоносмесительных узлов использованы коэффициенты, вероятность превышения которых 2—3% (см. рисунок). Для времени технологических операций они приведены в таблице.



Вероятность превышения различных коэффициентов неравномерности

а — продолжительность операций: 1 — автоматизированных; 2 — механизированных, простые изделия; 3 — ручных, простые изделия; 4 — механизированных, сложные изделия; 5 — ручных, сложные изделия; б, в — число формовок соответственно в смену и в сутки; г — продолжительность ритма; д — объемы формовок

Кроме неравномерности в работе неизбежны потери времени, регламентируемые при нормировании труда. Их учет необходим при рациональном построении технологического процесса по действительному ритму:

$$T_d = T_n K_n, \quad (1)$$

где T_d — действительный ритм; T_n — номинальный ритм, определяющий мощность линии; $K_n = 0,8—0,85$ — коэффициент, учитывающий регламентированные потери времени в соответствии с действующими нормативами [5].

Действительный ритм включает резервы на неравномерность выполнения операций, определяемые операционными коэффициентами. Исходя из действительного ритма задается число постов на линии. При большем числе постов на конвейерах больше вероятность возникновения задержек из-за колебаний продолжительности операций; соответственно возрастает необходимый резерв времени. Начиная с 6 постов, эта вероятность близка к 1, что и определяет максимальные резервы. При числе постов, меньшем 6, резервы времени могут уменьшаться. Уменьшающий коэффициент m выражается формулой

$$m = 1 - 0,5^{n-1}. \quad (2)$$

где n — число постов.

Необходимые резервы производительности бетоносмесительных узлов обеспечиваются при расчете по максимальной часовой потребности в бетонной смеси. Однако установлено, что во всех случаях (в том числе при однородной номенклатуре изделий) коэффициенты неравномерности не должны превышать 0,7 при подаче смеси к одному формовочному посту и 0,8 — к двум и более постам (в последнем случае неравномерность частично погашается).

Неравномерность в работе конвейера может приводить к необеспеченности цикла тепловой обработки, особенно при его длительности менее 12 ч. Необходимые в этом случае резервы, если они не обеспечены конструктивными или иными мероприятиями, требуют увеличе-

ния заданного цикла тепловой обработки на 10% при его длительности от 8 до 12 ч и на 15% — при длительности менее 8 ч.

При отсутствии или недостаточном значении резервов фактическая производительность конвейера снижается. Так, отсутствие резервов времени на технологических постах, компенсирующих колебания продолжительности операций, снижает производительность на 5—25%, отсутствие резервов на регламентированные потери времени — на 10—15%, производительность бетоносмесительных узлов — на 20—30%, пропускной способности камер — на 10—15%.

По данным анализа действующих и проектируемых конвейеров, в некоторых случаях принятая производительность бетоносмесительных узлов недостаточна и не компенсирует неравномерность потребления бетонной смеси.

Распределение операций по постам, осуществляемое без учета неравномерности, приводит к ошибкам в размещении оборудования и назначении числа постов. На большинстве обследованных линий имеется нехватка или излишек постов на отдельных участках или линии в целом, что приводит к сбоям в работе и удорожанию производства. Отсутствие резервов при назначении объема камер и числа форм в них также сдерживает производство и ухудшает качество изделий.

В большинстве случаев для компенсации неравномерности на линиях требуется увеличить число постов или объем камер на 10—20%, что при незначительных дополнительных капиталовложениях обеспечивает необходимую фактическую производительность и создает благоприятные условия для ритмичной работы конвейеров.

Необходимое число технологических постов и форм в камерах, а также рациональное значение резерва производительности бетоносмесительного узла предусмотрено на двухветвевых конвейерных линиях [6], разработанных совместно Гипрогражданпромстройем и ВНИИЖелезобетоном для заводов крупнопанельного домостроения в Свердловске, Днепропетровске и др. Двух-

ветвевая компоновка формовочной линии и камер термообработки устраняет зависимость между длиной камер и длиной формовочных ветвей и позволяет назначать оптимальные параметры технологических участков.

В «Общесоюзных нормах технологического проектирования предприятий сборного железобетона» (ОНТП-7-80), с учетом приведенных данных, предусмотрены коэффициенты неравномерности к производительности бетоносмесительных узлов и частично к продолжительности технологических операций. В «Руководстве по заводской технологии изготовления наружных стеновых панелей из легких бетонов на пористых заполнителях» (М., Стройиздат, 1980) даны рекомендации по резервам применительно к производству панелей наружных стен.

Выводы

Технологический процесс следует строить по действительному ритму, а при распределении операций по постам, назначении производительности бетоносмесительных узлов и объема камер термообработки необходимо предусматривать резервы на неравномерность в работе конвейеров. При этом незначительное увеличение капиталовложений обеспечивает ритмичную работу конвейеров и повышает их экономическую эффективность.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по определению производительной мощности предприятий сборного железобетона. М., Минстройматериалов, 1977.
2. Сорочер В. И. Примеры и задачи по технологии бетонных и железобетонных изделий. М., Высшая школа, 1972.
3. Автоматизация и механизация производственных процессов в машиностроении. Под ред. Г. А. Шаумяна. М., Машиностроение, 1967.
4. Новиков М. П. Основы технологии сборки машин и механизмов. М., Машиностроение, 1969.
5. Нормативы времени на производство железобетонных изделий и конструкций на заводах сборного железобетона. Вып. 1. Изд-е 2-е, перераб. и доп. М., НИИТруда, 1974.
6. Долинский Ю. И., Папиров Н. Я. Новые двухветвевые конвейеры по производству панельных конструкций. — Конвейерное производство железобетонных изделий. Материалы семинара. М., МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского, 1981.

УДК 666.97.035.4

Г. Д. ДИБРОВ, чл.-корр. АН УССР;
А. И. КОНОПЛЕНКО, Н. А. СТОРОЖУК, кандидаты техн. наук
(Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

Повышение эффективности вакуумной обработки бетонных смесей

Вибровакумирование свежесформованных бетонных изделий [1, 2] дает значительный эффект, если, используя высокую структурную прочность вакуум-бетона, при помощи вакуумщитов изделия сразу же извлекают из формы, транспортируют и укладывают в штабеля. Некоторые результаты исследований и разработок, выполненных авторами в этой области, изложены ниже.

При вакуумировании важно, чтобы вакуум-щит плотно прилегал и перемещался за обрабатываемой бетонной смесью, обезвоживая и одновременно уплотняя ее. Для этой цели создан щит с гибкой вакуум-полостью. Такими щитами укомплектована, в частности, вибровacuумная машина МОБ-УВ-2 для формирования объемных элементов (блок-комнат). Машины успешно эксплуатируются на комбинате объемно-

панельного домостроения в Кременчуге.

В ДИСИ предложен фильтр из перфорированной пленки (полиэтиленовой обычной или армированной) или резины толщиной до 1 мм. Для изготовления фильтров создана надежно работающая машина производительностью 80—120 м²/ч.

Фильтры успешно прошли испытания на вибровacuум-формовочных машинах МОБ-УВ-2, а также при возведении конструкций из монолитного бетона. Они не прилипают к бетону и имеют незначительное трение при укладке смеси в вертикальные формы. Стоимость пленок невелика, что допускает при необходимости одноразовое использование фильтров.

Предложен способ вакуумной обработки при помощи объемного фильтра разового использования из пористого мелкозернистого бетона (рис. 1): Оцен-

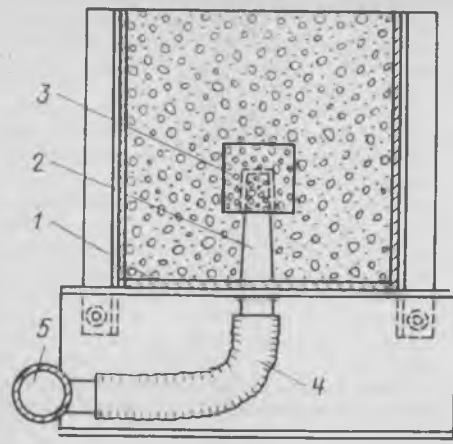


Рис. 1. Устройство для уплотнения бетонных смесей под действием вакуума

1 — форма; 2 — патрубок с конической перфорированной частью; 3 — пористый объемный фильтр; 4 — соединительные шланги; 5 — коллектор вакуум-системы

ка этого способа вакуумирования и традиционных проведена при сравнении формования кубов с размером ребра 20 см. Объемные фильтры размером $7 \times 7 \times 7$ см были изготовлены из полусухой цементно-песчаной смеси состава 1:8. Образцы формовали¹ в одинаковых условиях [3]. Данные (рис. 2) показывают, что использование объемных фильтров позволяет сократить продолжительность вакуумной обработки в 3—5 раз по сравнению с другими способами. Кроме того, представляется возможность упростить вакуумное оборудование, совместить этот процесс с другими технологическими операциями, исключить операцию по уходу за вакуум-щитом и промывку фильтров. Полная герметизация объемного фильтра, рациональное его расположение в формируемом изделии и относительно большая поверхность его соприкосновения с уплотняемой смесью позволяют существенно повысить эффективность вакуумной обработки. Прочность вакуум-бетона, уплотненного с использованием объемного фильтра, на 40—60% выше прочности виброуплотненного в тех же пределах, что и для вакуум-бетонов, уплотненных при помощи вакуум-щитов.

При изготовлении дорожных и тротуарных плит с немедленной распалубкой на перфорированный поддон с бортовой оснасткой, закрепленный на виброплощадке, укладывают рельефные резиновые листы². Затем укладывают бетонную смесь оптимального состава и производят ее вибровакуумную обработку по рациональному режиму. Свежеотформованное изделие (группа изделий одного формования) вместе с резиновой подкладкой поднимают при помощи вакуум-щита и транспортируют на тележку или на пост твердения. Структурная прочность вакуум-бетона за счет капиллярной контракции [4] позволяет укладывать свежеотформованные изделия в штабель (4—8 шт. по высоте), при этом резиновые подкладки являются одновременно прокладками между изделиями. Такая технология позволила сократить парк металлоформ (поддонов).

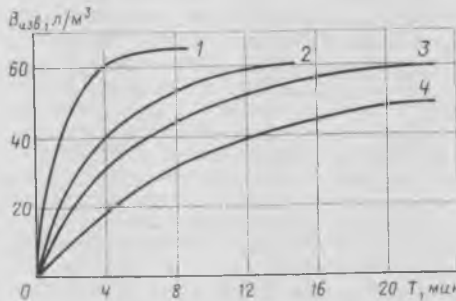


Рис. 2. Количество извлеченной воды при вибровакуумировании бетонной смеси

1 — при использовании объемного пористого фильтра; 2 — то же, вакуум-трубки; 3 — при помощи вакуум-щита с фильтром из перфорированной резины толщиной 1 мм; 4 — то же, с фильтром из технической синтетической ткани

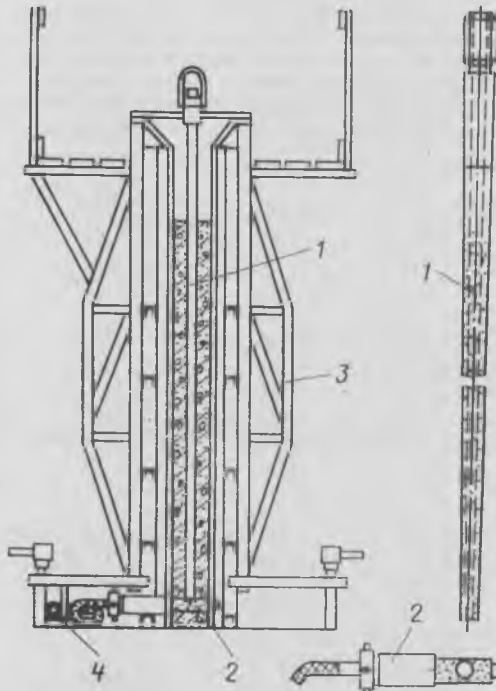


Рис. 3. Схема вакуумной обработки бетонной смеси в переставной опалубке

1 — вертикальная вакуум-трубка; 2 — горизонтальная вакуум-трубка; 3 — щиты опалубки; 4 — коллектор вакуум-системы

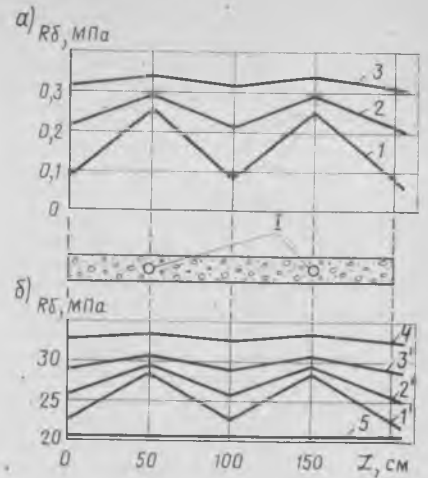


Рис. 4. Распределение прочности бетона по длине конструкции

а — вакуум-бетон; б — виброуплотненный бетон; 1, 2, 3 — структурная прочность свежееотформованного бетона при продолжительности вакуумирования соответственно 30, 45, 60 мин; 1', 2', 3' — соответственно прочность бетона через 28 сут; 4 — то же, при вакуумировании 60 мин с повторным вибрированием через 20 мин после начала вакуумирования; 5 — прочность виброуплотненного бетона

1 — вакуум-трубки

Продолжительность тепловой обработки сокращена до 5 ч против 9 ч для плит, уплотняемых вибрацией. В возрасте 28 сут прочность вакуум-бетона в 1,5 раза превысила прочность вибрированного (соответственно 46 и 31 МПа).

