

Б 54

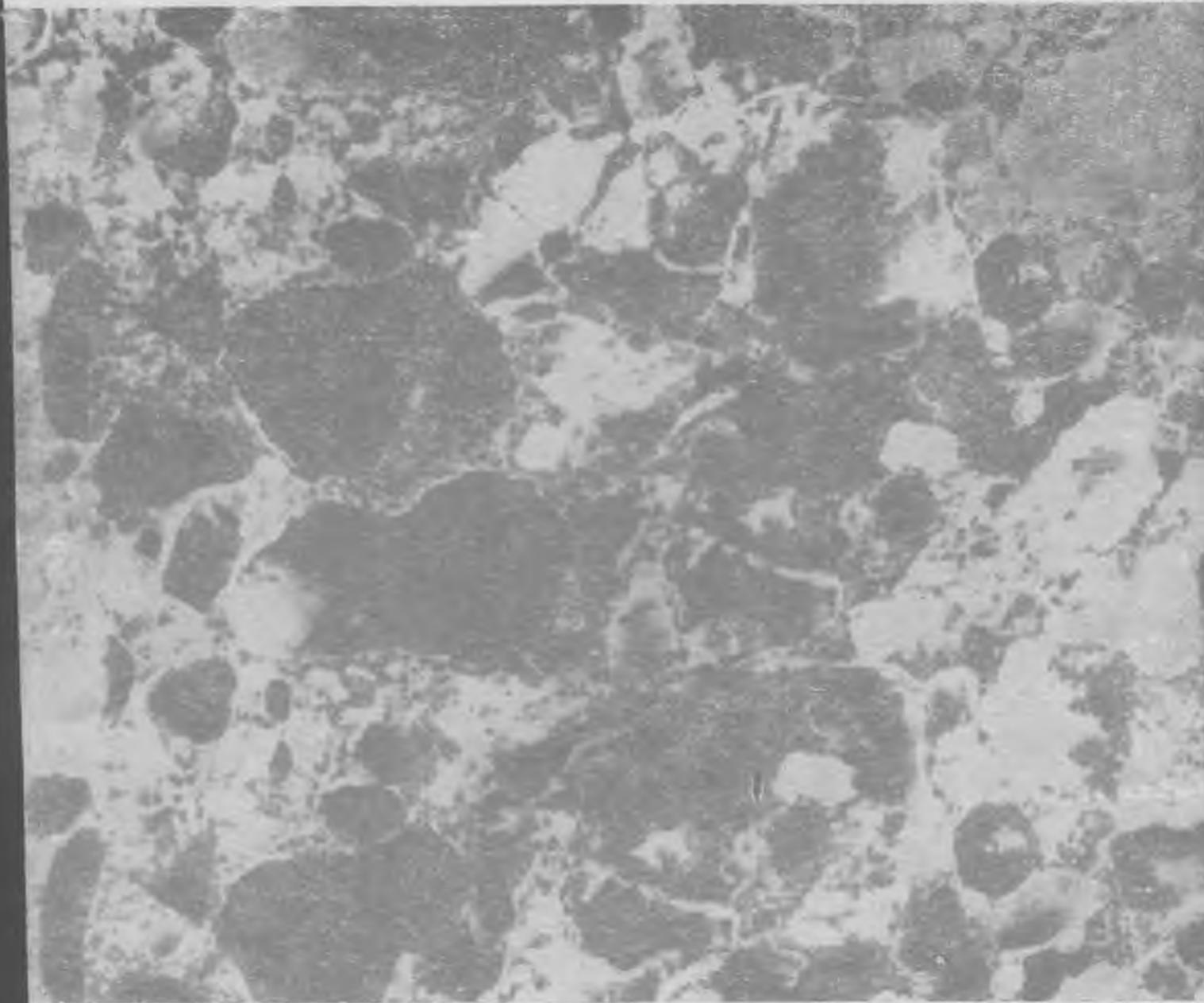
ISSN 0005-98

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

1985

1-12



# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

## Содержание

### Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!

Задачи завершающего года пятилетки . . . . . 2  
40-летию Великой победы — наш ударный труд!

На старте года . . . . . 3

### Экономия ресурсов

Алиев Р. Н., Брискин Н. Я., Попов В. В. Опыт применения арматурных канатов класса К-19 в стойках опор ВЛ . . . . . 4

### Конструкции

Махвиладзе Л. С. Особенности расчета крупнопанельных зданий с напрягаемой арматурой . . . . . 5

Прокопович И. Е., Мазур В. Ф. Влияние длительного действия нагрузок на прочность железобетонных элементов . . . . . 8

### Бетоны

Кузнецов Ю. Б., Баранов А. Т., Ухова Т. А. О нормах расхода вяжущих для автоклавных ячеистых бетонов . . . . . 10

Калинкин Б. А. Прогноз марочной прочности по 4-суточной прочности бетона нормального хранения . . . . . 11

Борисенко В. М., Пименов А. Н. Изгибаемые элементы из высокопрочного кислото-стойкого бетона . . . . . 12

Павлов В. И., Мусомогомбетов Е. Н., Скороходов В. Б. Влияние окиси алюминия на свойства полимерсиликатного бетона . . . . . 14

### Арматура

Мадатян С. А., Петросян Р. В., Клепиков А. Г. Влияние контактного электро-нагрева на свойства термомеханически упрочненной стержневой арматуры класса Ат-VII . . . . . 15

Мамедов Т. И., Михайлов К. В. Повышение эффективности высокопрочной про-волочной арматуры путем введения классов прочности . . . . . 16

Кравцов Г. И., Столяров В. Р. Бесконтактный способ определения прочности горячекатаной арматуры . . . . . 19

### Заводское производство

Трифонов Ю. П., Зайцев В. И., Ковалев С. П., Юрченко Н. З., Анисимов В. Я. Изготовление съемных блоков нагнетанием с инъекционным пароразогревом . . . . . 20

Ганичев В. В., Торкатюк В. И., Гончаренко Д. Ф., Грузин Н. Е. Улучшение конст-руирования, качества и эксплуатации металлических форм . . . . . 22

Кнелев Е. П., Батманов С. Н., Гейсер И. Э. Конвейерная линия для отделки железобетонных панелей . . . . . 24

Афанасьев А. А., Арутюнов С. Г., Подкопаев С. В., Абдуллин И. Б. Уплотнение бетонных смесей системами с угловой формой колебаний . . . . . 26

### В помощь проектировщику

Шестаков Л. П., Крылов М. С. Расчет внецентренно сжатых элементов прямо-угольного сечения . . . . . 28

Другов Л. И. О влиянии нормальных сил на распределение моментов в железо-бетонных рамах . . . . . 29

Терин В. Д. Изгибаемые элементы с арматурой класса Ат-IIIС . . . . . 31

### Теория

Ставров Г. Н., Руденко В. В., Федосеев А. А. Прочность и деформативность бе-тона при повторно-статических нагружениях . . . . . 33

Шевченко В. И. Энергетический подход к оценке вязкости разрушения цементного камня и бетона . . . . . 35

### Вопросы экономики

Кривошеев П. И., Варченко Л. А. Трудоемкость узловых соединений каркасов многоэтажных зданий . . . . . 37

### Использование промышленных отходов

Иванов И. А., Калашников В. И., Кузнецов Ю. С., Ишева Н. И. Применение от-ходов производства антибиотиков в качестве пластифицирующих добавок для бетонов . . . . . 38

[358]  
январь 1985



ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
МОСКВА

© Стройиздат, 1985

## Задачи завершающего года пятилетки

В 1985 г. перед советским народом стоят большие задачи. Необходимо с честью выполнить задания одиннадцатой пятилетки, развернуть активную подготовку к очередному XXVII съезду КПСС, достойно отметить сорокалетие победы в Великой Отечественной войне. Надлежит создать хорошую, прочную базу для двенадцатой пятилетки. В речи товарища К. У. Черненко на заседании Политбюро ЦК КПСС, где рассматривались и в основном были одобрены проекты Государственного плана экономического и социального развития нашей страны и бюджета на 1985 год, изложены указания и основные направления деятельности всех партийных, государственных и хозяйственных органов, общественных организаций и трудовых коллективов. Было указано, что общая задача, которая должна пронизывать работу всех отраслей, всех предприятий, — это лучше хозяйствовать, эффективнее использовать ресурсы, работать более результативно. Широким полем деятельности является экономия материальных ресурсов, которая становится важнейшим источником обеспечения роста производства. Рекомендовано, чтобы каждый трудовой коллектив по примеру передовых предприятий поставил перед собой задачу — проработать два дня в году на экономленных материалах, сырье и топливе.

План завершающего года пятилетки направлен на упрочение и развитие положительных тенденций в экономике нашей страны. В нем определены более высокие, чем в среднем за предыдущие годы пятилетки, темпы роста народного хозяйства по общэкономическим показателям. Сделан упор на интенсификацию общественного производства. Существенное развитие получают отрасли топливно-энергетического комплекса, высокими темпами, как и прежде, будут развиваться газовая промышленность, атомная энергетика. Большие задачи предстоит решать металлургам и машиностроителям. Усилится насыщение сельского хозяйства, всех отраслей агропромышленного комплекса современной техникой, увеличится поставка селу минеральных удобрений. Выполняя решения октябрьского (1984 г.) Пленума ЦК КПСС, будут развернуты работы по долговременной программе мелиорации, повышению эффективности использования мелиорированных земель в целях устойчивого наращивания продовольственного фонда страны. Одной из узловых проблем народного хозяйства является капитальное строительство. Здесь намечаются высокие темпы роста, лучшее обеспечение строек материалами, машинами и механизмами.