Для вакуумирования бетонной смеси в переставной опалубке при возведении сооружений из монолитного бетона предложено специальное оборудование³. После сборки опалубки и установки вакуум-трубок с фильтром из полиэтиленовой пленки (рис. 3) укладывают бетонную смесь и кратковременно вибрируют ее. Затем через коллектор подключают вакуум-трубки, вода, извлекаемая из смеси, удаляется из вакуум-трубок под действием вакуума и гравитационных сил.

Испытания вакуумного оборудования на фрагменте размером $0,2 \times 2 \times 2,8$ м показали достаточную надежность в работе и возможность использования его в строительстве. Использовали бетонную смесь с соотношением Ц:П:Щ:В = 1:2,2:3,8:0,61 (О.К. = 3—4 см, $m_v = 2442$ кг/м³), портландцемент марки 400, гранитный щебень фракции 10—20 мм, песок днепропетровский $M_k = 1,2$.

Установлено, что вакуумирование позволяет получить структурную прочность бетона, обеспечивающую немедленную распалубку свежееотформованной конструкции при существенном повышении прочности в возрасте 28 сут по сравнению с виброуплотнением бетоном (рис. 4).

Таким образом, применение простых вакуум-трубок с фильтром из дешевой синтетической пленки открывает воз-

¹ А. с. № 402464. Способ уплотнения бетонных смесей. А. И. Конопленко, Н. А. Сторожук. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1973, № 42.

² Осуществлено на комбинате Днепропетростройматериалы.

³ А. с. № 545735. Устройство для возведения сооружений в переставной опалубке. Н. А. Сторожук, А. И. Конопленко и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1977, № 5.

возможности для успешного использования вакуумирования при возведении сооружений из монолитного бетона.

Выводы

Предложена технология изготовления вакуумированных изделий с немедленной распалубкой, повышающая в 1,5 раза прочность бетона, исключающая тепловую обработку и сокращающая парк металлоформ.

Применение фильтров из объемных пористых элементов разового исполь-

зования упрощает технологию, сокращает продолжительность вакуумирования и уменьшает энергоемкость оборудования.

Использование простых вакуум-трубок с фильтром из синтетической перфорированной пленки позволяет применить метод вакуумирования при возведении сооружений из монолитного бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гершберг О. А., Левченко Е. А. Эффектив-

- ность вакуумирования мелкозернистых смесей. — Бетон и железобетон, 1973, № 5.
 2. Конопленко А. И., Сторожук Н. А. Оптимальный состав бетонной смеси, подвергаемый вакуумированию. — Бетон и железобетон, 1973, № 5.
 3. Сторожук Н. А. Оптимальное управление процессом вибровакuumной обработки бетонной смеси. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1980, № 12.
 4. Остриков М. С., Дибров Г. Д., Данилова Е. П. О роли сил капиллярной контракции в процессах поперечного увлажнения и высушивания цемента. — Доклады АН УССР. 1953, № 3.

УДК 691-412:536.2

Т. И. БАБАНИНА, Л. Ф. КОНОНОВА, инженеры (Днепропетровский филиал НИИСП); А. П. ЛИХОПУД, инж. (ПО Запорожжистройдеталь)

Теплопроводность стеновых блоков из бетона на доменных гранулированных шлаках

Бетон на доменных гранулированных шлаках (или шлакобетон) является традиционным стеновым материалом. Однако из-за высокой объемной массы шлакобетона складывается неверное представление о его теплотехнических качествах. В СНиП II-3-79 приведены обобщенные данные по теплопроводности бетона на доменных гранулированных шлаках разных заводов.

Днепропетровским филиалом НИИСП совместно с ПО Запорожжистройдеталь исследовались теплотехнические качества наружных крупных стеновых блоков из бетона на доменных гранулированных шлаках для строительства жилых зданий 87-й серии.

Блоки изготавливают на доменном гранулированном шлаке объемной массой 1100—1170 кг/м³ завода «Запорожсталь» следующего состава: цемент—320—370 кг (в зависимости от марки); граншлак—1,2—1,3 м³.

Наружную отделку блоков выполня-

ют из цементно-песчаного раствора марки 100 толщиной 3 см. Шлакобетонную смесь готовят на автоматизированном инвентарном бетонном заводе С-780 с непрерывным дозированием составляющих и перемешиванием смеси производительностью 30 м³/ч. Коэффициент вариации прочности составляет 11—12%. Смесь подают к месту формирования ленточными транспортерами. Наибольшая длина транспортирования (с одной перегрузкой) 50 м. Изделия из шлакобетона формируют на формовочных постах по поточно-агрегатной технологии бетоноукладчиками СНЖ-69А, на вибростолах СМЖ-187А, а пропаривают в ямных камерах размером 4×7 м, глубиной 3,5 м.

Теплотехнические качества стеновых блоков исследовали в климатической камере при расчетной температуре наружного и внутреннего воздуха соответственно —24 и +18°C. Результаты исследований приведены в табл. 1.

Таблица 1

Объемная масса блока, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности блока, Вт/(м·К) (ккал/м·ч·°С)	Влажность по массе, %		Толщина блока, см	Сопротивление теплопередаче, м ² ·К/Вт (м ² ·ч·°С/ккал)
		блока	шлакобетона		
1760	0,459(0,395)	7,85	8,12	40,1	1,03 (1,198)
1674	0,51(0,44)	13,63	13,87	40	0,939 (1,092)
1775	0,54(0,464)	11,97	12,1	40,4	0,905 (1,053)
1806	0,513(0,441)	11,67	12,02	40,1	0,939 (1,092)
1753	0,545(0,469)	11,37	11,75	40,5	0,899 (1,046)

Примечание. Толщина наружного фактурного слоя из цементно-песчаного раствора составляет 3 см и входит в общую толщину блока.

Таблица 2

Объемная масса шлакобетона, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности λ, Вт/(м·К) (ккал/м·ч·°С) при влажности по массе W, %						Δλ / ΔW, Вт/(м·К·%) (ккал/м·ч·°С)/%	
	0	2	4	6	8	10		12
1600	0,38 (0,33)	0,41 (0,36)	0,44 (0,38)	0,47 (0,41)	0,51 (0,44)	0,53 (0,46)	0,57 (0,49)	0,0158 (0,0133)
1700	0,45 (0,39)	0,49 (0,42)	0,53 (0,46)	0,57 (0,49)	0,6 (0,52)	0,64 (0,56)	0,68 (0,59)	0,0194 (0,0167)

Одновременно определяли коэффициенты теплопроводности шлакобетона на образцах-плитках, изготовленных из той же бетонной смеси. Для этого использовали лабораторную установку, в основу работы которой положены сравнительный метод и принцип стационарного теплового режима. Температура испытания образца составляла 20—25°C, градиент температуры в образце 1—3°C на 1 см. Данные приведены в табл. 2.

Таким образом, коэффициенты теплопроводности исследуемого шлакобетона при расчетных температурах наружного и внутреннего воздуха (состояние работы отражающей конструкции в зимний период) более чем на 60% ниже принятых по СНиП II-3-79. Это обусловлено, по нашему мнению, наличием стекловидной фазы в доменном гранулированном шлаке, которая влияет на связь влаги с материалом и на фазовое состояние влаги.

Можно предположить, что при отрицательной температуре имеющаяся в шлакобетоне влага переходит не в лед, а в иней, и снижает теплопроводность материала по сравнению с теплопроводностью его при положительной температуре. Теплопроводность исследуемого шлакобетона объемной массой 1600—1800 кг/м³ эквивалентна теплопроводности керамзитобетона объемной массой 1300—1400 кг/м³ на керамзитовом песке.

Для определения расчетной влажности и расчетных коэффициентов теплопроводности шлакобетона определяли влажность материала крупных стеновых блоков в жилых зданиях 87-й серии, эксплуатируемых в течение 2—4 лет. С увеличением срока эксплуатации зданий от двух до четырех лет влажность шлакобетона не снизилась и составляла для зданий, эксплуатируемых в течение двух лет, 10,69%, в течение четырех лет — 10,88%, влажность цементно-песчаного раствора составляла соответственно 8,37 и 7,67%. Не ожидается значительного снижения влажности и при более длительной эксплуатации зданий. Отбор проб на влажность производили на глубину 27 см с наружной стороны стены северо-западной ориентации, отделанной плиткой «кирис» на цементно-песчаном растворе марки 100 толщиной 3 см.

Данные выполненных исследований позволяют рекомендовать наружные крупные стеновые блоки толщиной 40 см из бетона марки М100, объемной массой 1700—1800 кг/м³, на доменном гранулированном шлаке завода «Запорожсталь» для строительства жилых зданий 87-й серии в районах с расчетной температурой наружного воздуха —24°C.

Новые формовочные посты на линиях пустотного настила

На предприятиях Минэнерго в 1980—1981 гг. были введены в эксплуатацию новые конвейерные линии для производства плит пустотного настила шириной 1,2 и 1,5 м серий ИИ-04 и I-141.

Линии выполнены по типу трехъярусного вертикально замкнутого стана, с термообработкой изделий закрытым паром в щелевых камерах, со съемной бортооснасткой (немедленной распалубкой). Две такие линии, в том числе одна двухрядная, с двумя плитами по ширине на одной поддоне-вагонетке пущены на Мироновском заводе ЖБК Донецкой обл., две — на Опытном заводе строительных материалов и конструкций в г. Тольятти.

Производительность линий с двухместными поддонами-вагонетками — 60 000 м³, с одноместными — 30 000 м³ (при двухсменной работе).

Особенностью технологии этих линий являются формовочные посты, на которых успешно применены водонаполненные вибропуансоны¹.

¹ А. с. № 319475. В. Г. Воронин. Волновой вибрационный механизм. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1971, № 33.

А. с. 444652. В. Г. Воронин. Волновой вибрационный механизм. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1974, № 36.

Принцип устройства виброоргана таков. Герметически закрытый пуансон под небольшим давлением заполняется водой, в нем размещают одну или две высокочастотные вибробулавы. Благодаря упругости жидкой среды волновые колебания от вибробулавы равномерно распространяются по всей длине вибропуансона, обеспечивая уплотнение бетонной смеси, а сама булава, находясь в воде, работает в благоприятных условиях, без ударов и резких изменений нагрузок, с низким уровнем шума, что обеспечивает ее длительную эксплуатацию.

В прошлом неоднократные попытки применения водонаполненных вибропуансонов на ряде заводов оканчивались неудачей, так как не были учтены некоторые особенности их конструкции. Толщина стенок трубы пуансона не должна превышать 6 мм, так как при большей толщине волновые колебания гасятся из-за избыточной жесткости труб. Кроме того, необходимо достигнуть полной герметизации пуансона и вибробулав, особенно в месте ввода проводов. В воде пуансона не должно быть «воздушных мешков» или вакуумных зон, так как при этом передача виброволн резко ухудшается. Подводя-

щие провода и обмотка электродвигателей должны надежно защищаться от попадания воды, на вводе в каждый пуансон должен быть автомат-предохранитель.

Внедрение водонаполненных вибропуансонов на промышленных установках заводов Минэнерго показала, что их отличают бесперебойная эксплуатация, низкий уровень шума, длительный межремонтный период, простота эксплуатации, малая энергоемкость, хорошая сохранность форм-вагонеток ввиду воздействия на них вибрации через бетон.

Формовочные машины оснащены вибропуансонами двух типов: с одним и двумя вибробулавами. Разнотипные вибропуансоны располагаются в шахматном порядке, для взаимного перекрытия зон с нулевыми амплитудами по площади плиты. Крайние пуансоны — у бортооснастки должны быть, как правило, с двумя вибробулавами.

Корпус вибропуансона (см. рисунок) состоит из цельнотянутой стальной трубы диаметром 159/6 с хвостовиком и оголовником. Внутри пуансона устанавливаются одна или две высокочастотные вибробулавы ИВ-59 с частотой вибрации 5800 об/мин, мощностью 0,6 кВт со снятой верхней частью (рукоятка, часть штанги, пакетный выключатель) и трубопроводами с битумной заливкой в стыках.