План 1985 г. предусматривает важные задания по повышению качества, которые надо рассматривать как минимум того, что предстоит сделать. Неблагополучно обстоит дело с качеством и в строительстве. Известно обращение бригадиров домостроительных комбинатов ко всем строителям страны с призывом решительно улучшить качество вводимого в строй жилья. Это обращение получило широкий отклик, а Центральный Комитет КПСС принял специальное постановление в его поддержку.

Основой эффективного развития народного хозяйства является широкое внедрение достижений науки и техники в производство. Поэтому план 1985 г. ориентирован на создание и освоение новых видов машин и оборудования, увеличение масштабов внедрения передовых технологий, обновления продукции. В свете этих требований особенно важно направить усилия на первоочередное выполнение заданий целевой комплексной и отраслевых научно-технических программ создания и внедрения новой техники и технологии в области строительства и промышленности строительных материалов.

Научно-исследовательским и проектным институтам, заводам стройиндустрии и производственным организациям, осуществляющим работы, связанные с бетонными и железобетонными конструкциями, предстоит выполнить ряд важных заданий. Увеличатся объемы выпуска суперпластификаторов, которые надо использовать с максимальным эффектом в первую очередь в производстве напорных труб и конструкций из высокопрочного бетона, в густоармированных конструкциях и в кассетной технологии. Первые промышленные установки по производству суперпластификаторов вступят в строй в системе Минстроя СССР и Минэнерго СССР. Одновременно следует не ослаблять усилий по широкому приме-

нению в сборном и монолитном железобетоне всех проверенных видов пластификаторов, обеспечивающих снижение расхода цемента и повышение качества бетона. Ряд цементных заводов страны освоил производство напрягающего цемента и наращивают его выпуск. Бетоны на таком цементе обладают высокой водонепроницаемостью, что позволяет для ряда сооружений отказаться от предусмотренной проектом гидроизоляции и значительно снизить трудозатраты. Хорошие результаты были получены при применении напрягающих цементов при возведении резервуаров, отстойников, бассейнов, безрулонной кровли, спортивных сооружений и других объектов.

Сварка является основным способом индустриализации арматурных работ, однако качество сварочных работ еще не удовлетворяет всем требованиям норм, особенно на работах, выполняемых на строительных площадках. В текущем году Минэлектротехпром начнет массовый выпуск полуавтоматизированных аппаратов для ванной сварки арматуры в стыках сборных железобетонных конструкций, которые в сочетании с использованием ультразвукового контроля качества стыков позволят резко повысить надежность таких ответственных соединений. Для снижения трудоемкости заготовки и натяжения арматуры следует шире применять разработанные и проверенные в производстве автоматизированные установки для стержневой и проволочной арматуры предварительно напряженных конструкций. В промышленном строительстве необходимо быстрее увеличивать объем производства таких эффективных конструкций, как плиты покрытый на пролет до 24 м и центрифугированных колонн, используя опыт Минвостокстроя, Минтяжстроя СССР и Минпромстроя СССР. В гражданском строительстве многопустотные панели перекрытий повсеместно должны применяться с уменьшенным армированием.

Следует продолжить активные поиски путей повышения термического сопротивления стен зданий, в первую очередь за счет уменьшения плотности бетонов на пористых заполнителях и ячеистых бетонов. В связи с этим особое значение будет иметь пуск в эксплуатацию завода по производству азерита в системе Миннефтегазстроя, на котором намечено проверить новую технологию изготовления особо легкого заполнителя.

Предстоит увеличить производство изделий из арболита, в том числе поризованного, позволяющего изготовить такие изделия по обычной бетонной технологии. В производстве изделий из ячеистого бетона особое внимание будет уделено снижению плотности бетона при одновременном повышении его прочности, что обеспечит экономию исходных материалов при сохранении требуемой надежности.

Требования снижения материалоемкости бетонных и железобетонных конструкций, экономии трудовых и энергетических затрат присущают практически во всех темах программ по новой технике. Большой комплекс работ с получением конкретных результатов предстоит выполнить по совершенствованию заводского производства сборных железобетонных конструкций, в том числе по снижению затрат топлива при тепловой обработке изделий. В южных районах страны для решения этой задачи следует использовать солнечную энергию. В этом направлении многое сделано в Узбекской ССР, где уже эксплуатируется несколько полигонов, оборудованных гелиотермоформами.

Оснащение строительных организаций бетононасосами, автобетоносмесителями, высококачественной инвентарной опалубкой создает благоприятные условия для более широкого применения монолитных бетонных и железобетонных конструкций, в первую очередь в фундаментостроении. В сочетании с использованием эффективных добавок можно успешно применять монолитные конструкции в различных климатических зонах страны.

Целенаправленное и масштабное внедрение в практику достижений науки и техники будет во многом способствовать тому, чтобы строительные организации успешно выполнили плановые задания завершающего года одиннадцатой пятилетки.

## На старте года

Быть примером для страны — этому ленинскому завету свято следуют труженики Москвы. Настойчиво претворяя в жизнь Генеральный план развития столицы, передовые коллективы домостроителей рапортовали о досрочном выполнении плановых заданий четвертого года одиннадцатой пятилетки. Впереди — еще завершающий год, который строители готовы ознаменовать новыми трудовыми победами.

На месяц раньше срока выполнили плановые задания труженики ДСК-2 Главмосстроя. Сверх плана введено в эксплуатацию жилых домов полезной площадью более 5 тыс. м<sup>2</sup>. Объем строительно-монтажных работ собственными силами выполнен на сумму 40 млн. р. Более 75% жилых домов из компоновочных объемно-планировочных элементов (КОПЭ) сдано в эксплуатацию с оценками «хорошо» и «отлично». Значительно перевыполнено задание по росту производительности труда.

Все подразделения ДСК-2 встали на трудовую ударную вахту в честь 40-летия Великой Победы. Домостроители приняли повышенные социалистические обязательства, которыми предусмотрено выполнить строительно-монтажных работ собственными силами на сумму 40 тыс. р., выпустить дополнительно товарной продукции на сумму 25 тыс. р. и на 0,7% снизить ее себестоимость.

Усилия коллектива ДСК-2 в настоящее время сконцентрированы на решении основных задач завершающего года одиннадцатой пятилетки — перевыполнении плановых заданий и социалистических обязательств, достижении максимальной экономии материально-энергетических ресурсов, обеспечении высокого качества сдаваемых в эксплуатацию жилых зданий.

Очаковский завод ЖБК ДСК-2 выпускает наружные и внутренние стеновые панели, панели перекрытий и доборные изделия. Годовая мощность завода составляет более 250 тыс. м<sup>3</sup> железобетонных конструкций и изделий. На заводе большое внимание уделяется проведению организационно-технических мероприятий, направленных на совершенствование технологии, улучшение качества и повышение заводской готовности изделий.

Коллектив Очаковского завода ЖБК успешно справился с заданиями 1984 г. Сверх плана заводчанами выпущено более 700 м<sup>3</sup> железобетонных конструкций и изделий, сэкономлено 25 т металла, 15 тыс. кВт·ч электроэнергии и 10 т цемента. В сжатые сроки труженики завода освоили производство компоновочных объемно-планировочных элементов. Крупнопанельные жилые дома из КОПЭ — новый качественный этап в освоении Единого московского каталога. Эти дома имеют меньший марочный состав сборных железобетонных изделий. В настоящее время НИИ Мосстроя совместно с Моспроект-1 и заводчанами ведутся работы по сокращению количества сборных элементов за счет их дальнейшего укрупнения, уменьшению их материалоемкости и снижению расхода цемента и металла.

Производственные успехи заводчан самым тесным образом связаны с социали-

стическим соревнованием. Все труженики завода активно встали на вахту под девизом «40-летию Великой Победы — 40 ударных трудовых недели!». Все 70 производственных бригад завода, в которых трудятся более 1 тыс. чел., приняли повышенные социалистические обязательства по достойной встрече Дня Победы.

В коллективах бригад Очаковского завода ЖБК широкий отклик получили указания и выводы, содержащиеся в выступлении Генерального секретаря ЦК КПСС, Председателя Президиума Верховного Совета СССР товарища К. У. Черненко на заседании Политбюро ЦК КПСС 15 ноября 1984 г. Стремясь закрепить достигнутые результаты, достойно встретить XXVII съезд партии, 40-летие Победы советского народа в Великой Отечественной войне, рабочие, инженерно-технические работники и служащие завода обязались изготовить в 1985 г. более 200 тыс. м<sup>3</sup> железобетонных конструкций и изделий для жилых домов из КОПЭ, проработать два дня в году на сэкономленных материалах, сырье и топливе.

Немаловажное значение имеет качество продукции. Во всех подразделениях завода широко обсуждалось письмо бригадиров домостроительных комбинатов страны «Слово о чести строителя», опубликованное в газете «Правда» 8 сентября 1984 г. и принятое по нему постановление ЦК КПСС. Участники обсуждения обязались повысить личную ответственность каждого за порученное дело.

Внутренним стеновым панелям и панелям перекрытий для домов из КОПЭ присвоен государственный Знак качества. Панели наружных стен аттестованы по I категории качества. Большая заслуга в этом коллективов формовочных цехов завода. Встав на ударную вахту в честь 40-летия Великой Победы, они не только увеличили выпуск сборного железобетона, но и повысили качество изделий.

В числе лидеров социалистического соревнования в честь 40-летия Победы бригады коммунистического труда В. С. Волкова, В. В. Самарова, Н. Д. Лаптева и др. Так, за один месяц ударной трудовой вахты коллективом формовочного цеха № 1 выпущено более 6,8 тыс. м<sup>3</sup> железобетонных конструкций при плане 6,3 тыс. м<sup>3</sup>. Не меньшие результаты у коллектива формовочного цеха № 2 — план месяца здесь выполнен на 116%.

Лучшим коллективом формовочного цеха № 1 признана бригада В. С. Волкова. Эта бригада неоднократно лидировала в социалистическом соревновании в честь 40-летия Победы. Успешно справляется с высокими социалистическими обязательствами бригада В. В. Моисеева из этого же цеха. Бригадир не только умело руководит бригадой, но и активно участвует в общественной жизни комбината. В частности, он является членом центральной группы народного контроля ДСК-2.

Группы и посты народного контроля осуществляют проверки непосредственно на рабочих местах строителей и в цехах завода. Благодаря таким проверкам, активности и настойчивости народных контролеров на комбинате заметно со-

кратились расходы материалов, улучшилось качество продукции. В числе тех, кто осуществляет народный контроль — сами домостроители, заводчане Н. В. Бобков, А. Г. Тарасов и другие передовые бригадиры и рабочие. Особое внимание уделяют народные контролеры качеству выпускаемых изделий КОПЭ, которые в настоящее время аттестованы по высшей категории качества. В результате активных действий народных контролеров на заводе внедрены эффективные затирочные диски, шпаклевочные машины, которые позволили получать изделия с улучшенной лицевой поверхностью.

Существенным резервом производства считают на Очаковском заводе ЖБК работу по методу бригадного подряда. Так, в настоящее время по этому передовому методу работают 17 бригад, которые выполняют годовой объем работ на сумму 16 млн. р., что составляет 88% объема производства. Как показывает опыт работы этих бригад, в них достигается наибольшая экономия материалов, постоянно растет производительность труда, повышается качество выпускаемой продукции.

Значительный экономический эффект получают заводчане от внедрения передовых прогрессивных разработок и решений. Так, здесь освоена конвейерная линия по изготовлению внутренних стеновых панелей и доборных элементов для жилых домов из КОПЭ. Смонтирован наклонно-замкнутый конвейер производительностью 52 тыс. м<sup>3</sup> железобетонных изделий в год. Интересно, что обе ветви конвейера, в отличие от ленты конвейера на вибропротатных станах, помещены в камеры, что сократило производственные площади. В состав этого конвейера входят передаточные тележки, приводы перемещения форм, кантователь-распалубщик, виброплощадка, бетоноукладчик и затирочные машины. Большой вклад в дело внедрения прогрессивных решений и разработки эффективного оборудования вносят рационализаторы завода. Достаточно отметить, что в 1984 г. экономический эффект от внедрения рационализаторских предложений составил более 300 тыс. р.

Повышенные плановые задания связаны с реконструкцией ряда технологических линий завода, расширением производства изделий для домов из КОПЭ. Отлично справляются с принятыми социалистическими обязательствами многие заводчане. Среди них В. В. Моисеев, И. И. Соболев, Ф. А. Сушков, А. Ф. Кривошеин, ветераны завода В. С. Сорокин, В. Г. Кравцов, Г. Д. Антонов, комсомольцы О. В. Петрухина, В. Е. Костенко, Л. Н. Степанова и др.

Весь комплекс мероприятий, осуществляемый на Очаковском заводе администрацией, парткомом, профкомом и комитетом ВЛКСМ по повышению деятельности социалистического соревнования в честь 40-летия Великой Победы, убедительно свидетельствует о горячем желании заводчан встретить знаменательную дату большими успехами в мирном и благородном труде на благо любимой Отчизны.

Р. Н. АЛИЕВ (Чиназский комбинат стройматериалов и конструкций);  
Н. Я. БРИСКИН, В. В. ПОПОВ (КТБ НИИЖБ)

## Опыт применения арматурных канатов класса К-19 в стойках опор ВЛ

Для расширения сортамента эффективных видов арматуры Минчерметом СССР организовано на Череповецком сталепрокатном заводе промышленное производство арматурных канатов класса К-19 диаметром 14 мм по ТУ 14-4-22-71. Их поставляют по фундаментам на арматурные канаты класса К-7 (ГОСТ 13840—68) с указанием класса каната и нормативного документа на него.

Применение в предварительно напряженных железобетонных конструкциях арматурных канатов класса К-19 позволяет экономить дорогостоящую арматурную сталь, улучшает условия производства и снижает трудоемкость работ. Госстрой СССР рекомендует широко применять арматурные канаты класса К-19.

При одинаковом разрывном усилии по расходу металла канат класса К-19 диаметром 14 мм экономичнее каната класса К-7 диаметром 15 мм примерно на 10%. Кроме того, канаты класса К-19 более гибки и более надежны при натяжении. Повышенная гибкость канатов создает дополнительные удобства при их транспортировании и раскладке на стенде.

При натяжении канатов из-за некачественных захватных устройств или дефектов составляющих проволок часто происходит обрыв одной или нескольких проволок. При обрыве одной проволоки у канатов класса К-7 теряется почти 14% несущей способности каната, он теряет также геометрическую устойчивость и в дальнейшем не может быть использован как арматурный элемент [1]. У канатов класса К-19 обрыв одной проволоки наружного слоя снижает несущую способность каната всего на 7%. Такой обрыв не приводит к выходу из строя каната, и его еще используют в качестве арматурного элемента.

На Чиназском комбинате строительных материалов и конструкций треста Промстройматериалы Главсредазирсовхозстроя Минводхоза СССР при участии



Рис. 1. Изготовление вибрированных опор ВЛ на длинном стенде

КТБ НИИЖБ и НИИЖБ внедрена технология изготовления на длинном стенде железобетонных стоек для опор ВЛ 35 кВ, армированных канатами классов К-19 или К-7 (рис. 1).

Стойки типа СВ 164 по ГОСТ 23613—79 представляют собой железобетонные конические конструкции

прямоугольного сечения длиной 16,4 м (рис. 2). Они рассчитаны в соответствии с требованиями СНиП II-21-75, ГОСТ 23613—79 «Стойки железобетонные вибрированные для опор высоковольтных линий электропередачи» и «Рекомендаций по применению 19-проволочных арматурных канатов в предварительно напряженных железобетонных конструкциях» (М.: НИИЖБ, 1984 г.).

Стойки изготовляли по чертежам, разработанным КТБ НИИЖБ. Взаемно спирально, расположенной по всей длине, в опытных стойках предусмотрено применение корытообразных каркасов из проволоки класса Вр-1 по ГОСТ 6727—80 «Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций». Каркасы устанавливают в основании, опорном сечении, местах расположения закладных деталей и в вершине стойки. Их применение более удобно при производстве работ по стендовой технологии.

Вначале в качестве продольной напрягаемой арматуры применяли арматурные канаты класса К-7 диаметром 15 мм по ГОСТ 13840—68 «Канаты стальные арматурные 1×7 (семипроволочные арматурные пряди)». Затем канаты класса К-7 заменили канатами класса К-19 диаметром 14 мм (по ТУ 14-4-22-71 «Канаты стальные арматурные 1×19 (девятнадцатипроволочные арматурные пряди)»). При этой замене не требуется пересчет конструкции стойки и изменения технологии ее изготовления.

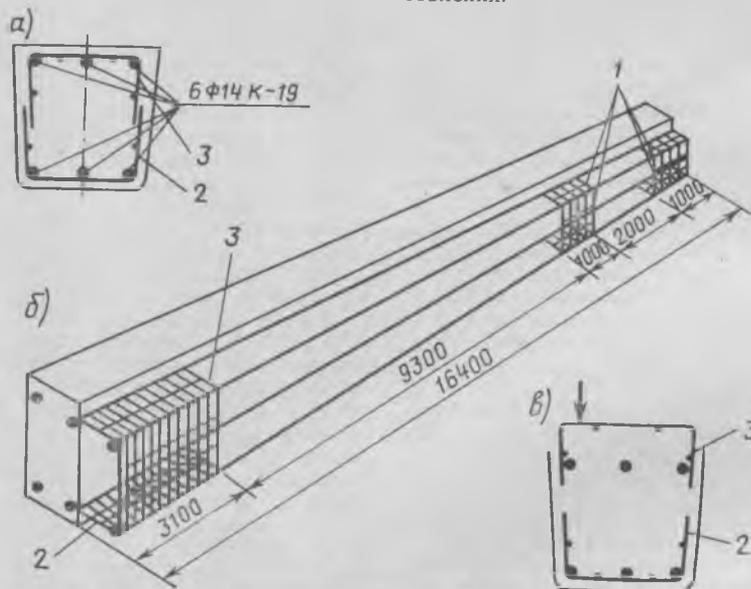


Рис. 2. Конструкция опытной вибрированной стойки ВЛ с арматурными канатами  
а — схема армирования опытной стойки; б — конструкция стойки; в — схема установки корытообразных каркасов  
1 — корытообразные каркасы из проволоки диаметром 5 Вр-1; 2 — нижний корытообразный каркас; 3 — верхний корытообразный каркас (устанавливается после натяжения канатов)

## Особенности расчета крупнопанельных зданий с напрягаемой арматурой

Конструктивно-технологические решения крупнопанельных зданий с напрягаемой арматурой и шпоночным соединением элементов изложены в работах [1, 2].