В корпус пуансона со стороны хвостовика вворачиваются пробка и ниппель для заливки воды. Резиновые амортизаторы одеваются на трубопроводы для удержания их в заданном

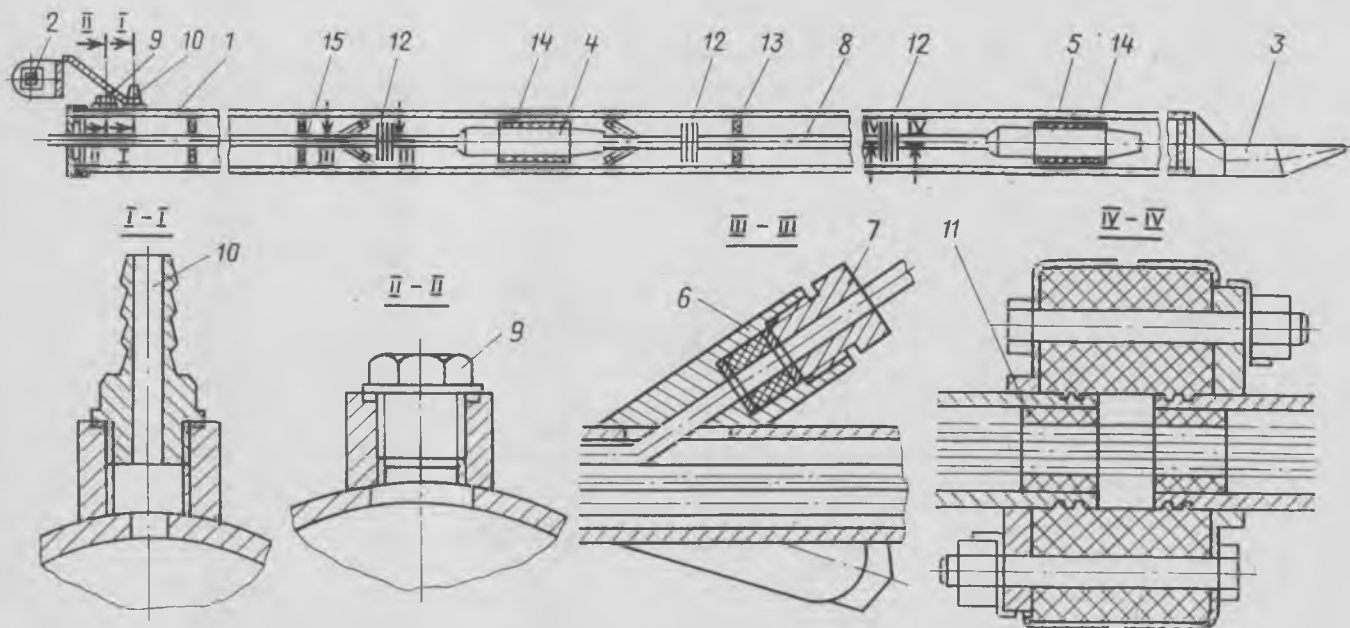


Схема двухбулавного вибропуансона

1 — корпус вибропуансона; 2 — хвостовик; 3 — оголовник; 4, 5 — вибробулава ИВ-59; 6 — штуцера; 7 — гайки; 8, 15 — трубопроводы; 9 — пробка; 10 — ниппель; 11 — стыки; 12 — эластичные муфты; 13 — амортизаторы; 14 — обмотка из хлорвиниловой пленки

положении и уменьшения вибрации. По длине трубопроводы сочленяются эластичными муфтами.

Между корпусом виброулавливателя и внутренней поверхностью трубы получается зазор около 1 мм. Зазор образуется при обмотке корпуса виброулавливателя полихлорвиниловой клейкой пленкой шириной не менее 200 мм, которая одновременно служит амортизатором. Подключение электродвигателей всех виброулавливателей должно обеспечивать их одно-стороннее вращение. Питание электродвигателей производится током частотой 200 Гц. Ток преобразуется либо электронными ПЧС-10, либо механическими преобразователями частот ИС-9401. Для подводки питания к электродвигателям применялись вибропроводомаслостойкие автомобильные провода ПГВА-10 и ПГВА-6, укладываемые в герметизированные трубопроводы. Места ввода проводов в трубу защищаются штуцерами с гайками. Герметизация достигается обжатием гайкой резиновой втулки, в отверстие которой пропускается провод.

Все виброулавливатели формовочной машины гибкими водопроводными шлангами через ниппель подсоединены к общему гидрокolleктору, снабженному манометром и вентилем. Установленный на тележке для перемещения пуансонов гидрокolleктор подключается к водопроводной сети или к ручному подкачивающему устройству. Давление воды в пуансонах должно составлять 1 ати, однако дальнейшее его повышение не влияет на уплотняющую способность виброулавливателя.

Опыт эксплуатации водонаполненных виброулавливателей показал, что при амплитудах колебаний 0,2—0,35 мм уплотнение бетона достигается за 3—5 мин. Уровень шума без включенного виброулавливателя составляет 70—80 дБ.

При двухлетней эксплуатации линии с выпуском 30 плит в смену водонаполненные виброулавливатели работают без капитального ремонта не менее года.

Выводы

Применение водонаполненных виброулавливателей при изготовлении плит пустотного настила на формовочных постах с немедленной распалубкой понижает уровень шума, уменьшает расход электроэнергии, сокращает объем ремонтных работ, увеличивает срок службы форм, обеспечивает высокую производительность линии.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 125401, Москва, Высокосовольный пер., д. 1, Опытное производственно-техническое предприятие «Энерготехпром».

В помощь проектировщику

УДК 624.072.2/3

М. Б. КРАКОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
В. Н. УКОЛОВ, канд. техн. наук (ЦНИИпроект)

Система оптимизации изгибаемых железобетонных конструкций «проба—оптима»

В ЦНИИпроект составлена программа расчета изгибаемых конструкций «проба» [1]. В НИИЖБ разработаны универсальные алгоритмы для оптимизации любых железобетонных конструкций [2]. На основе указанных алгоритмов составлены универсальные программы оптимизации, которые объединены с программой «проба» в единую систему расчета и оптимизации изгибаемых железобетонных конструкций «проба—оптима».

Целевой функцией при оптимизации может служить любой критерий качества (стоимость, расход стали и пр.). Переменными параметрами являются геометрические размеры, прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры, армирование. Задача оптимизации состоит в выборе таких значений переменных параметров, при которых целевая функция минимальна. При этом должны удовлетворяться ограничения на переменные параметры, включающие нормативные, конструктивные и технологические требования.

При разработке системы «проба—оптима» использован принцип разделения параметров [2]. Для изгибаемых конструкций внешними переменными параметрами являются геометрические размеры (высота балок или ребер плит, размеры полок и стенок тавровых и двутавровых сечений и т. п.), марка бетона, класс арматуры. К внутренним переменным параметрам относятся количество и диаметр арматуры, величины, характеризующие положение арматуры в сечении, натяжение преднапрягаемой арматуры и др.

Внешние ограничения, содержащие только внешние переменные параметры, имеют вид: $x_i \min \leq x_i \leq x_i \max$ ($x_i \max$, $x_i \min$ — максимальные и минимальные значения внешнего переменного параметра x_i). Внутренние ограничения, содержащие как внешние, так и внутренние переменные параметры, включают все требования, не учитываемые внешними ограничениями, т. е. нормативные, конструктивные и технологические требования.

Внутренняя задача оптимизации состоит в определении оптимальных значений внутренних переменных параметров, удовлетворяющих внутренним ограничениям. Внешние переменные параметры при этом фиксируются. Для решения внутренней задачи оптимизации служит программа «проба».

Внешняя задача оптимизации заключается в выборе оптимальных геометрических размеров, марки бетона и класса арматуры, удовлетворяющих внешним ограничениям. Для ее решения составлены три универсальные программы, реализующие алгоритмы методов покоординатного спуска, поиска по деформируемому многограннику и случайного поиска. С помощью первых двух программ осуществляется локальный поиск, третьей — глобальный. Если одна из программ перестает уменьшать целевую функцию, оператор имеет возможность включить вторую программу, затем третью, а при необходимости вновь первую или вторую и т. д.

Одновременное решение внешней и внутренней задач оптимизации дает решение общей задачи оптимизации. С этой целью выполняются опыты. В соответствии с алгоритмом решения внешней задачи оптимизации фиксируются значения внешних переменных параметров, удовлетворяющих внешним ограничениям, решается внутренняя задача оптимизации и вычисляется целевая функция.

Комплекс «проба—оптима», составленный для ЭВМ «Минск-22», включает блок универсальных программ оптимизации УПО, блок расчета конструкций БР, представляющий собой программу «проба», и блок стыковки БС. БС содержит массивы возможных значений внешних параметров, величины внешних переменных параметров в начальном приближении, данные для вычисления целевой функции и проверки внешних ограничений.

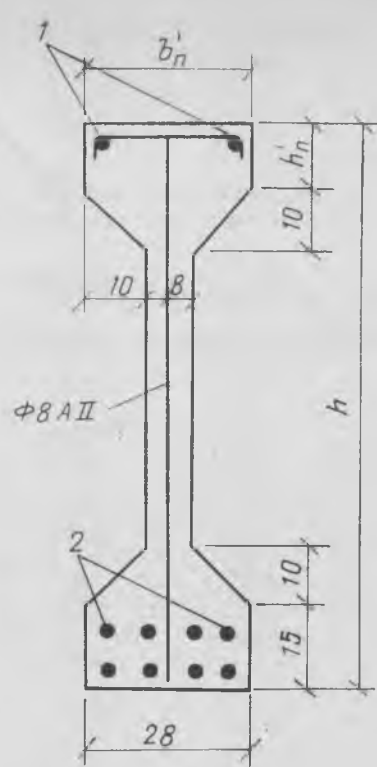
Программа работает следующим образом. БС пересылает значения внешних переменных параметров в началь-

ном приближении в БР, где решается внутренняя задача оптимизации. Затем величины внутренних переменных параметров поступают в БС, где вычисляется значение целевой функции. Там значения внешних переменных параметров в начальном приближении при необходимости нормируются (приводятся к безразмерному виду) и вместе с соответствующим значением целевой функции передаются в блок УПО. На основе принятого алгоритма назначается следующий набор значений внешних переменных параметров, который поступает в БС. При необходимости проводится нормирование параметров. Если внешние ограничения не выполняются, сведения об этом передаются в блок УПО, где назначается следующий набор значений внешних переменных параметров. Если ограничения выполняются, размерные внешние переменные параметры поступают в БР для решения внутренней задачи оптимизации. Соответствующие значения внутренних переменных параметров пересылаются в БС, где определяется значение целевой функции, и т. д. Результаты каждого опыта выводятся на печать. Проверка условий окончания работы происходит в УПО.

В качестве примера приведем результаты оптимизации преднапряженной балки пролетом 12 м (см. рисунок). Нагрузки на балку, способ натяжения арматуры и начальный вариант приняты по Руководству [3].

В системе «проба—оптима» может быть использована любая целевая функция. В реальном проектировании в БС можно вводить данные, позволяющие учитывать стоимость материалов, технологические затраты, расходы на стены и ограждения, зависящие от высоты конструкции, эксплуатационные затраты, связанные с изменением объема помещения, и т. п. В данном примере для упрощения в качестве целевой функции принята суммарная стоимость материалов «в деле».

Внешними переменными параметрами являются ширина и высота полки $b_{п}$ и $h_{п}$, высота балки h и марка бетона R_6 . Толщина стенки двутаврового сечения балки принята в начальном приближении равной 8 см — минимально возможной по технологическим соображениям. С увеличением толщины стенки возрастает целевая функция, поэтому при оптимизации толщина стенки не варьируется. Примем, что по технологическим и конструктивным соображениям в балке используется арматура класса К-7, диаметром 15 мм (класс арматуры не варьируется). При опти-



Сечение преднапряженной балки пролетом 12 м
1 — $F_a = 2\text{Ø}16\text{A-II}$; 2 — $8\text{Ø}15\text{K-7}$
(начальный вариант) и $7\text{Ø}15\text{K-7}$
(оптимальный)

мизации внешние переменные параметры могли принимать следующие значения: $b_{п}^*$ — 24, 26, 28, 30, 32, 34 см; $h_{п}^*$ — 10, 12, 14, 16, 18, 20 см; h — 84, 89, 94, 99, 104 см; R_6 — 40, 50, 60 МПа.

В качестве внутренних переменных параметров приняты количество канатов напрягаемой продольной арматуры 15К-7, величина предварительного натяжения, площадь сечения верхней продольной ненапрягаемой арматуры, параметры каркасов поперечной арматуры, толщина стенки на опоре, длина опорного утолщения стенки.

Внутренняя задача состояла в опре-

делении оптимальных значений внутренних переменных параметров при фиксированных значениях $b_{п}^*$, $h_{п}^*$, h , R_6 . При этом учитывались все требования СНиП, которым должна удовлетворять балка [3]. Внешняя задача оптимизации состояла в выборе оптимального сочетания $b_{п}^*$, $h_{п}^*$, h , R_6 из всех возможных. При выполнении опыта фиксировали возможное сочетание этих значений, решали по программе «проба» внутреннюю задачу оптимизации и вычисляли целевую функцию.

Для решения внешней задачи оптимизации вначале использовали программу, реализующую метод покоординатного спуска. Стоимость начального приближения $b_{п}^* = 24$ см; $h_{п}^* = 12$ см; $h = 89$ см; $R_6 = 50$ МПа (см. рисунок, начальный вариант) оказалась равной 83,14 р. После проведения 15 опытов программа остановилась. Значения внешних переменных параметров оказались следующими: $b_{п}^* = 26$ см; $h_{п}^* = 10$ см; $h = 94$ см; $R_6 = 40$ МПа; стоимость 74,78 р. Затем оптимизация продолжалась с помощью программы, реализующей метод случайного поиска. На четвертом опыте была получена конструкция со значениями внешних переменных параметров: $b_{п}^* = 24$ см; $h_{п}^* = 10$ см; $h = 99$ см; $R_6 = 40$ МПа; стоимость 72,94 р. (см. рисунок, оптимальный вариант). В результате проведенных дополнительно 12 опытов стоимость не уменьшилась. В оптимальном варианте по сравнению с начальным получена экономия стоимости 12,2%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция к программе расчета и проектирования изгибаемых железобетонных конструкций («проба-77»). М., ЦНИПИАСС, 1978, вып. 1—231.
2. Краковский М. Б. Алгоритмы методов безусловной минимизации для оптимального проектирования железобетонных конструкций. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1979, № 5.
3. Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1977.