В зданиях высотой до 9 этажей изгибающие моменты от горизонтальных, в том числе и сейсмических воздействий значительно меньше, чем в высотных домах, и трещиностойкость сборных элементов обеспечивается ненапряженной арматурой. Поэтому при назначении количества и размещения напрягаемой арматуры прежде всего решается задача повышения трещиностойкости стыковых соединений. В зданиях высотой до 9 этажей напрягаемая арматура размещается в зонах стыков, а ее количество определяется ростом трещиностойкости стыка с учетом сейсмических воздействий и конструктивных требований СНиП II-7-81 о минимуме связевой арматуры.

Можно указать следующие факторы, благоприятно сказывающиеся на работе крупнопанельного здания при сейсмических воздействиях даже при сравнительно небольшом количестве напрягаемой арматуры. Усилие обжатия создает дополнительную пригрузку здания без соответствующей массы, т. е. без увеличения сейсмической силы; это уменьшает возможность появления растягивающих напряжений в горизонтальных стыках несущих стен верхних этажей (возможное увеличение сейсмической силы за счет увеличения жесткости от преднапряжения незначительно), в стыках используется высокопрочная арматура, что снижает общий расход металла. Напрягаемая арматура, выполняющая функцию связей между панелями, включена в работу до приложения внешних нагрузок, чем обеспечивается уменьшение податливости стыков и повышение их трещиностойкости. Эквивалентное количество ненапряженной арматуры, расположенное в стыках, не обеспечит такой же трещиностойкости. При использовании канатной арматуры в качестве связевой трудозатраты на изготовление и монтаж элементов уменьшаются.

Расчет и конструирование крупнопанельного здания состоят из двух этапов:

определения усилий в элементах и стыках и подбора соответствующих сечений бетона и арматуры. Остановимся на некоторых особенностях методики расчета, характерных для зданий с напрягаемой связевой арматурой.

Точный расчет здания на сейсмические воздействия является сложной динамической задачей, поэтому определение расчетных усилий носит приближенный характер. Для зданий с напрягаемой арматурой высотой до 9 этажей, возводимых в районах с сейсмичностью до 8 баллов, оно может выполняться по общепринятой методике в соответствии со СНиП II-7-81. Сначала определяются усилия без учета напрягаемой арматуры, а затем они суммируются с усилиями преднапряжения. Опыт показал, что такой подход дает достаточно надежные, но несколько завышенные результаты. Учет в расчетной схеме действительного местоположения связей (арматурных и шпоночных железобетонных), объединяющих между собой сборные элементы, в некоторых случаях снижает величину определяемых расчетных усилий [1].

Следовательно, методика определения усилий в здании с напрягаемой арматурой и шпоночным соединением элементов отличается от традиционной лишь тем, что при составлении расчетной схемы необходимо учитывать наличие напрягаемой арматуры и действительное местоположение связей.

Рассмотрим специфику расчета и конструирования элементов и стыков. На рис. 1 приведена конструктивная схема здания с указанием основных узлов сопряжения сборных элементов.

Тип и количество напрягаемой арматуры назначаются в зависимости от этажности здания и сейсмичности района. Если по расчету вертикальная арматура не требуется (растягивающие усилия в стенах-диафрагмах не возникают), то количество арматуры назначается по требованиям СНиП II-7-81. При возможном возникновении растягивающих напряжений количество арматуры принимается по расчету. При определении степени на-

Отмеченные выше преимущества арматурного каната класса К-19 были сразу же отмечены при изготовлении стоек.

Испытания опытных стоек, изготовленных по стендовой технологии и армированных канатами класса К-19, показали, что их прочность, трещиностойкость и деформативность отвечают требованиям СНиП II-21-75 и ГОСТ 23613—79 на однотипные стойки СВ 164 с арматурой классов А-IV и А-V, изготавливаемых по агрегатной технологии. При этом жесткость и трещиностойкость стоек, армированных канатами класса К-19, выше.

Использование канатов класса К-19 и изготовление стоек по стендовой технологии (на длинном стенде) позволили сократить трудозатраты на 20—30%. Снижение расхода арматуры по сравнению с типовой конструкцией, армированной сталью классов А-IV или А-V, составило 20—40%, себестоимость стойки при этом снизилась на 4—6 р.

При одинаковой технологии изготовления стоек применение арматурных канатов класса К-19 вместо канатов класса К-7 позволяет экономить от 20 до 50 р. на 1 т.

Арматурные канаты класса К-19 использовали также в центрифугированных железобетонных стойках опор ВЛ 35—330 кВ по ГОСТ 22687—77 «Стойки железобетонные центрифугированные для опор высоковольтных линий электропередачи» с канатно-стержневым армированием. По сравнению с типовыми стойками, армированными только канатами класса К-7 или стержнями классов А-IV и А-V, при одних и тех же условиях эксплуатации, стойки с канатно-стержневым армированием (напрягаемая арматура — канаты класса К-19, ненапрягаемая — сталь классов А-IV и А-V) наиболее экономически эффективны [2].

Применение железобетонных центрифугированных стоек опор ВЛ с канатно-стержневым армированием вместо стоек, армированных только канатами, позволяют снизить их себестоимость на 12—30 р., а расход металла уменьшается на 15—45 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона. При замене стержневого армирования (при равной себестоимости) снижение расхода металла составляет 30—40%.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Брискин Н. Я. Арматурные канаты класса К-19. — Бетон и железобетон, 1980, № 2.
2. Попов В. В., Брискин Н. Я., Хаит И. Г., Курносоев А. И. Предложения по эффективному применению арматурных канатов в стойках высоковольтных опор ЛЭП. В кн.: Применение витой проволочной арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. М.: Стройиздат, 1976.

тяжения необходимо учитывать потери в соответствии с п. 124 СНиП II-21-75. Сжимающие напряжения от напрягаемой арматуры в бетоне стеновых панелей невелики (0,2—0,3 МПа). Первый подсчет потерь производится от релаксации при механическом способе натяжения и деформации анкеров (табл. 5 СНиП II-21-75). Потери от температурных перепадов, трения о стенки каналов и быстронатекающей ползучести не учитываются, поскольку натяжение производится в свободных полостях, не заполненных бетоном. Затем после передачи усилия на бетон омоноличивания стыка потери определяются от релаксации напряжений арматуры, усадки и ползучести бетона, обжатия стыков сборных элементов.

Потери могут быть сведены к минимуму путем повторного натяжения арматуры до бетонирования стыков.

Передачная прочность бетона омоноличивания стыков принимается равной проектной прочности, так как передача усилия натяжения на бетон стыка про-

изводится по истечении 28 сут, в течение которых выполняются отделочные и другие работы. При этом ее величина должна быть не менее указанной в табл. 7 СНиП II-21-75.

При сборных фундаментах в качестве зоны анкеровки принимается высота панелей цокольного этажа, а при монолитных к длине зоны добавляется толщина фундамента.

Следует считать, что натяжение связевой арматуры на этапе монтажа производится на упоры. После заполнения полостей стыков бетоном и достижения им проектной прочности упорные приспособления на верхних концах вертикальной напрягаемой арматуры снимаются, усилие натяжения передается на бетон омоноличивания стыка. Такое конструктивно-технологическое решение принципиально меняет роль напрягаемой арматуры в здании при сейсмических воздействиях [3]. Небольшое количество арматуры и соответствующее усилие ее натяжения мало сказываются на прочности и жесткости

здания в целом и на трещиностойкости несущих элементов (стеновых панелей). Однако трещиностойкость самих стыков после снятия анкеров существенно увеличивается.

С повышением этажности здания и сейсмичности количество напрягаемой арматуры увеличивается, эффект перераспределения напряжений в стыках сказывается больше. Это необходимо учитывать при составлении расчетной схемы сооружения и определении усилий от статических и сейсмических воздействий. Расчет конструкций следует производить по первой и второй группам предельных состояний. В соответствии с п. 1.17 СНиП II-21-75 к стыкам предъявляются требования трещиностойкости II категории с предельно допустимой шириной раскрытия трещин  $a_T = 0,15$  мм.

Варьирование несущей способности за счет изменения площади напрягаемой связевой арматуры открывает широкие возможности для унификации сборных элементов, поскольку для возведения зданий малой и повышенной этажности в районах несейсмических и с различной сейсмичностью могут использоваться в большинстве случаев одни и те же сборные элементы с обычным ненапряженным армированием.

Анализируя конструкции стыков (рис. 2), можно отметить, что их несущая способность обусловлена наличием шпуночных соединений. В конструктивных решениях зданий с напрягаемой арматурой шпуночные соединения можно разделить на две группы. К первой относятся бетонные шпонки вертикальных стыков наружных и внутренних стеновых панелей, в которых взаимодействуют бетон замоноличивания стыка и бетон стеновых панелей. Бетонными они принимаются условно (так как в бетоне замоноличивания расположена напрягаемая связевая арматура, которую необходимо учитывать при расчете на образование наклонной трещины).

Расчет таких шпонок выполняется на смятие площадки, через которую передается сдвигающая сила, на срез вдоль направления действия сдвигающей силы и на образование наклонной трещины между шпонками в соответствии с ВСН 32-77 и п. 3.44 СНиП II-21-75, пп. 3.95 3.114 соответствующего руководства. При этом необходимо учитывать особенности конструкций с напрягаемой арматурой и увеличивать несущую способность шпонок — в вертикальных стыках за счет натяжения горизонтальной напрягаемой арматуры, в горизонтальных стыках за счет обжатия вертикальной связевой арматуры и массой вышележащих конструкций. Расчетное сопротивление бетона  $R_p$  и  $R_{np}$  принимается

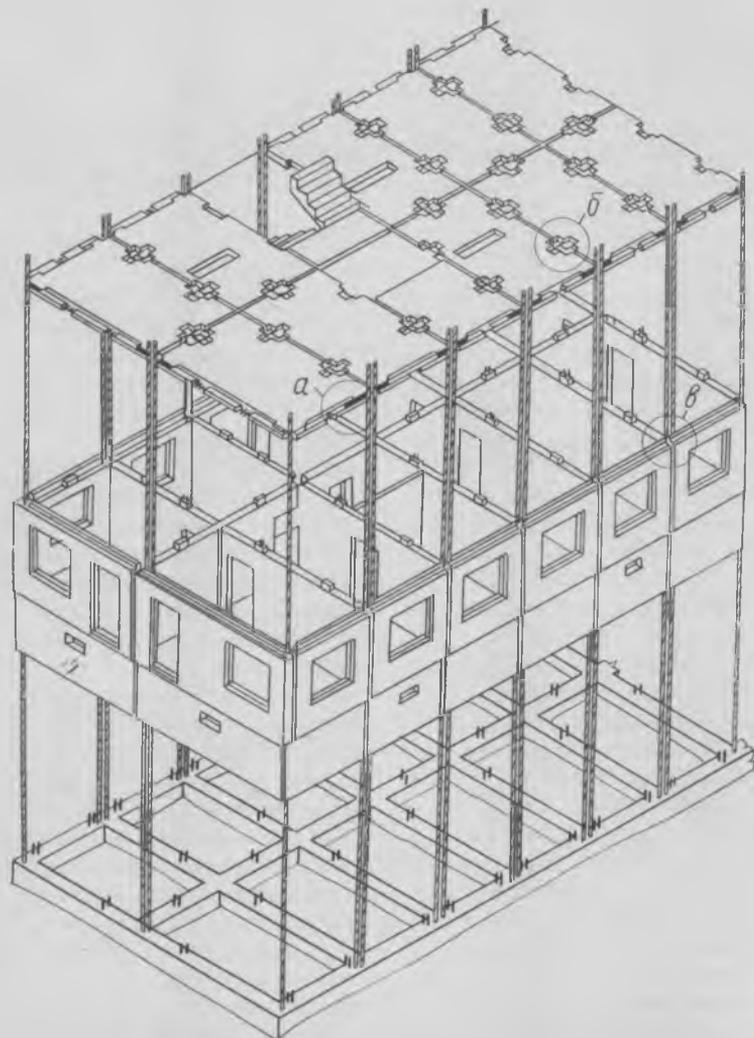


Рис. 1. Конструктивная схема крупнопанельного здания с преднапряженной арматурой и шпуночным соединением элементов  
а — сопряжение наружных стеновых панелей с плитами перекрытий; б — сопряжение плит перекрытия между собой и с внутренними стеновыми панелями; в — сопряжение наружных стеновых панелей с внутренними

по характеристикам бетона замоноличивания.

Методика расчета шпонок горизонтальных стыков несколько отличается от изложенной выше, поскольку они являются железобетонными и по характеру напряженного состояния сходны с короткими консолями. Их расчет и конструирование можно выполнять в соответствии пп. 3.37 и 3.44 СНиП II-21-75 или ВСН 32-77. При этом расчет на смятие выполняется по прочности бетона замоноличивания, а на срез и образование наклонной трещины — по прочности бетона стеновых панелей.

Перераспределение напряжений в вертикальных стыках после передачи усилия натяжения канатной арматуры на бетон омоноличивания было проверено экспериментально. На опытном здании в Кутаиси часть канатной арматуры вертикальных стыков была оставлена в монтажном положении (усилие натяжения передавалось на бетон стеновых панелей через стальные упорные пластины и парапетные блоки). Через год после сдачи дома в эксплуатацию цанговые упоры были срезаны и усилие натяжения передано на бетон стыка. При этом регистрировалось изменение напряжений в бетоне омоноличивания стыка и стеновых панелей.

Изменения напряжений в бетоне стеновых панелей и омоноличивания стыка после отпуска арматуры показаны на рис. 3. Через год после окончания монтажа явления усадки, ползучести бетона и релаксации напряжений арматуры практически стабилизировались. Напряжения в бетоне омоноличивания после отпуска арматуры возрастают, а в бетоне стеновых панелей — убывают. Начальные напряжения в бетоне до отпуска арматуры обозначены  $\sigma_0$ . Теоретическая величина  $\sigma_0$  составляет 0,2—0,3 МПа. Точное экспериментальное значение  $\sigma_0$  установить достаточно трудно, поэтому

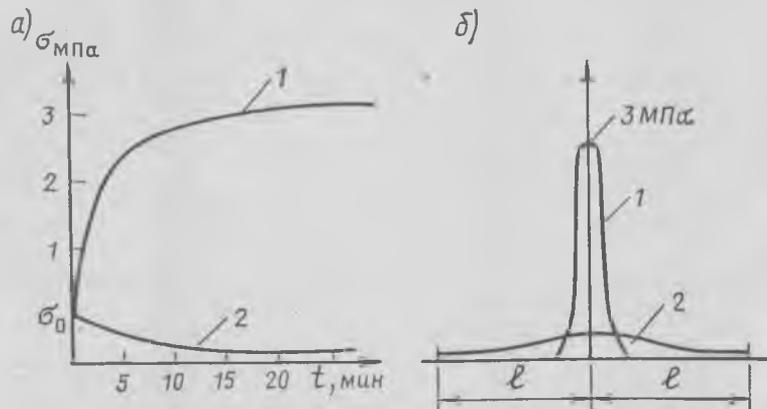


Рис. 3. Перераспределение напряжений после отпуска вертикальной напрягаемой арматуры  
 а — изменение напряжений во времени; б — перераспределение напряжений в бетоне омоноличивания и в стеновых панелях  
 1 — напряжения в бетоне омоноличивания; 2 — напряжения в бетоне стеновых панелей (2  $l$  — ширина простенка)

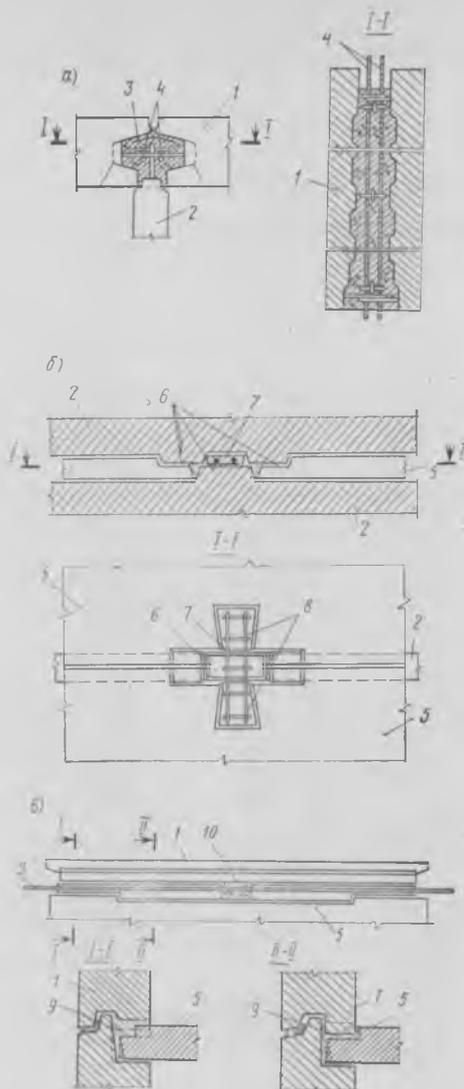


Рис. 2. Сопряжение панелей  
 а — наружных стеновых панелей с внутренними; б — плит перекрытия между собой и с внутренними стеновыми панелями; в — наружных стеновых панелей с плитами перекрытия  
 1 — наружная стеновая панель; 2 — внутренняя стеновая панель; 3 — герметизирующая резиновая лента; 4 — вертикальная напрягаемая канатная арматура; 5 — плита перекрытия; 6 — шпонка стеновой панели; 7 — арматурный каркас; 8 — шпонка «ласточкин хвост»

показаны только приращения напряжений после отпуска арматуры. Перераспределение напряжений свидетельствует о том, что потери напряжений в результате явлений составили относительно небольшую часть начального усилия натяжения.

Таким образом, наличие преднапряжения бетона стыков и надежность работы вертикальной напрягаемой арматуры были подтверждены экспериментально.

#### Выводы

Анализ напряженного состояния элементов крупнопанельного здания с напрягаемой арматурой показывает, что при высоте до 9 этажей и сейсмичности 7 и 8 баллов прочность и трещиностойкость сборных элементов обеспечивается (кроме верхних этажей при 8 баллах) обычной ненапрягаемой арматурой, а связь между ними — шпоночными соединениями и связевой арматурой, уложенной в горизонтальные и вертикальные стыки. Натяжение связевой арматуры не создает существенных сжимающих напряжений в бетоне стеновых панелей, однако значительно повышает жесткость и трещиностойкость стыков, обеспечивает их адаптацию к сейсмическим воздействиям, поскольку бетон стыков работает как преднапряженный. Натурные испытания опытного 9-этажного здания подтвердили возможность увеличения шага металлических связей по сравнению с величиной, рекомендуемой СНиП II-21-75 и ВСН 32-77, при условии выполнения требований, диктуемых расчетом или минимальным общим количеством связевой арматуры.