Московский Дом научно-технической пропаганды имени Ф. Э. Дзержинского, Научно-координационный совет по бетону и железобетону Госстроя СССР в июле 1982 г. проводят научно-технический семинар «Пути повышения огнестойкости строительных материалов и конструкций».

Предприятия и организации, желающие командировать своих представителей для участия в семинаре, перечисляют на расчетный счет МДНТП № 609722 в Волгоградском отделении Госбанка г. Москвы 12 р. 37 к. за каждого командированного участника с обязательным указанием шифра «С—12782с» и своего почтового адреса до 10 июня 1982 г.

МДНТП места в гостинице не предоставляет.

Справки по тел. 221-46-23.

Прочность внецентренно-сжатых элементов по поперечной силе

В Казпромстройиниипроекте изучали влияние динамического характера нагружения, продольной сжимающей силы, а также знакопеременного действия нагрузки на прочность наклонных сечений железобетонных элементов по поперечной силе. Испытания имитировали перерушочный цикл сейсмического воздействия, который характерен для большинства землетрясений. Кроме того, такие воздействия приемлемы при оценке взрывов, ударов и т. п.

Образцы прямоугольного сечения размером 12×20 см имели двойную арматуру классов А-III и А-II, вязанные хомуты диаметром 6 мм, класса А-I и различались видом и маркой бетона, шагом хомутов и пролетом среза. Пять серий изготавливали из тяжелого бетона на гранитном щебне, а шестую — из керамзитобетона. Возраст бетона к моменту испытаний достигал 12—14 мес, а призмная прочность составляла 25,5—52,4 МПа.

Испытание опытных образцов производили по схеме однопролетной балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами. Динамическая поперечная нагрузка создавалась рычажной системой при свободном падении грузовой платформы, обеспечивая однократное динамическое нагружение образцов до разрушения в течение 0,2—0,3 с.

Влияние динамического характера нагружения выявляли сопоставлением прочности аналогичных образцов при однократном динамическом и ступенчатом статическом нагружении. Прочность об-

разцов при кратковременном статическом нагружении удовлетворительно совпадает с нормативной (по СНиП II-21-75), хотя ближе к опытным оказались значения, определенные по методике [1].

Прочность железобетонных образцов при динамическом нагружении, как правило, была выше, чем у образцов-близнецов при статическом нагружении. Для некоторых серий это превышение достигало 26—32%. Однако простой учет в формулах СНиП упрочнения бетона и арматуры при динамическом нагружении приводит к завышению несущей способности (не в запас прочности) по сравнению с опытными значениями на 10—15%. При учете лишь упрочнения арматуры хомутов [2] расчетные значения также превышают опытные на 5—22%.

В результате сравнения работы образцов-близнецов при динамическом и статическом нагружении установлено, что общая величина поперечной силы, воспринимаемой хомутами при динамическом нагружении, увеличивается практически пропорционально упрочнению стали хомутов. Опираясь на опытную прочность бетона при динамическом нагружении, достаточное совпадение расчетной прочности образцов с опытной обеспечивается умножением Q_6 на дополнительный коэффициент m_{x6}^t , который определяется по формуле

$$m_{x6}^t = \frac{m_6^t}{3m_6^t - 2} \quad (1)$$

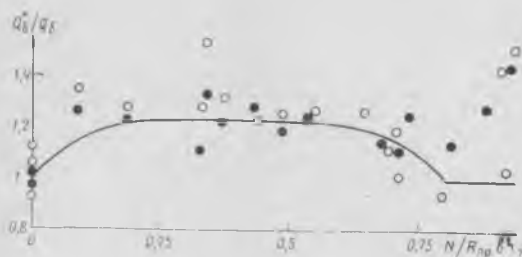


Рис. 1. Отношение опытной величины Q_6 к определенной по СНиП II-21-75 в зависимости от уровня продольной сжимающей силы для колонн из тяжелого бетона
● — при динамическом нагружении; ○ — при статическом нагружении; — по формуле (3)

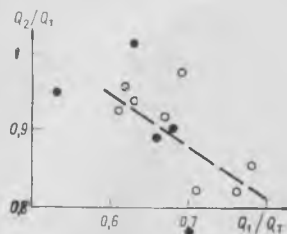


Рис. 2. Влияние уровня предварительного нагружения на прочность железобетонных элементов в противоположном направлении (●, ○ см. по рис. 1)

Тогда нормативная зависимость прочности наклонных сечений элементов по поперечной силе приобретает следующий вид:

$$Q \leq m_{6x}^t Q_6 + \sum m_{ax}^t R_{ax} F_x + \sum m_{ax}^t R_{ax} F_x \sin \alpha, \quad (2)$$

где m_{x6}^t , m_{ax}^t — коэффициенты упрочнения бетона и арматуры при динамическом нагружении.

Среднее отношение опытной прочности при динамическом нагружении к расчетным значениям составило 3,4%, а наибольшее отклонение не превышало 12%. Умножение предельных касательных напряжений в бетоне на m_{6x}^t при расчете прочности по методике [1] также обеспечивает достаточно хорошее совпадение расчетной динамической прочности элементов с опытной. Среднее отношение опытной прочности к теоретической составляло 2,4%, а наибольшее отклонение не превышало 11%.

Для изучения влияния продольной сжимающей силы на прочность наклонных сечений по поперечной силе опытные образцы подвергали обжатую осевой продольной силой, а затем загружали поперечной нагрузкой. Постоянство величин силы обеспечивали пакетом демпфирующих пружин, а неизменность положения — шаровыми опорами. Анализ опытных данных показал, что с увеличением продольной сжимающей силы повышается несущая способность железобетонных элементов по поперечной силе, достигая максимальных значений при $N \approx 0,4 R_{пр} b h_0$ (рис. 1). С дальнейшим увеличением продольной силы прочность опытных образцов снижается и при $N \approx 0,8 R_{пр} b h_0$ близка прочности образцов-близнецов, не нагруженных продольной силой. В результате действия продольной сжимающей силы увеличивается высота сжатой зоны и интенсивность касательных напряжений в бетоне. Однако при больших по величине продольных силах уменьшаются деформации в хомутах, напряжения не достигают предела текучести стали, кроме того, снижается интенсивность касательных напряжений в бетоне. При расчете прочности наклонных сечений на действие поперечной силы для внецентренно-сжатых железобетонных элементов по СНиП II-21-75 величину Q_6 следует умножать на эмпирический коэффициент K_N :

$$K_N = 1,23 - 9 \left(\frac{N}{R_{пр} b h_0} - 0,4 \right)^4 \geq 1. \quad (3)$$

На рис. 1 приведено отношение величины поперечной силы, воспринимаемой бетоном, к нормативной ее величине в зависимости от уровня сжимающей про-

дольной силы для образцов из тяжелого бетона.

При расчете прочности внецентренно-сжатых элементов по методике [1], достаточно хорошее совпадение расчетных значений несущей способности с опытными обеспечивается при уменьшении величины R_{cp} на коэффициент, подсчитываемый по формуле

$$K_N = 1,15 - 2,2 \left(\frac{N}{R_{пр} b h_0} - 0,26 \right)^2. \quad (4)$$

Среднее отношение опытной прочности к расчетной, определенной с учетом K_N по формулам (3), (4) при статическом и динамическом нагружении, не превышало 2—3% при средних квадратических отклонениях 0,12—0,15.

В процессе эксплуатации, в частности при землетрясениях, здания и сооружения подвергаются воздействию знакопеременных нагрузок. Для оценки влияния такого нагружения на прочность наклонных сечений по поперечной силе несколько опытных образцов подвергали двухстадийному испытанию. Первоначально на образец действовала статическая нагрузка, составляющая 60—90% разрушающей, а затем статическая или динами-

ческая нагрузка противоположного направления. Трещины шириной до 0,3 мм после снятия нагрузки не наблюдались, а после больших нагрузок остаточная ширина раскрытия трещин почти линейно зависит от их величины под нагрузкой.

На рис. 2 показано снижение прочности образцов при знакопеременном действии нагрузки в зависимости от величины первого нагружения. Предварительное напряжение до уровня 60% разрушающей нагрузки практически не влияет на прочность железобетонных элементов в противоположном направлении. При увеличении уровня предварительного нагружения до 70 и 80% разрушающей прочность образцов в противоположном направлении снизилась в среднем соответственно на 10 и 20%.

Выводы

Прочность элементов по поперечной силе при динамическом напряжении превышает статическую прочность. Расчет динамической прочности следует производить с учетом динамического упрочнения бетона и арматуры при введении дополнительного коэффициента условий работы.

Продольная сжимающая сила повы-

шает несущую способность по поперечной силе. Однако увеличение прочности элементов наблюдается лишь до определенного уровня продольной силы, а затем отмечается постепенное снижение. Рекомендуется эмпирическая зависимость по учету влияния продольной сжимающей силы на сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил.

Предварительное напряжение до уровня 0,6 разрушающей нагрузки практически не влияет на прочность по поперечной силе в противоположном направлении. При повышении нагрузок до 70 и 80% разрушающей прочность железобетонных элементов в противоположном направлении снижается в среднем соответственно на 10 и 20%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гвоздев А. А., Залесов А. С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов. — Бетон и железобетон, 1978, № 11.
2. Белобров И. К., Мордич А. И. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил. — В кн.: Новое о прочности железобетона. Под ред. К. В. Михайлова. М., Стройиздат, 1977.
3. Прочность колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок / С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, В. А. Гордеецкий и др. — Бетон и железобетон, 1979, № 6.

Теория

УДК 624.012.45:539.3/6

А. А. ГВОЗДЕВ, д-р техн. наук; Е. Ш. ЖУМАГУЛОВ, инж.; А. В. ШУБИК, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Длительное сопротивление железобетонных конструкций при неоднородной деформации

Различная длительность действия нагрузки на бетонные и железобетонные конструкции учитывается действующей главой СНиП II-21-75 с помощью коэффициента условий работы $m_{б1}$. Он принимает значение 1,1 при расчете на кратковременные нагрузки, а при расчете на длительные нагрузки, если для дальнейшего повышения прочности бетона нет благоприятных условий, равен $m_{б1} = 0,85$.

Можно предвидеть, что в условиях неоднородной деформации в силу нелинейной ползучести должно происходить перераспределение высоких напряжений, благоприятно влияющее на длительную прочность элемента.

Чтобы количественно оценить это влияние и предложить его учет в нормах проектирования, в НИИЖБ были проведены исследования. Их экспериментальная часть включала изучение поведения центрально-сжатых бетонных призм размером $10 \times 10 \times 40$ см, нагруженных до уровня напряжений $\eta =$

$= \sigma / R_{цр} = 0,7; 0,85; 0,95$ под длительной нагрузкой. Регистрировалось нарастание деформаций ползучести. Часть призм-близнецов, загруженных до одинакового уровня, разгружалась в разные сроки, после чего регистрировалась обратная ползучесть. Призмы под $\eta = 0,85$ и паходившиеся под самым высоким уровнем напряжений, разрушились под нагрузкой.

Были испытаны также бетонные призмы внецентренно-сжатые с эксцентриситетом, составляющим 0,1 и 0,167 высоты сечения, при кратковременном нагружении до разрушения, а также под длительными нагрузками высокого уровня $N_{дл}/N_{кр} = 0,7; 0,85$ с измерением нарастающих во времени деформаций.

Кроме того, проведены эксперименты для получения диаграммы сжатия бетона с нисходящей ветвью. Эксперименты проводились на бетоне в возрасте более 250 сут с призмной прочностью 25—26 МПа.

Эксперименты позволили решить задачу однородного деформирования бетонного элемента при напряжениях, близких к стадии разрушения, а также и в области проявления нисходящей ветви, а затем перейти к неоднородному деформированию, принимая для нормального сечения внецентренно-сжатого элемента модель в виде совокупности волокон, параллельных продольной оси элемента и деформирующихся с сохранением плоской формы рассматриваемого сечения.

Для решения задачи привлечена нелинейная теория ползучести с учетом накопления повреждений.

Деформации бетона можно выразить формулой

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{E} K(t-\tau) d\tau + \int_0^{\eta_{\max}} F(\eta(t)) \Phi[T(\eta, t)] d\eta, \quad (1)$$

где их линейная часть полностью обратима для старого бетона, а нелинейная полностью необратима часть является функционалом от изменения уровня напряжений во времени. В соответствии с работами [1, 2] для входящих в (1) функций приняты выражения:

$$K(t - \tau) =$$

$$= \frac{\partial}{\partial \tau} \sum_{k=1}^{k=n} A_k (1 - \exp(-\alpha_k (t - \tau))) ; (2)$$

$$\Phi [T(\eta, t)] =$$

$$= \sum_{k=1}^{k=n} B_k (1 - \exp(-\beta_k T)) ; (3)$$

где T — длительность действия соответствующего уровня напряжений, а остальные параметры имеют обычные значения.