При составлении расчетной схемы и определении расчетных усилий в здании необходимо учитывать наличие напрягаемой арматуры, а также действительное местоположение связей, объединяющих между собой сборные элементы. Тип и количество напрягаемой горизонтальной и вертикальной связевой арматуры назначаются по результатам расчета в зависимости от этажности здания и сейсмичности площадки строительства. Трещиностойкость стыков определяется с учетом предварительного напряжения бетона стыка. Шпоночные соединения рассчитываются по общепринятой методике, но с учетом наличия напрягаемой арматуры.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Махвиладзе Л. С. Крупнопанельные здания с напрягаемой арматурой. В кн.: Особенности конструирования и расчета. Вып. 1. Ярославль, ОНТИ ПТИОМЭС Минстроя СССР, 1984.
2. Махвиладзе Л. С. Особенности стыков крупнопанельных зданий с напрягаемой арматурой. — Бетон и железобетон, 1983. № 1.
3. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1983.

И. Е. ПРОКОПОВИЧ, д-р техн. наук, проф., В. Ф. Мазур, инж. (Одесский инженерно-строительный ин-т)

## Влияние длительного действия нагрузок на прочность железобетонных элементов

Установлено, что в некоторых случаях кратковременная прочность элементов бетонных и железобетонных конструкций после длительного действия относительно высоких сжимающих нагрузок увеличивается.

В Одесском инженерно-строительном институте испытаны стержни с умеренными и малыми коэффициентами армирования. Кроме того, проанализированы результаты опытов [1, 2] и данные, относящиеся к стержням с высокими коэффициентами армирования. При этом изучали прочность и длительное деформирование бетонных и железобетонных призм при простом и внецентренном сжатии, а также железобетонных балок при изгибе. Всего испытали 95 призм размером  $10 \times 10 \times 40$  см и 39 балок размером  $10 \times 10 \times 270$  см. В опытах использовали бетон естественного твердения, тяжелый на портландцементе, гранитном щебне и речном песке; состав по массе 1:2,18:4,47; В/Ц=0,6. Цемент содержал в среднем 7,7% трехкальциевого алюмината, 51,1% трехкальциевого силиката, 24,6% двухкальциевого силиката и 12,9% четырехкальциевого алюмоферрита; арматура ненапряженная. Физико-механические характеристики арматуры и бетона приведены в табл. 1. Во время твердения в опалубке и распалубки образцы укрывали влажными опилками (табл. 2).

Для создания внецентренного сжатия сжимающие силы прикладывали к образцам с эксцентриситетами  $e_0: \mu = \mu' = 0$ ,  $e_0 = 1,4$  см;  $\mu = \mu' = 0,0077$ ,  $e_0 = 1,72$  см (2-й случай);  $e_0 = 5,2$  см (1-й случай);  $\mu = \mu' = 0,0172$ ,  $e_0 = 2,2$  см (2-й случай);  $e_0 = 7,5$  см (1-й случай). К шарнирно опертым балкам нагрузку в виде двух сосредоточенных сил, расположенных на расстояниях 90 см от опор, прикладывали через распределительную траверсу.

Образцы, не нагружавшиеся ранее, испытывали на прессе УИМ-50. Длительное простое и внецентренное сжатие создавали пружинными установками, изгиб — грузами, укладываемыми на платформы, подвешенные к траверсам.

Испытания всех основных образцов осуществляли по режиму: загрузку в возрасте  $t_0 = 28$  сут ступенями со стандартной скоростью до заданных величин  $N_{дл}$  или  $M_{дл}$ ; выдерживание при постоянных нагрузках в течение  $t_p - t_0$ ; действие при  $t = t_p$  дополнительных нагрузок, соответствующих  $\Delta N_p(t_p)$  или  $\Delta M_p(t_p)$  и вызывающих разрушения (см. табл. 2). Дополнительно при  $t_0 = 28$  сут и  $t_p$  разрушали ранее не нагружавшиеся образцы-близнецы и определяли величины  $N_p(28)$  и  $M_p(28)$ , а также  $N_p(t_p)$  и  $M_p(t_p)$ . Как при кратковременных загрузках, так и при догрузках нагрузку увеличивали до разрушения сжатой зоны бетона, т. е. до полного исчерпания несущей способности стержня. Проверка по распределению Стюдента, выполненная отдельно для каждого из пяти образцов, испытывавшихся для определения  $N_p(28)$ ,  $M_p(28)$ ,  $N_p(t_p)$  и  $M_p(t_p)$ , показала, что при надежности 0,95 возможные отклонения усилий не превышают 6,5%.

Результаты экспериментального изучения влияния твердения и длительного действия нагрузок на прочность

бетонных и железобетонных элементов при догрузках, в виде зависимостей коэффициентов  $K_k$  от  $K_d$ , представлены на рисунке.

В случае простого и внецентренного сжатия:

$$K_d = \frac{N_{дл}}{N_p(28)}; K_k = \frac{N_{дл} + \Delta N_p(t_p)}{N_p(28)}; (1)$$

изгиба

$$K_d = \frac{M_{дл}}{M_p(28)}; K_k = \frac{M_{дл} + \Delta M_p(t_p)}{M_p(28)}; (2)$$

При вычислении величин, стоящих в числителе формул (1) и (2), использовали средние данные по стержням (1—5 шт.), величин, стоящих в знаменателе, — средние по пяти стержням.

Коэффициент  $K_k$  характеризует увеличение прочности стержня после действия нагрузки, соответствующей  $K_d^0$ , в течение времени  $t_p - 28$ . На рисунке ось  $K_d = K_d^0 = 0$  соответствует стержням, твердевшим в незагруженном состоянии. Равенства  $K_k = K_k^0$  относятся к стержням, разрушившимся в условиях длительного действия нагрузки, приложенной при  $t_0 = 28$  сут.

Таблица 2

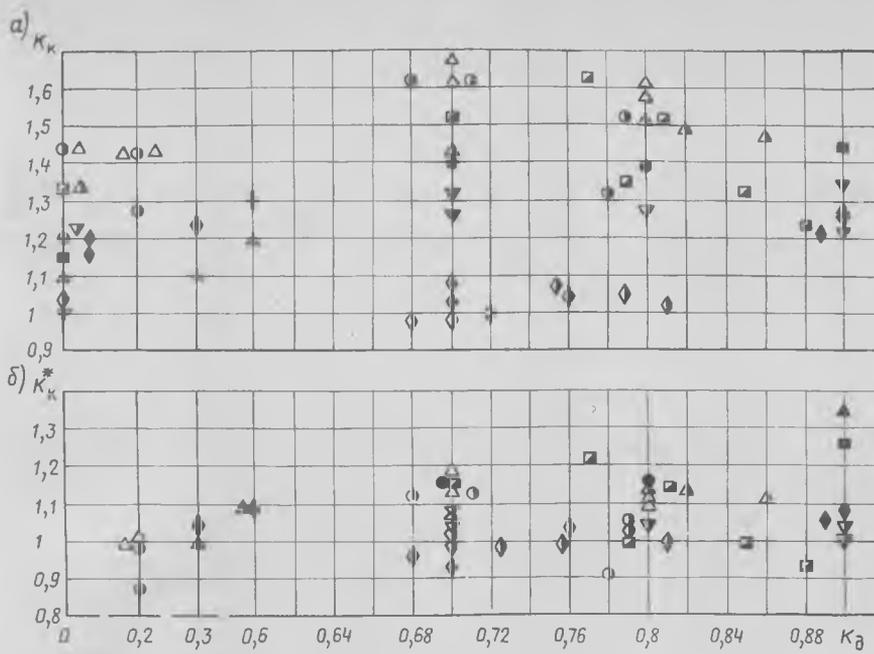
Условия опытов	[2]			Авторов		
	сут	T, °C	W, %	сут	T, °C	W, %
Твердение в опалубке	3*	19—21	—	4	20	—
	6	19—21	—	4	17	—
Твердение после распалубки	6	19—21	—	14	20	—
	6	19—21	—	7	19	—
Воздушное твердение	19	19—21	86—90	10	20	70
	19	19—21	86—90	17	17—19	60—75
Длительные испытания	316—369	15—23	50—60	402—419	19—23	55—75
	364	16—20	61—90	450	17—19	60—75

\* Над чертой — призмы, под чертой — балки.