Функция нелинейности подобрана в виде:

$$F(\eta(t)) = \frac{\partial}{\partial \eta} K_s \frac{\eta(t)}{1 - s \eta(t)} ; (4)$$

где $\eta(t) = \sigma(t)/R(t)$, в $R(t)$ — текущее значение призменной прочности бетона, снижающееся при накоплении повреждений. Для учета последних в соответствии с работой [3] принята зависимость

$$R(t) = R_{пр} \times$$

$$\times \left\{ 1 - \frac{m+1}{P} \int_0^t \left(\frac{\sigma(\tau)}{R_{пр}} \right)^m d\tau \right\}^{\frac{1}{m+1}} ; (5)$$

где параметры m и P имеют значения: $m=49$, $P=0,9$ сут.

Снижение прочности бетона, обусловленное накоплением повреждений, ведет к повышению уровня напряжений.

Решение с использованием описанного подхода удобно показать применительно к опытам в работе [4] при очень медленных скоростях деформирования. Эти опыты представляются ценными, поскольку в сечениях реальных конструкций, находящихся под длительным

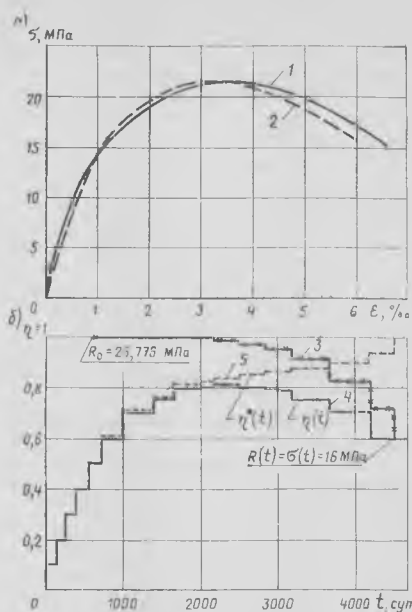


Рис. 1. Диаграммы сжатия бетона (а) и кривые изменения уровней напряжений и прочности (б)
1 — по опыту [4]; 2 — теоретическая; 3 — прочность $R(t)$; 4 — уровень $\eta(t) = \sigma(t)/R_{пр}$; 5 — уровень $\eta^*(t) = \sigma(t)/R(t)$

воздействием высоких напряжений, нисходящая ветвь проявляется или может проявляться при подобных режимах, в связи с чем для рассмотрения была принята опытная усредненная диаграмма сжатия бетона с нисходящей ветвью, полученная при скорости деформирования 1% за 700 сут.

Заменяя непрерывное изменение во времени напряжений и прочности материала ступенчатым, можно с учетом приведенных зависимостей отобразить деформирование бетона в псевдопластической области. Как видно из рис. 1, прочность бетона снижаясь достигла величины действующего напряжения, и соответственно уровень напряжений достиг в момент разрушения значения,

равного единице. Такая картина представляется вполне логичной и естественной. Одновременно можно отметить, что и в части деформаций сходимость достаточно удовлетворительная качественно и количественно.

Таким образом, задача об однородном деформировании может быть успешно решена, причем при таком подходе учитываются псевдопластические деформации ползучести, что до сих пор делалось сугубо эмпирически.

При неоднородном деформировании на каждой ступени после того, как волокнам была предоставлена возможность деформирования независимо друг от друга, их мгновенно заставляют вернуться к плоскому сечению, не нарушая при этом условий равновесия. При этом по сечению происходит перераспределение напряжений, несколько разгружающее волокна с наибольшими деформациями и поддерживающее жизнеспособность сечения в целом.

В данном исследовании на основе принятого теоретического подхода были созданы математический аппарат расчета и программа для ЭВМ М-220. Результаты расчетов для эксцентриситетов 0,1h и 0,167h показали, что для внецентренно-сжатых бетонных элементов относительная длительная прочность несколько выше, чем для центрально-сжатых, причем с повышением величин эксцентриситета этот эффект увеличивается. Как видно из рис. 2, теоретические результаты неплохо согласуются с опытными данными и автором настоящей работы, и ряда других.

Анализ позволил с достаточной степенью осторожности скорректировать значение коэффициента условий работы бетона m_{61} при разработке проекта норм следующим образом. Для элементов сжатых с эксцентриситетом, не превышающим случайного (т. е. 1/30 высоты сечения, или 1/600 длины элемента), значение $m_{61} = 0,85$ сохраняется. Для всех внецентренно-растянутых, изгибаемых элементов, а также внецентренно-сжатых с эксцентриситетом, выходящим за пределы упругого ядра бетонного сечения, принимается значение $m_{61} = 0,9$, т. е. повышается на 6%. При эксцентриситете продольной силы между указанными пределами значение m_{61} определяется по интерполяции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М., Гостехтеориздат, 1952.
2. Гвоздев А. А., Галустов К. З., Яшин А. В. К вопросу об уточнении теории линейной ползучести бетона. В сб.: Особенности деформаций бетона и железобетона. М., Стройиздат, 1969.
3. Гвоздев А. А. К вопросу о состоянии бетона при высоких сжимающих напряжениях. — Строительная механика и расчет сооружений, 1977, № 3.
4. Rasch Chr. Spannungs — Dehnungs — Linien des Betons und Spannungs — verteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehgeschwindigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 154, 1962.
5. Rüsч Н., Sell R., Rasch Chr. Festigkeit und Verformung von unbewehrten Beton unter konstanter Dauerlast. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 198, 1968.

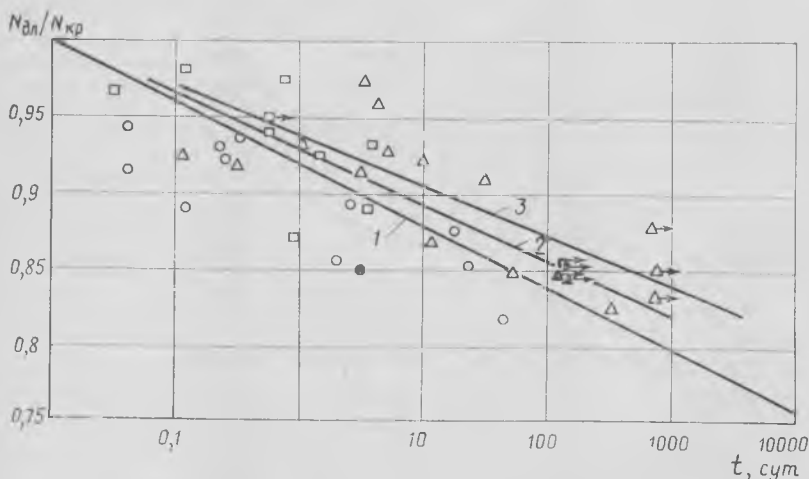


Рис. 2. Сопоставление теоретических и опытных данных по длительной прочности при центральном и внецентренном сжатии. Стрелки на значках означают, что образец не разрушился

1 — при $e=0$; 2 — при $e=0,1h$; 3 — при $e=0,167h$

●, ▲, ■ — по данным авторов; ○, △, □ — по данным исследователей [5]

Стандарт на сварные сетки

Госстандартом утвержден ГОСТ 8478—81 «Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия» вместо ГОСТ 8478—66. Стандарт распространяется на сварные рулонные и плоские легкие сетки шириной от 1000 до 3800 мм из арматурной стали диаметром от 3 до 12 мм, классов Вр-I, В-I, А-I, А-II и А-III.

В его разработке принимали участие головные институты, занимающиеся исследованиями и разработкой конструкций сеток для железобетонных конструкций, курированием выпуска товарных сеток, а также созданием оборудования для их производства (НИИЖБ, ЦНИИЭП жилища, ЦНИИПромзданий, ВНИИМетиз и Гипростроммаш). Это позволило провести унификацию типовых массовых сеток с учетом вновь разрабатываемого и выпускаемого автоматизированного сварочного оборудования. Создан сортимент, охватывающий основную номенклатуру типовых сварных сеток для армирования сборных железобетонных плит и панелей для промышленного и жилищного строительства и для армирования монолитного железобетона. Сортимент сварных сеток удалось сократить с 188 до 56 типоразмеров, включив в него 16 типов массовых сварных сеток плит перекрытий и покрытий промзданий, 30 типоразмеров сеток стеновых панелей, плит перекрытий и покрытий жилых и общественных зданий и 10 типоразмеров товарных сварных арматурных сеток, выпускаемых Череповецким сталепрокатным и Магнитогорским метизно-металлургическим заводами. Предлагаемый сортимент охватывает около 95% выпускаемых в настоящее время товарных сварных рулонных и плоских сеток, примерно 75% легких сеток промзданий и около 30% сеток жилых и общественных зданий. Допускается изготовление сеток других типоразмеров при соблюдении их параметров в пределах возможностей сварочного оборудования.

Стандарт рекомендует преимущественное применение для сеток эффективных арматурных стальной классов Вр-I и А-III, позволяющих экономить от 5 до 10% арматурной стали. Сетки из этих стальной могут быть аттестованы по высшей категории качества, а из стальной классов В-I, А-I и А-II не выше первой категории качества.

В ГОСТ впервые включены сетки со смещенными через один поперечными стержнями, позволяющими без снижения несущей способности конструкций экономить от 4 до 8% арматурной стали.

Шаг продольных стержней в сортименте для большинства сеток принят кратным 100 мм. Однако, учитывая большие потребности в товарных сетках с ячейками 150×150 мм, допускается изготовление сеток с шагом продольных стержней, кратным 150 мм. Шаг поперечных стержней принят в сор-

таменте кратным 50 мм, равным 50, 100, 150, 200, 250 мм и т. д. Допускается изготовление сеток с шагом поперечных стержней, кратным 25 мм, но не менее 50 мм и не более 400 мм.

Свободный выпуск поперечных стержней, т. е. расстояние от оси крайнего продольного стержня до конца поперечного, рекомендуется равным 25 мм. На сварочной машине одновременно можно изготавливать две сетки с разрезкой поперечных стержней ножницами. Допускается свободный выпуск поперечных стержней от 15 до 50 мм, кратный 5 мм, при изготовлении одной сетки по ширине машины. Свободные выпуски продольных стержней рекомендуются равными 25 мм, или 50%, шага поперечных стержней.

Для обеспечения требуемых размеров сеток, некратных размерам ячеек, введен доборный шаг поперечных и продольных стержней, располагаемых с одной из сторон по ширине и длине сеток.

В новый стандарт, в соответствии с ГОСТ 10922—75, введены несколько повышенные требования к прочности стержней на растяжение после сварки, а также дополнительные требования к прочности крестообразных сварных соединений из стержней периодического профиля, которые при испытании на срез должны выдерживать не менее 50% временного сопротивления или разрывного усилия стержня меньшего диаметра. Ранее такие соединения проверяли только по величине осадки. Однако при некоторых режимах величина осадки стержней выдерживалась, а соединение не сваривалось и сетка вручную разбиралась на отдельные стержни.

Для изготовления унифицированных сеток с принятыми параметрами Псковским заводом тяжелого электросварочного оборудования совместно с Гипростроммашем и НИИЖБ создана новая многоэлектродная сварочная машина МТМ-88, которая обеспечивает изготовление разработанного сортамента сеток без сложной переналадки машины. В настоящее время машина проходит производственные испытания.

Проведенная унификация параметров сеток, включение в стандарт сеток экономичного армирования со смещением стержней, стимулирование преимущественного применения эффективных стальной классов Вр-I и А-III, создание нового высокопроизводительного оборудования для автоматизации изготовления сеток без сложных переналадок сварочных машин позволит снизить трудоемкость изготовления сеток и сократить примерно на 10% расход арматурной стали.

Комплексная программа по сокращению сортамента арматурных изделий и автоматизации их производства предусматривает проведение унификации параметров всех типовых сварных сеток из арматуры диаметром от 3 до 40 мм и разработку специального стандарта. Унификация сеток и объемных арматурных каркасов, сокращение их типоразмеров, создание нового, высокопроизводительного оборудования для их производства позволят в 2—3 раза повысить производительность труда при изготовлении арматурных изделий.

РОЖНЕНКО М. Д., канд. техн. наук

Сессия Национального комитета ФИП

В сентябре 1981 г. в Самарканде состоялась очередная ежегодная сессия Национального комитета СССР международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП). Сессия проходила на базе Узбекского филиала НК СССР ФИП в Самаркандском государственном архитектурно-строительном институте им. М. Улугбека. В ее работе приняли участие 150 специалистов, из которых более 100 приезжих.

С приветствием от Самаркандского обкома компартии Узбекистана выступил второй секретарь тов. Абдурахманов Н. М. Он подчеркнул большую важность такого форума ученых и инженеров-строителей для страны и, в частности, для Узбекистана.

На утреннем и дневном заседаниях первого дня работы сессии с докладами выступили вице-президент ФИП проф. К. В. Михайлов и ученый секретарь НК д-р техн. наук Н. А. Маркаров соответственно по вопросам участия НК в IX Конгрессе ФИП и с отчетом о работе НК в 1981 г. и плане работы на 1982 г.