Таблица 1

Опыты	Арматура	$E_a$ , МПа	$\sigma_T$ , МПа	$\sigma_{0,2}$ , МПа	$\sigma_B$ , МПа	$\mu$	$\mu'$	$\bar{R}(28)$ , МПа	$\bar{R}_{пр}(28)$ , МПа	$\frac{\bar{R}(t_p)}{\bar{R}(28)}$	$\frac{R_{пр}(t_p)}{R_{пр}(28)}$
[2]	$\varnothing 10A-III^*$	$2 \cdot 10^5$	—	366	630,0	0,0172	0,0172	25,16—29,97	20,54—23,80	1,28—1,51	1,11—1,22
	$\varnothing 14A-III$	$2 \cdot 10^5$	433,3	—	688,3	0,0345	0	25,50—30,34	19,34—22,30	1,16—1,19	1,11
Авторов	$\varnothing 6A-III, 35ГС$	$2 \cdot 10^5$	—	519	762,7	0,0077	0,0077	30,2—34,1	22,88—27,0	1,34—1,48	1,33—1,48
	$\varnothing 8A-III, 25Г2С$	$2 \cdot 10^5$	364,0	—	600,0	0,0120	0	25,1—28,2	17,5—20,1	1,33—1,42	1,41—1,51

\* Над чертой — призмы, под чертой — балки



Зависимость  $K_k$  от  $K_d$  (а) и  $K_k^*$  от  $K_d$  (б)

По опытам [1, 2]: Железобетонные элементы: ■ — сжатие; ▲ — внецентренное сжатие, 2-й случай; ▼ — то же, 1-й случай; ◆ — изгиб; бетонные элементы: ● — сжатие. По опытам [1, 2]: Железобетонные элементы: полужаштрихованный квадрат — сжатие; полужаштрихованный треугольник — внецентренное сжатие, 2-й случай; полужаштрихованный перевернутый треугольник — то же, 1-й случай; полужаштрихованный ромбик — изгиб; бетонные элементы: полужаштрихованный кружочек — сжатие; △ — внецентренное сжатие

Максимальные величины  $K_k$  отмечаются при  $K_d = 0,7 \dots 0,8$ ; при  $K_d > 0,8$  происходит уменьшение  $K_k$ . Весьма примечательным является значение  $K_d = 0,9$ , при котором длительно действующая нагрузка повышает прочность стержней и вызывает разрушение других стержней. К первым относятся железобетонные стержни с  $\mu = \mu' = 0,0172$  при сжатии и внецентренном сжатии по 1-му случаю, а также с  $\mu = \mu' = 0,0077$  при внецентренном сжатии по 1-му случаю, изгибаемые при  $\mu = 0,0345$  и  $\mu = 0,012$ ; ко вторым — бетонные стержни при простом и внецентренном сжатии, железобетонные стержни с  $\mu = \mu' = 0,0077$  при сжатии, а также  $\mu = \mu' = 0,0077$  и  $0,0172$  при внецентренном сжатии по 2-му случаю.

Важнейшими характеристиками влияния длительно действующей нагрузки на прочность рассматриваемых стержней являются значения коэффициентов  $K_k^*$ , определяемых по формулам:

$$\left. \begin{aligned} K_k^* &= \frac{N_{дл} + \Delta N_p(t_p)}{N_p(t_p)} \\ K_k^* &= \frac{M_{дл} + \Delta M_p(t_p)}{M_p(t_p)} \end{aligned} \right\} (3)$$

и показывающих отношения прочности образцов после выдерживания под на-

грузкой к прочности в том же возрасте образцов-близнецов (см. рисунок).

В формулах (3)  $N_p(t_p)$  и  $M_p(t_p)$  — разрушающие усилия в момент времени  $t_p$  для образцов-близнецов, хранившихся без нагрузки.

Оказывается, что если даже отбросить 9 стержней с высокими коэффициентами армирования, для которых  $K_k^* = 1,25 \dots 1,34$ , то среднее значение  $K_k^* = 1,067$  при коэффициенте вариации  $v = 0,109$ . Только для стержней с малыми и умеренными коэффициентами армирования  $K_k^* = 1,059$ ,  $v = 0,102$ . Необходимо иметь в виду, что в данном случае величины  $v$  связаны не только с естественным рассевом прочности бетона, но и с особенностями влияния длительного действия нагрузки на сопротивление рассматриваемых стержней при различных напряженных состояниях. В силу этого, например, для расположенных в нижней зоне (см. рисунок) изогнутых стержней с  $\mu = 0,012$  и  $\mu' = 0$  среднее значение  $K_k^* = 1$ , а отклонение значений не превышает 4%.

Таким образом, можно считать, что в рассмотренных случаях при  $0,2 \leq K_d \leq 0,85 \dots 0,89$  для средних значений  $K_k^*$  выполняется условие

$$K_k^* \geq 1, \quad (4)$$

показывающее, что кратковременная прочность стержней, находившихся под длительными нагрузками, не превышающими определенных уровней, больше или равна прочности незагруженных образцов-близнецов.

Из условия  $K_k^* = 1$  следует, что в стержнях, нагруженных при  $t_0 = 28$  сут до уровня  $K_d = 0,8 \dots 0,89$ , увеличение кратковременной прочности происходит так же, как в незагруженных стержнях. Очевидно, что аналогично будет увеличиваться прочность при любом монотонно возрастающем режиме с максимальными значениями, не превышающими указанных величин. Это открывает возможности для учета увеличения прочности бетона в железобетонных конструкциях во времени, в частности, в процессе строительства.

Реализацию условия (4) необходимо выполнять применительно к каждому конкретному случаю с учетом влияния и взаимосвязи различных факторов, способствующих более интенсивному твердению сжатого бетона [1, 2].

Несмотря на то что все сказанное относилось только к кратковременной прочности, имеются данные, свидетельствующие о наличии режимов приложения нагрузок, при которых длительная прочность сжатых бетонных и железобетонных элементов выше кратковременной в момент загрузки  $t_0 = 28$  сут.

### Выводы

Кратковременная прочность бетонных и железобетонных элементов, выполненных с применением бетонов средних марок и находящихся в обычных температурно-влажностных условиях, после длительного сжатия, внецентренного сжатия и изгиба усилиями постоянными или монотонно увеличивающимися во времени, но не превышающими  $0,8 \dots 0,89$  разрушающих в момент приложения нагрузки  $t_0 = 28$  сут, выше или равна прочности незагруженных элементов-образцов; прочность незагруженных элементов, как правило, может рассматриваться как нижняя оценка прочности нагруженных элементов.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Прокопович И. Е., Шелкунов В. Г., Бабенко Д. В. Длительное сопротивление железобетонных стержней с высокими коэффициентами армирования. — Тезисы докладов республиканской научно-технической конференции «Длительное сопротивление бетонных и железобетонных конструкций». Одесса, 1981.
2. Бабенко Д. В. Экспериментальные исследования длительного сопротивления железобетонных балок с высокими коэффициентами армирования. — Тезисы докладов республиканской научно-технической конференции. «Длительное сопротивление бетонных и железобетонных конструкций». Одесса, 1981.

УДК 666.973.6

Ю. Б. КУЗНЕЦОВ, инж., А. Т. БАРАНОВ, д-р техн. наук, Т. А. УХОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## О нормах расхода вяжущих для автоклавных ячеистых бетонов

При производстве изделий из ячеистых бетонов применяют различные вяжущие (портландцемент, известь, тонкомолотые гранулированные шлаки, высокоосновные золы и др.), а также кремнеземистые компоненты (тонкомолотые пески, золы, отходы обогащения различных руд).

Расходы сырьевых компонентов рекомендуются «Инструкцией по изготовлению изделий из ячеистого бетона» (СН 277-80). В ней, в частности, приведены рекомендуемые составы ячеистого бетона на различных видах вяжущих по таким основным показателям, как отношение кремнеземистого компонента к вяжущему по массе (С) и доля цемента в вяжущем (n).

Как показал анализ опыта работы 58 предприятий ячеистых бетонов, соотношения между компонентами сырьевой смеси, обеспечивающие нормируемые прочностные и другие свойства ячеистых бетонов, колеблются в широких пределах. Из всего разнообразия вяжущих, приведенных в СН 277-80, на практике около 90% приходится на цементное и смешанное (цементно-известковое) вяжущие. Были выбраны 19 рядовых предприятий различной мощности (с общим выпуском 1 млн. 186 тыс. м<sup>3</sup> ячеистобетонных изделий в год), но производящих изделия только из газобетона, т. е. в которых основным видом вяжущего является цемент с небольшой добавкой извести или без нее. Составы газобетона на разных предприятиях различны и показатель  $C = 0,83 - 2,12$ .

В табл. 1 приведены статистические показатели отношения кремнеземистого компонента к вяжущему (С) и доли цемента в вяжущем (n) и их средневзвешенные показатели.

То же самое было проделано по 14 предприятиям, изготовляющим газосиликатный ячеистый бетон (общий выпуск 562 тыс. м<sup>3</sup>), и 24 предприятиям (общий выпуск 1 млн. 932 тыс. м<sup>3</sup>), изготовляющим ячеистый бетон на основе смешанного вяжущего.

Таким образом, усредненные характеристики составов ячеистых бетонов различных видов были получены на основании анализа составов ячеистых бетонов, выпускаемых 58 предприятиями (из 90 действующих в СССР), объем выпуска которых составляет 3,8 млн. м<sup>3</sup> ячеистого бетона, т. е. 70% изделий, выпускаемых в СССР.

По средневзвешенным составам ячеистых бетонов были рассчитаны расходы вяжущих для изделий различной плотности (табл. 2) с учетом рекомендаций

различных нормативных документов. Расходы вяжущих материалов в различных источниках отличаются между собой не более чем на 5—10% и могут быть основой для усредненных нормативов расхода цемента и извести при производстве изделий из автоклавных ячеистых бетонов.

Нормативы расходов вяжущих регламентируют содержание цемента и изве-

Таблица 1

Вид ячеистого бетона	Статистические показатели			Средневзвешенные показатели
	средне-арифметическое	средне-квадратическое	коэффициент вариации	
Газобетон	1,477	0,382	25,7	1,25
	0,888	0,086	9,7	0,90
Газосиликат	3,560	0,870	24,5	3,73
Газобетон на смешанном вяжущем	1,840	0,500	27,2	1,91
	0,539	0,129	24,1	0,60

Примечания: 1. В расчетах активность извести принималась с содержанием  $CaO + MgO = 100\%$ .  
2. Над чертой — для состава ячеистого бетона С, под чертой — л.