Подробный обзор докладов советских представителей в комиссиях ФИП, на русской и других секциях IX Конгресса ФИП сделал канд. техн. наук В. Г. Крамарь (Москва, НИИЖБ). О состоянии и перспективах развития предварительно напряженного железобетона в Узбекистане доложил канд. техн. наук Р. А. Мельник (Самарканд, СамГАСИ). С дополнениями выступил канд. техн. наук А. Б. Кузанов (Ташкент, Госстрой УзССР).

С совместным докладом о результатах исследований предварительно напряженного железобетона в условиях сухого жаркого климата выступили члены Узбекского филиала НК СССР ФИП кандидаты техн. наук О. Г. Тарасов (Ташкент, ТашПИ) и Ш. А. Хакимов (Ташкент, Таш-ЗНИИЭП). По исследованиям бетона и железобетона при периодических нагрузках доклад сделал канд. техн. наук З. Ю. Юсупов (Самарканд, СамГАСИ). Влиянию релаксационных процессов в обычных и высокопрочных бетонах на трещиностойкость предварительно напряженных железобетонных элементов и конструкций и некоторым результатам исследований сверхпрочных бетонов марок М1100 и М1200 был посвящен объединенный доклад группы специалистов СамГАСИ, который был сделан кандидатами техн. наук Р. А. Мельником и Г. С. Стриго. По методике испытаний армоцементной модели сложной оболочки дал информацию доцент СамГАСИ, канд. техн. наук С. Р. Раззаков.

На сессии было признано, что Национальный комитет СССР ФИП провел большую работу за отчетный период и по подготовке к IX Конгрессу ФИП в Стокгольме.

Второй и третий дни работы сессии были полностью посвящены вопросам применения предварительно напряженного железобетонных конструкций в сельскохозяйственном строительстве.

В докладе группы специалистов на тему «Конструктивные решения полносборных сельскохозяйственных производственных зданий и тенденций их развития», сделанном канд. техн. наук А. И. Мангушевым (Москва, ЦНИИЭП-сельстрой), отмечается, что сейчас преобладают две схемы сельскохозяйственных зданий: стоечно-балочная и трехшарирные арки (рамы). В этом виде строительства применяется порядка 25% преднапряженных железобетонных конструкций, причем наблюдается тенденция увеличения их доли в общем объеме железобетона.

По вопросам производства преднапряженных железобетонных конструкций в элеваторостроении выступил канд. техн. наук П. В. Чичков (Москва, ЦНИИЭП-сельстрой). Он отметил, что в последнее время строительство элеваторов ведется в основном из сборного железобетона, включая преднапряженный (его сейчас выпускают примерно 80 тыс. м³). К 1985 г. для элеваторостроения должны выпускаться преднапряженные конструкции с годовым объемом производства 350 тыс. м³. Применение их обеспечит экономию металла до 30%.

Канд. техн. наук А. Д. Либерман (Киев, НИИСК) осветил новые результаты исследований и строительства сельскохозяйственных зданий с применением преднапряженного железобетона.

Опыт строительства полносборных сельскохозяйственных зданий с бесшарными соединениями конструкций изложен в докладе группы специалистов из ЦНИИЭП-сельстрой. Они отметили, что

повышение полносборности достигается путем перехода к возведению зданий с бесшарными соединениями элементов. Использование так называемых «гребенок» на ригеле рамы и специальных «стопоров» на углах плиты обеспечивает четкую установку элементов в проектное положение и дальнейшую надежную работу здания в стадии эксплуатации.

В докладе канд. техн. наук Ф. А. Исчерса (Москва, НИИЖБ) освещаются конструкции облегченных плит покрытия сельскохозяйственного здания. В таких зданиях плиты покрытий составляют половину общего объема железобетона. Теперь запроектированы облегченные преднапряженные плиты размером 1,5×6 м и толщиной 250 мм из керамзитобетона под расчетную нагрузку 6 кН/м². При увеличении ширины плиты с 1,5 до 3 м экономия бетона составляет 6—10%, трудозатраты снижаются на 20—25%.

Проф. В. С. Бартев (г. Владимир, ВПИ) доложил о разработке и внедрении объединенных рамно-панельных конструкций сельскохозяйственных зданий. Во Владимире построена первая птицефабрика из таких конструкций. При этом трудоемкость возведения уменьшилась в 2,5 раза, а экономический эффект составил 11 р. на 1 м² площади здания.

Проф. А. Э. Лопатто (Одесса, ОИСИ) сделал доклад об опыте исследований и эксплуатации железобетонных рам сельскохозяйственных производственных зданий по материалам разработок ОИСИ. Показана эффективность предложенных конструктивных решений рам.

В докладе канд. техн. наук В. А. За-

ренина из ЦНИИЭП-сельстрой освещен опыт проскирования и внедрения стеновых панелей производственных сельскохозяйственных зданий. Рассмотрены различные схемы (одно-, двух- и трехрядной) разрезы стен. Панели с преднапряжением обеспечивают снижение расхода арматуры до 10%.

О преднапряженных силосах из панель-оболочек размером 1,5×4,2 м и толщиной 40 мм доложил инж. В. Д. Малавский (КТБ НИИЖБ). Арматура напругается навивочной машиной. Использование силосов диаметром 12 м резко снижает стоимость строительства.

В докладе Б. А. Скорикова (Москва, ЦНИИПроммеропроект) рассмотрены вопросы применения зерновых силосов из преднапряженных железобетонных элементов. Для силосов диаметром 6 м они применяются высотой 1,2 м и толщиной 6 см. Преднапряженная арматура из канатов класса К-7 обеспечивает экономию стали при неизменном расходе бетона.

В прениях по докладам и с краткими сообщениями на сессии выступили многие специалисты по преднапряженному железобетону. Намечены пути дальнейших научных исследований в области этих конструкций с учетом реальных запросов сельского хозяйства страны в свете решений XXVI съезда КПСС по увеличению производства сельскохозяйственной продукции.

ШИРИНКУЛОВ Т. Ш., председатель Узбекского филиала НК СССР ФИП д-р техн. наук, проф.; **МЕЛЬНИК Р. А.**, зам. председателя, канд. техн. наук; **ЮСУПОВ З. Ю.** ученый секретарь, канд. техн. наук.

На ВДНХ СССР

УДК 69.003:658.011.8

Главмосстрой делится опытом

В канун 1982 г. в разделе «Строительство» на ВДНХ СССР открылась выставка «Новые методы производства работ, машины, механизмы и приспособления на стройках и предприятиях Главмосстроя». Обширное место на ней отведено показу достижений в области совершенствования технологических процессов на предприятиях по производству железобетона трех домостроительных комбинатов главка.

Экспозиция знакомит с технологической линией по производству панелей наружных стен домов серии П44/16 на Краснопресненском заводе ДСК-1. Линия представляет собой двухъярусный конвейер форм-вагонок. На верхнем ярусе расположены технологические посты, на нижнем — камера тепловой обработки. Для сокращения протяженности линии формы-вагонетки на ней имеют поперечное расположение.

На заводах ДСК-1 модернизированы кассетные установки: число отсеков увеличено с 10 до 12, усовершенствованы конструкция тепловой стенки, рычажного привода, роликоопор с направляющим, бортовой оснастки. Все это дало возможность повысить производительность линии на 20%. Такая линия действует, в частности, на Тушинском заводе.

Специалистов заинтересует механизм горизонтального формования с параллельной распалубкой, используемый при изготовлении крупных железобетонных изделий. Он представляет собой поддон, перемещающийся по направляющим. Рычаги с выступами, соединяющие концы бортов друг с другом, взаимодействуют с запорными устройствами, закрепленными на концах продольных бортов. Одновременный отвод бортов в стороны при распалубке осуществляется с помощью толкателей (гидроцилиндров).

Использование этого механизма обеспечивает стабильность размеров изделий, удобство распалубки, снижение расхода металла на изготовление форм.

На Тушинском заводе внедрена разработанная СКБ-Мосстрой траверса для монтажа и переоснастки кассетных машин при подъеме кассетных стенок массой свыше 13 т двумя кранами грузоподъемностью 10 т каждый. Траверса дает возможность поднимать и разворачивать кассетные стенки в условиях низкого расположения подкрановых путей над кассетной машиной.

Впервые в практике крупнопанельного домостроения на Хорошевском заводе ЖБИ ДСК-1 построено двухэтажное здание арматурного цеха. Технологическая связь между этажами осуществляется с помощью грузовых лифтов. Таким способом решена задача обеспечения возросшего объема выпуска арматурных изделий в стесненных условиях завода. На этом же заводе освоено производство санитарно-технических кабин с улучшенной планировкой. Объемные элементы этих кабин различных типоразмеров формируются на механизированных стеновых установках, в результате внедрения которых улучшилось качество изделий, снизились расходы ГЦПВ. Здесь же введен в действие конвейер отделки санитарно-технических кабин со скребко-

вым конвейером удаления отходов. Этим же конвейером кабины вывозятся на склад готовой продукции. В нижней части бетонного приямка расположен скребковый конвейер, сбрасывающий отходы в специальный бункер за пределами цеха. Направляющие обоих конвейеров закреплены непосредственно на закладных деталях приямка, что дает экономию 10 т металла. Во втором цехе Хоршевского завода каждая 7—10-я тележка конвейера отделики санитарно-технических кабин оснащена устройством для уборки отходов из подконвейерного пространства. Использование устройства повышает культуру производства и исключает ручную труд.

Схема знакомит с установкой для изготовления объемных элементов входа в техническое подполье домов серии П44/16 и КОПЭ. Установка представляет собой стенд-форму, на которой можно формировать три типа изделий.

На заводах ДСК-1 внедрено разработанное СПКТБ «Кассетдеталь» автоматическое устройство управления машиной для мойки железобетонных изделий. Оно позволяет автоматически, без вмешательства оператора, выполнять весь процесс перемещения щеток при мойке железобетонных изделий. Устройство имеет блок памяти, в котором хранятся характеристики геометрических параметров различных железобетонных изделий и по мере необходимости передаются для управления.

На Очаковском заводе ДСК-2 на конвейерной линии по производству железобетонных изделий внедрена модернизированная поддон-вагонетка с трехточечной схемой опирания. Ее масса стала меньше на 2,15 т при сохранении жесткости рамы, сократились затраты труда на ремонт и переоснастку форм.

Один из стендов посвящен Востряковскому заводу ЖБК ДСК-3. Здесь действует транспортно-отделочный конвейер для панелей внутренних стен. В результате его внедрения значительно сократился объем ручного труда, повысилась культура производства и качество изделий. Последние поступают на строительные площадки готовыми под оклейку обоями. На этом заводе применяется окраска панелей наружных стен кремнийорганическими эмалями. Такое покрытие повышает долговечность покраски, позволяет разнообразить цветовую гамму фасадов зданий. Экономический эффект внедрения такой технологии — 645 тыс. р. в год.

На Востряковском заводе действует цех сборки элементов лифтовых шахт. Их собирают из четырех железобетонных панелей в специальном кондукторе. Затем здесь же в элементы устанавливают лифтовое оборудование и отделывают их до полной заводской готовности.

На вибропрокатных станах этого завода произведена модернизация действующего на них двухвального бетономесителя (увеличена его длина, изменены форма и угол наклона лопастей), что значительно улучшило качество перемешиваемой смеси. Производительность месителя составляет 5—20 м³/ч. Здесь же используется автоматическое приспособление для расчистки панелей, облегчающее труд рабочих. Экономический эффект его внедрения оценивается в 67,2 тыс. р. в год.

На заводах домостроительных комбинатов внедрены разработанные НИИМосстроем новые методы оценки теплофизических свойств строительных материалов и конструкций, в частности, установка для определения их коэффициента теплопроводности. Применение ее позволяет выпускать наружные ограждающие конструкции высокого качества благодаря постоянному контролю за теплофизическими свойствами материалов.

Заводы ДСК Главка применяют компьютерную систему обработки информации на ЭВМ с ежесуточными расчетами показателей качества труда, готовой продукции и начислением заработной платы. Внедрение системы способствует повышению заинтересованности рабочих в снижении затрат труда, ритмичном и качественном выпуске продукции.

На экспериментальном заводе объемных инженерных сооружений НПО «Прокатдеталь» внедрен разработанный СКБ этого объединения новый метод бескоробочной навески дверного полотна в железобетонных внутренних стеновых панелях жилых домов, сооружаемых из унифицированных вибропрокатных изделий. Экономическая эффективность на одну дверь — 3,2 р.

В НПО «Прокатдеталь» разработана и внедрена установка для автоматического отключения питателя цемента. Она состоит из бункера и расположенного над ним барабанного питателя с приводным валом и предохранительным механизмом, выполненным в виде двуплечего рычага. Устройство сигнализирует об остановке барабана, что исключает разрушение деталей, улучшает качество выпускаемой продукции. Годовой эффект от использования установки — 2,2 тыс. р.

Большое место в экспозиции занимают материалы, отражающие мероприятия по экономии строительных материалов и сырья.

На Востряковском заводе внедрена автоматизированная система контроля и регулирования расхода цемента на вибропрокатном стане. Это дало возможность повысить точность дозирования в условиях непрерывной подачи цемента в бетономешалку, за счет чего расход цемента снижается на 5%. На бетономесительном узле Краснопресненского завода работает автоматизированное дозировочное отделение. Точное дозирование предотвращает перерасход цемента.

На выставке показаны дополнительные вибраторы, применяемые на Ростовском заводе ЖБК ДСК-1 для интенсификации режимов вибрирования на касетных машинах. Эти вибраторы устанавливаются на верхней незацементированной части разделительных листов кассеты, что дает возможность применять более жесткие бетонные смеси и за счет этого сокращать расход цемента на 5%.

Значительный эффект дает использование добавок в бетоны и растворы. Добавки нитрит-нитрат натрия и Сигман обеспечивают твердение бетонов и растворов при отрицательной температуре, ускоряют нарастание прочности со снижением В/Ц при положительной температуре и при термообработке бетона. Введение 1% добавок (от массы цемента) в состав растворов в летнее время позволяет снизить расход цемента на 5%. Период активного нарастания прочности составляет 40—45 сут. Заданная

прочность достигается к моменту прило-жения нагрузки, что дает возможность снизить марку раствора и за счет этого достичь экономии 24—30 тыс. т цемента в год.

Инженеры Главмостроя и МНИИТЭПа внесли предложение об увеличении этажности возводимых ДСК-3 и ДСК-1 домов серий ПЗ/16 и П44/16 на один этаж без конструктивных изменений, дополнительного усиления несущих конструкций и затрат на прокладку наружных инженерных сетей и благоустройство территории. Внедрение этого предложения позволяет на той же площади застройки увеличить на 7% общую площадь жилых зданий и достичь экономии 3 кг цемента и 2 кг металла на 1 м² общей площади.

На Опытном заводе НПО «Прокатдеталь» внедрен предложенный МИСИ имени В. В. Куйбышева новый неразрушающий метод контроля прочности бетона, основанный на применении ультразвука. Этот метод используется как один из видов статистического контроля и дает возможность снизить расход цемента на 2,5—3%.

На заводах домостроительных комбинатов около 100 т металла экономится за счет изготовления рабочей арматуры для панелей перекрытий с обрывом стержней по эпюре изгибающих моментов с учетом заземления на опорах и переменной жесткости. На Краснопресненском заводе обрезки арматурной проволоки сваривают в стержни, которые употребляют для армирования дорожных плит и других железобетонных изделий. На этом экономится в год 50 т арматурной проволоки.

Повышению эффективности и качества производства активно помогают рационализаторы и изобретатели домостроительных комбинатов. Только за 1980 г. они внесли 1840 рационализаторских предложений и изобретений по совершенствованию технологии и оборудованию.

В Главмострое внедряется система стандартов безопасности труда (ССБТ). Эта работа является составной частью автоматизированной системы управления охраной труда Главка. Наиболее успешно идет внедрение таких стандартов на домостроительных комбинатах.

Стабильным успехам коллективов предприятий ДСК в значительной степени способствуют четкая организация профсоюзными комитетами социалистического соревнования с регулярным подведением итогов и ознакомлением с ними рабочих, инженерно-технических работников и служащих, широко развернутое движение за коммунистическое отношение к труду. Немало бригад на заводах удостоены звания коллективов отличного качества.

Очень оживляют экспозицию красочные слайды, на которых показаны передовые рабочие Главмостроя, возведенные коллективом Главка ушкальные объекты, а также используемые на стройках современные машины и механизмы.

Выставка наглядно и полно отражает большую работу коллективов научных, проектно-конструкторских, проектно-технологических организаций и предприятий Главмостроя по совершенствованию технологии на заводах ЖБК и повышению на этой основе эффективности и качества строительства.

УДК 693.56:624.21/8
Сборный преднапряженный железобетон в мостостроении/Ю. М. Митрофанов, Н. М. Колоколов, Л. В. Захаров, А. Л. Цейтлин. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 3—6
Освещены характерные особенности железобетонного мостостроения в СССР с применением метода преднапряжения конструкций. Приведены примеры возведения наиболее интересных мостов с использованием сборного преднапряженного железобетона. Показан высокий технический уровень индустриального отечественного мостостроения. Ил. 7, список лит.: 6 назв.

УДК 624.012:693.56.45
Буракас А. И. Эффективные преднапряженные и обычные железобетонные конструкции зданий. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 7—9
Описаны уникальные гражданские здания и сооружения, возведенные с использованием эффективных преднапряженных железобетонных конструкций. Ил. 6, список лит.: 2 назв.

УДК 693.56:712.6
Инженерные сооружения из преднапряженного железобетона в СССР/Б. Я. Рискинд, Б. И. Березовский, Ю. Г. Хаятин и др. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 10—12
Рассматриваются наиболее интересные из возведенных в СССР в 1978—1982 гг. объектов: высотное сооружение музея-панорамы «Сталинградская битва», головные энергоблоки с реакторами мощностью 1000 МВт на Нововоронежской, Южно-Украинской и Калининской атомных электростанциях; силосы диаметром 24 м для хранения сыпучих материалов, выполненные с замоналичиванием стыков напрягающим цементом сборные фундаменты под турбоагрегаты большой мощности. Ил. 5.

УДК 624.012:691.327:666.9-16.45
Михайлов К. В., Беликов В. А. Перспективы применения конструкций из высокопрочных бетонов. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 13—15
Показаны эффективность использования высокопрочных бетонов в ряде массовых несущих железобетонных конструкций, рабочие чертежи которых имеются или разрабатываются, а также перспективы применения таких конструкций в строительстве. Освещены особенности технологии получения высокопрочных бетонов. Ил. 2, табл. 2.

УДК 624.016.5:725.4
Облегченные каркасы одноэтажных промзданий/И. А. Петров, А. Я. Розенблюм, Л. А. Кан и др. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 15—16
Приведены номенклатура, конструктивные решения и технико-экономические показатели железобетонных преднапряженных колонн и двутавровых малоуклонных стропильных балок. Ил. 2, табл. 1.

УДК 69.024.4:728.9
Покрyтия из панелей-оболочек КЖС в сельском строительстве/Р. Н. Мацелинский, Р. К. Житкевич, Ю. А. Рогатин и др. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 17—18
Рассмотрены расчет, изготовление опытных образцов, внедрение и определение технико-экономических показателей нового вида покрытий КЖСО из керамзитобетона для сельскохозяйственных зданий. Ил. 3, табл. 1.

УДК 69.024.8:693.56
Преднапряженная подстропильная ферма с раздельным армированием нижнего пояса/А. Д. Либерман, Е. И. Стаковиченко, В. В. Краснобаев, П. Я. Альтштейн. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 19—20
Предложено конструктивное решение подстропильной железобетонной фермы пролетом 12 м с напрягаемой стержневой арматурой, расположенной в нижнем узле перекрестно. Разработан метод расчета фермы на базе теории предельного равновесия. Ил. 3.

УДК 621.315.66:693.56
Курносоев А. И., Зикеев Л. Н. Преднапряженные центрифугированные опоры ЛЭП. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 21—22
Описана новая конструкция железобетонной промежуточной опоры линии ультравысокого напряжения 750 кВ, собираемой из центрифугированных стоек диаметром 800 мм и длиной 20 м, которые соединяются между собой с помощью фланцевого стыка на болтах. Испытания отдельных элементов стойки и стыка, а также конструкции в целом выявили особенности работы стоек кольцевого сечения и подтвердили достаточную прочность и жесткость опоры. Ил. 2, табл. 1.

УДК 691.327[620.191.33+539.4]
Бердичевский Г. И., Будюк В. Д., Кондратчик А. А. Трещиностойкость и прочность самонапряженных элементов по наклонному сечению. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 22—24
Приведены данные о создании двухосном напряженном состоянии в приопорной зоне изгибаемых элементов с помощью комбинированного способа преднапряжения арматуры и результаты его влияния на трещиностойкость и прочность наклонного сечения. Рассмотрены предложения по расчету трещиностойкости и прочности наклонных сечений конструкций из бетона на напрягающем цементе. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 4 назв.

УДК 624.154:691.327:666.973.2:666.64—492.3:539.4
Якушин В. А., Кубашов Е. В. Прочность преднапряженных керамзитобетонных свай при забивке. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 25—26
Изложены результаты экспериментальных исследований керамзитобетонных свай при действии динамических нагрузок. Отмечается влияние снижения объемной массы бетона, а также предварительного напряжения на напряженное состояние и прочность свай при забивке. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 691.87:693.55:4:693.565
Кобзев А. П., Крамарь В. Г., Попович Н. А. Совершенствование электротермического натяжения проволочной арматуры в многопустотных панелях. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 27—28
Описывается способ разнотемпературного нагрева высокопрочной проволоки диаметром 5 мм класса Вр-11, позволяющий повысить степень предварительного напряжения арматуры электротермическим способом и снизить ее расход на изделие. Приводятся результаты испытания многопустотных панелей с проволочной арматурой, предварительное напряжение в которой создано разнотемпературным способом. Ил. 1, табл. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 624.75.234/24:725.4
Центрифугированные конструкции нулевого цикла промзданий/В. М. Баташев, А. А. Бородин, В. И. Федорчук и др. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 30—31
Описана новая конструкция нулевого цикла промзданий с техническими (подвальными) этажами, в которой вместо монолитных подколонников устраивают сборно-монолитные рамы с центрифугированными стойками и центрифугированные колонны перекрытия. Испытания натуральных образцов рамных подколонников с центрифугированными стойками и оголовников подтвердили их достаточную прочность и жесткость. Ил. 4, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:620.191.33
Изучение микротрещинообразования бетона акустическими методами/И. А. Рыбьев, Г. В. Соколов, И. В. Шелухина, А. Н. Зубавин. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 32—33
Дается определение параметров развивающихся микротрещин в искусственных конгломератах типа бетонов с применением в них щелья из карбонатных горных пород. Используются методы акустической эмиссии и ультразвуковой спектроскопии. Эти методы находят возрастающее применение в исследованиях и при контроле за работой конструкций в эксплуатационных условиях. Ил. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 621.867
Монфред Ю. Б., Долинский Ю. И., Бабушкин М. Л. О назначении резервов для обеспечения работы конвейеров. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 34—35
Рассмотрены вопросы неравномерности в работе конвейерных линий, свойственной каждому посту в отдельности и линии в целом. Указаны резервы времени на технологических постах, продолжительности термообработки изделий и производительности бетоносмесительных узлов, необходимые для обеспечения работы конвейеров. Ил. 1, табл. 1, список лит.: 6 назв.

УДК 666.97.035.4
Дибров Г. Д., Конопленко А. И., Сторожук Н. А. Повышение эффективности вакуумной обработки бетонных смесей. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 35—37
Предложен метод вакуумной обработки бетонных смесей при помощи объемного фильтра, сокращающий продолжительность вакуумирования и существенно упрощающий технологию. Ил. 4, список лит.: 4 назв.

УДК 691-412:536.2
Бабанина Т. И., Кононова Л. Ф., Лихопуд А. П. Теплопроводность стеновых блоков из бетона на доменных гранулированных шлаках. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 37
Исследовались теплозащитные качества шлакобетонных наружных крупных стеновых блоков для строительства жилых зданий 87-й серии. При расчетных температурах наружного и внутреннего воздуха коэффициенты теплопроводности шлакобетона более чем на 60% ниже приведенных в СНиП II-3-79. Показана влажность материала крупных стеновых блоков в жилых зданиях, эксплуатируемых в течение 2—4 лет. Табл. 2.

УДК 624.072.2/3
Краковский М. Б., Уколов В. Н. Система оптимизации изгибаемых железобетонных конструкций «проба — оптимум». — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 39—40
Описаны универсальные программы для ЭВМ, предназначенные для оптимизации любых железобетонных конструкций и реализующие алгоритмы методов по координатному спуску, поиска по деформируемому многограннику и случайного поиска. Изложены причины их объединения с программой расчета изгибаемых конструкций «проба». Приведен пример оптимизации преднапряженной балки. Ил. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:539.4
Беспасев А. А., Боргатин В. С. Прочность внецентренно-сжатых элементов по поперечной силе. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 41—42
Приведены результаты экспериментального исследования прочности наклонных сечений элементов прямоугольного сечения из тяжелого бетона и керамзитобетона, при статическом и однократном динамическом действии поперечных сил. Оценено влияние уровня предварительного нагружения поперечной нагрузкой на прочность в противоположном направлении. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 624.012.45:539.3/6
Гвоздев А. А., Жумагулов Е. Ш., Шубик А. В. Длительное сопротивление железобетонных конструкций при неоднородной деформации. — Бетон и железобетон, 1982, № 5, с. 42—43
Представлены результаты экспериментально-теоретического исследования перераспределения напряжений в нормальном сечении бетона при внецентренном сжатии и его влияния на длительную прочность, а также предложения по назначению коэффициента условий работы бетона η_{bt} , включенные в проект новой редакции главы СНиП II-21-75. Ил. 2, список лит.: 5 назв.

Mitrohanov Yu. M., Kolokolov N. M., Zakharov L. V., Tseillin A. L. Precast prestressed concrete in bridge building
Burakas A. I. Efficient prestressed and ordinary reinforced concrete structures of buildings
Riskind B. Yu., Beresovsky B. I., Khayutin Yu. G., Temnikov E. V., Palatnikov I. B., Litvin I. S. Engineering structures in the USSR made of prestressed concrete
Mikhailov K. V., Belikov V. A. Application prospects of structures made of high-strength concretes
Pelrov I. A., Rozenblum A. Yu., Kan L. A., Kutyryna T. M., Dmitriev Yu. V. Light-weight frames of single-storeyed industrial buildings
Matselinsky R. N., Zhitkevich R. K., Rogatin Yu. A., Spannuk L. S., Korobov A. I. Roof made of KZhS panels-shells in agricultural buildings
Lieberman A. D., Stakovichenko E. I., Krasnobaev V. V., Altshtein P. Ya. Prestressed footings with separate reinforcing of bottom boom
Kurnosov A. I., Zikeev L. N. Prestressed centrifugated poles for electric power transmission
Berdichevsky G. I., Budyuk V. D., Kondratchik A. A. Crack resistance and strength of self-stressed members along inclined cross-section
Yakushin V. A., Kubashov E. V. Strength of prestressed keramsite concrete piles under piling
Kobsev A. P., Kramar V. G., Popovich N. A. Development of electrothermal tension of wire reinforcement in multi-hollow panels
Rybjev I. A., Sokolov G. V., Shelukhina I. V., Zubavin A. N. Study of micro-cracks formation in concrete by acoustic method
Babanina T. I., Kononova L. F., Likhopud A. P. Thermal conductivity of wall blocks made of concrete on blast-furnace granulated slags
Dibrov G. D., Konoplenko A. I., Storozhuk N. A. Raising the effectiveness of vacuum treatment of concrete mixes
Monfred Yu. B., Dolinsky Yu. I., Babushkin M. L. Design of reserves for ensuring work of conveyors
Gvozdev A. A., Zhumagulov E. Sh., Shubic A. V. Long-term resistance of reinforced concrete structures under non-homogenous strains

Mitrophanov Y. M., Kolokolov N. M., Zakharov L. V., Tseylline A. L. Le béton armé préfabriqué et précontraint utilisé dans la construction des ponts
Bourakas A. I. Les structures effectives précontraintes et ordinaires des bâtiments produites en béton armé
Riskind B. Ja., Beresovsky B. I., Khajutina Yu. G., Temnikov E. V., Palatnikov I. B., Litvine I. S. Les ouvrages de genie en béton armé précontraint dans l'URSS
Mikhailov K. V., Belikov V. A. Les perspectives de l'application des structures en bétons à haute résistance
Pelrov I. A., Rozenblum A. Ja., Kan L. A., Koulyrine T. M., Dmitriev Y. V. Les carcasses allégées pour les bâtiments industriels à un étage
Matselinsky R. N., Zhitkevitch R. K., Rogatine Y. A., Spannuk L. S., Korobov A. I. Les revêtements en panneaux-enveloppes de KZhS dans la construction rurale
Lieberman A. D., Stakovitchenko E. I., Krasnobaev V. V., Altshtein P. Ja. La poutre précontrainte de sous-arbalétriers avec le renforcement fractionné de membrure inférieure
Kournosov A. I., Zikeev L. N. Les appuis précontraints centrifugés des lignes de transmission électrique
Berditchevsky G. I., Bouduk V. D., Kondratchik A. A. La résistance à la fissuration et la résistance des éléments auto-contraints le long de section oblique
Jakouchine V. A., Koubachov E. V. La résistance des pilots précontraints en béton de keramsite pendant le battage
Kobzev A. P., Kramar V. G., Popovitch N. A. Le perfectionnement de la mise en tension electro-thermique des armatures en fils dans les panneaux à vides multiples
Rybjev I. A., Sokolov G. V., Cheloukhina I. V., Zoubavine A. N. L'étude par les méthodes acoustiques de la formation des microfissures dans le béton
Babanina T. I., Kononova L. Ph., Likhopud A. P. La conductibilité thermique des ensembles muraux en béton sur laitiers granules de haut fourneaux
Dibrov G. D., Konoplenko A. I., Storozhouk N. A. Le relèvement d'efficacité de traitement par le vide des bétons frais
Monphred Y. B., Dolinsky Y. I., Babouchkine M. L. Sur la destination des réserves pour l'assurance de service des transporteurs
Gvozdev A. A., Zhumagulov E. Ch., Choubik A. V. La résistance de longue durée des structures en béton armé sous la déformation non-uniforme

Mitrofanow Ju. M., Kolokolov N. M., Sacharow L. W., Zeillin A. L. Vorgefertigter vorgespannter Stahlbeton im Brückenbau
Burakas A. I. Effektive vorgespannte und normale Stahlbetonkonstruktionen von Gebäuden
Riskind B. Ja., Beresowski B. I., Chajutina Ju. G., Temnikow E. W., Palatnikow I. B., Litwin I. S. Ingenieurgebäude aus vorgespanntem Stahlbeton in der UdSSR
Michailow K. W., Belikov W. A. Perspektiven für Anwendung von Konstruktionen aus hochfesten Betonen
Pelrov I. A., Rosenblum A. Ja., Kan L. A., Kutyryna T. M., Dmitrijew Ju. W. Erleichterte Skelette der eingeschossigen Industriegebäude
Mazelinski R. N., Shitkewitsch R. K., Rogatin Ju. A., Spannuk L. S., Korobow A. I. Dächer aus Schalenplatten von typ grossformatige gewölbte aus Stahlbeton im ländlichen Bauwesen
Lieberman A. D., Stakowitschenko E. I., Krasnobajew W. W., Aljtshtein P. Ja. Vorgespannter Unterzugbinder mit Einzelbewehrung des Untergurtes
Kurnossow A. I., Sikejew L. N. Vorgespannte Schleudermaste der Fernleitung
Berditschewski G. I., Budjuck W. D., Kondratschick A. A. Rissstestigkeit und Festigkeit von selbstgespannten Bauelementen des geneigten Querschnittes
Jakuschin W. A., Kubaschow E. W. Festigkeit von vorgespannten Keramsitbetonpfählen beim Einrammen
Kobsev A. P., Kramar W. G., Popowitsch N. A. Vervollkommnung des elektrothermischen Spanns der Drahtbewehrung in hohlraumreichen Platten
Rybjev I. A., Sokolow G. W., Scheluchina I. W., Subawin A. N. Untersuchung der Mikrorissbildung im Beton unter Anwendung von akustischen Methoden
Babanina T. I., Kononowa L. F., Likhopud A. P. Wärmeleitfähigkeit der Wandblocks aus Beton unter Anwendung von granulierten Hochofenschlacken
Dibrov G. D., Konoplenko A. I., Storoshuck N. A. Steigerung der Effektivität der Vakuumbehandlung von Betongemischen
Monfred Ju. B., Dolinski Ju. I., Babuschkin M. L. Bestimmung der Reserven für Gewährleistung der Fließbandarbeit
Gwodzew A. A., Shumagulov E. Sch., Schubick A. W. Dauerwiderstand von Stahlbetonkonstruktionen bei nichtgleichartiger Deformation

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

Технический редактор Сангурова Е. Л.

Корректор Стигнеева О. В.

Сдано в набор 12.03.82
 Формат 60×90^{1/8}
 Тираж 15090 экз.

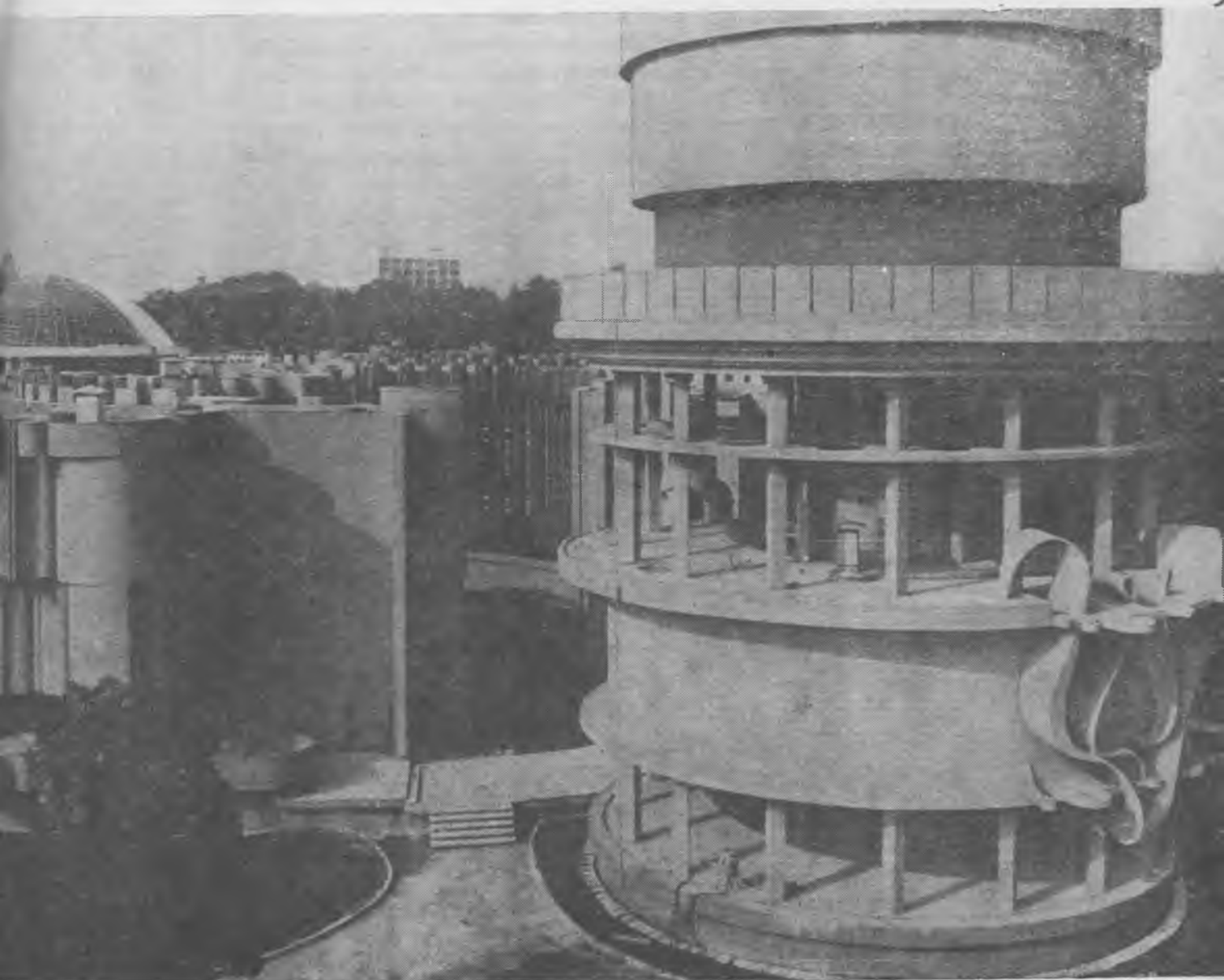
Подписано в печать 09.04.82
 Печать высокая Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Т-06393
 Уч.-изд. л. 8,40
 Заказ 95

Адрес редакции:
 101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская, 23а
 Тел. 258-18-54, 258-24-76

**Водолечебница курорта Друскининкай (к статье А. И. Буракаса «Эффективные пред-
напряженные и обычные железобетонные конструкции зданий»)**



К сведению авторов!

Направляемые в редакцию рукописи статей должны удовлетворять следующим требованиям:

1. Рукописи представляются в двух экземплярах и сопровождаются необходимой документацией.
 2. Содержание статьи излагается предельно кратко и ясно, с практическими рекомендациями и выводами. Объем рукописи не должен превышать **6 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала**, включая таблицы, выводы и список литературы. Формулы следует писать разборчиво, выделяя латинские и греческие буквы. Все имеющиеся по тексту формулы необходимо разборчиво и с указанной разметкой выписать (и пронумеровать) на отдельном листе стандартного формата в порядке их расположения по тексту статьи. Между отдельными формулами следует оставлять интервал в 4—5 строк. Иллюстративный материал (3—4 рисунка, фото на глянцевой бумаге) также представляется в двух экземплярах. Графики и схемы должны быть четкими, не перегруженными излишними линиями, обозначениями и размерами. Все позиции на рисунке следует нумеровать цифрами и выносить их в подрисуночные подписи (прилагаются на отдельном листе).
 3. Таблицы должны быть компактными, по возможности упрощенными и не дублировать информации, содержащейся на графиках.
 4. Ссылки на рисунки, таблицы и литературу следует приводить в тексте статьи. Список литературы должен быть ограничен **4—5 названиями**, он входит в объем статьи.
 5. Рукопись (в первоначальном виде и после доработки) должна быть обязательно подписана всеми авторами. При отправке рукописи в редакцию необходимо сообщить фамилии, имена, отчества всех авторов (по паспортным данным), домашние адреса с шестизначным индексом, место работы, телефоны.
 6. Следует представлять в двух экземплярах отпечатанный на машинке реферат объемом **3—4 предложения**.
- Материалы, не удовлетворяющие указанным требованиям, редакция не рассматривает и не возвращает.