Таблица 2

Вид ячеистого бетона	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Расходы цемента/извести, кг/м <sup>3</sup> , регламентируемые источниками			
		1	2	3	4
		Газобетон на цементе	350 — 500 — 600 — 700 — 800 —	— — 250/— 285/— 305/—	135/— — 260/— 300/— 350/—
Газобетон на смешанном вяжущем	350 — 500 — 600 — 700 — 800 —	90/90 108/108 126/126 144/144	85/— — 160/— 175/— 190/—	36/25 90/63 110/77 120/91 140/95	69/60 100/85 120/102 140/95 147/103
Газосиликат	350 — 500 — 600 — 700 — 800 —	— — — — —	— — — — —	—/50 —/77 —/91 —/99 —/113	—/78 —/111 —/133 —/155 —/177

Примечания: 1. Руководство по определению расчетной стоимости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования. — М.: Стройиздат, 1977. 2. Инструкция по определению показателей изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, затрат труда и расхода основных строительных материалов при применении в проектах достижений науки, техники и передового опыта (СН 514-79). — М.: Стройиздат, 1980. 3. Справочник по производству сборных железобетонных изделий. — М.: Стройиздат, 1982. 4. Данные на основе анализа опыта работы 58 предприятий, выпускающих изделия из ячеистого бетона.

сти в 1 м<sup>3</sup> бетона, обеспечивающее ему заданные физико-механические свойства по ГОСТ 25485—82 при использовании материалов, отвечающих требованиям действующих стандартов, основных и широко используемых технологических приемов и режимов производства ячеистых бетонов. Расход цемента и извести на 1 м<sup>3</sup> ячеистого бетона рекомендуется принимать по табл. 3 с учетом проектных марок ячеистого бетона по прочности и плотности, а также его марки по морозостойкости и увеличения расхода на потери вяжущих с «горбушей». В основу расчета принят портландцемент марки 400. При использовании шлакопортландцемента приведенные в табл. 3 расходы вяжущего необходимо умножать на коэффициент 1,15.

Таблица 3

Вид ячеистого бетона	Расход вяжущих, кг на 1 м <sup>3</sup> ячеистого бетона				
	Пл 350, М10	Пл 500, М15	Пл 600, М25	Пл 700, М35	Пл 800, М50
Газосиликат	— 75	— 110	— 130	— 150	— 175
Газобетон на смешанном вяжущем	70 60	95 85	120 100	135 115	165 110
Газобетон	150 20	210 25	250 30	295 35	320 35

Примечания: 1. Над чертой — расход цемента, под чертой — извести. 2. Для получения ячеистых бетонов заданной плотности, но более высокой прочности (например, Пл 700, М50) необходимо расход вяжущего увеличить на 10—15% и применить технологические приемы, способствующие повышению прочности. 3. Для получения ячеистых бетонов заданной плотности, но более низкой прочности (например, Пл 700, М25) расход вяжущего можно уменьшить на 15—17%.

Для высокомарочных цементах в качестве вяжущего при изготовлении автоклавных ячеистых бетонов не введены понижающие коэффициенты расхода, так как использование таких цементов неэффективно. В расчетах принята известь с содержанием  $CaO + MgO = 100\%$ , поэтому изменение ее фактической активности не отразится на постанстве состава бетона. В то же время при расчетах с поставщиками фактическую активность извести необходимо учитывать.

Расход вяжущих для изготовления таких видов ячеистого бетона, как газосиликат, газосланцеолобетон и др., определяется ведомственными нормами

Б. А. КАЛИНКИН, канд. техн. наук (Симферопольский филиал Днепропетровского инженерно-строительного ин-та)

## Прогноз марочной прочности по 4-суточной прочности бетона нормального хранения

Для прогнозирования марочной прочности бетона ранее [1] была предложена эмпирическая формула

$$R_{28} = R_7 + B/C (R_4 - R_1), \quad (1)$$

где  $R_{28}$  — расчетное значение 28-суточной прочности бетона нормального хранения,  $R_1$ ,  $R_4$ ,  $R_7$  — прочность стандартных образцов одной серии, испытанных после 1, 4 и 7 сут нормального хранения.

Прогноз по формуле (1) надежен: расчетные значения совпадают с фактической прочностью и точностью ее экспериментального определения. Однако получение прогнозных оценок требует 7 сут. Такой срок сдерживает современное производство, особенно при скоростном возведении сооружений.

Повышение оперативности прогноза по формуле (1) требует расчета 7-суточной прочности бетона вместо ее экспериментального определения. Вид такого выражения найдем в классе функций, к которому принадлежит формула (1). Пригодность этого класса функций для нашей цели подтверждается характером твердения портландцементных бетонов в нормальных условиях. Более того, затухающий со временем рост прочности портландцементных бетонов свидетельствует о том, что экспериментальные данные для прогноза  $R_7$  должны быть компактнее данных для прогноза  $R_{28}$ . Из уже имеющихся прочностей, т. е. 1- и 4-суточных экспериментальных данных, формулу (1) можно создать в двух вариантах. Лучшим из них, как показал анализ обработки экспериментальных данных, приведенных в таблице, является следующий:

$$R_7 \approx R_4 + (B/C) R_1. \quad (2)$$

Соответствие расчетных значений по формуле (2) фактической прочности бетонов 7-суточного возраста показано на рисунке, построенном по данным таблицы. Среднее отклонение вычисленных по формуле (2) значений от фактических составляет 12%. Это позволяет использовать формулу (2) для прогноза  $R_7$ .

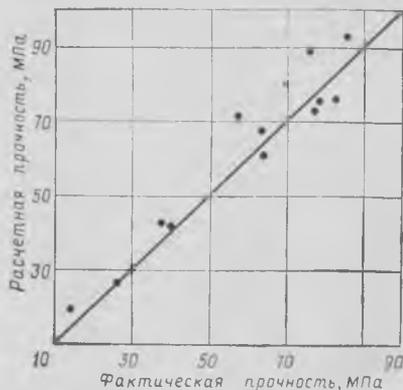
Исключив с помощью формулы (2) значение  $R_7$  из формулы (1), получим приближенное выражение для более оперативного прогноза марочной прочности бетона:

$$R_{28} \approx (1 + B/C) R_4. \quad (3)$$

Расчетные значения марочной прочности по формуле (3) и соответствующие им данные, а также расчетные значения по формуле (1) приведены в таблице. Соответствие расчетных значений по формуле (3) фактической марочной

№ п. п.	B/C	R <sub>1</sub> , МПа	R <sub>3</sub> , МПа	R <sub>4</sub> <sup>*</sup> , МПа	R <sub>7</sub> , МПа	R <sub>28</sub> , МПа		
						фактическая	рассчитанная по формуле (1)	рассчитанная по формуле (3)
1	0,25	32,9	72,6	73,9	76,0	78,5	86,2	92,4
2	0,27	33,3	64,8	76,6	98,1	107,9	109,8	97,3
3	0,28	30,0	61,0	69,9	74,9	85,3	86,1	89,5
4	0,30	21,1	55,4	57,1	61,3	71,6	74,1	74,2
5	0,33	17,4	29,4	33,9	41,7	49,0	47,1	45,1
6	0,35	29,8	62,1	67,0	73,3	81,9	86,3	90,4
7	0,38	38,8	53,0	61,4	90,2	88,3	98,8	84,7
8	0,40	14,2	27,5	32,5	42,7	54,0	50	45,5
9	0,42	26,5	49,0	58,5	80,4	87,3	93,9	83,1
10	0,46	25,5	45,1	52,7	67,7	88,3	80,2	77,0
11	0,47	12,3	21,4	24,7	30,4	40,7	36,3	36,3
12	0,50	18,9	38,5	47,5	71,6	82,4	85,9	71,3
13	0,65	2,5	9,8	12,8	19,6	30,4	26,3	21,1
14	0,80	6,9	17,4	21,1	27,1	37,3	38,5	38,0

Примечание.  $R_4^*$  — значение, найденное параболическим интерполированием; 13 — по данным [3]; 14 — по данным [4]; остальные прочностные показатели — по данным [2].



Распределение фактических значений  $R_7$  относительно рассчитанных по формуле (2)

прочности удовлетворительное, хотя по точности и уступает прогнозным оценкам по формуле (1). Прогноз по формуле (3) по сравнению с оценкой, получаемой по формуле (1), требует на 3 сут меньше и втрое меньше контрольных образцов. Кроме того, он точнее, чем другие, требующие не только такого же срока, но и большего экспериментального обеспечения. В частности, сравним формулу (3) с известной уточненной логарифмической зависимостью Б. Г.

Скрамтаева. Последнюю запишем как экстраполяционную формулу в виде

$$R_{28} \approx R_1 + (R_4 - R_1) \frac{\lg 28}{\lg 4}. \quad (4)$$

Подсчет по данным таблицы показал, что среднее отклонение расчетных значений от фактических, вычисленных по формуле (3), равно 11%, что почти втрое меньше, чем среднее отклонение расчетных значений по формуле (4). Главная причина такого различия — в обязательном учете зависимости роста прочности бетона от  $B/C$ . Такой учет необходим и при разработке экспресс-прогнозов марочной прочности по прочностным образцам, прогреваемых по специальным режимам. Об этом свидетельствует связь точности экспресс-прогнозов с  $B/C$  бетонов [5].

Таким образом, формула (3) очень проста и удобна для технологической практики. Она проверена для тяжелых портландцементных бетонов с  $B/C = 0,25-0,8$ . Прогнозируемые по ней значения марочной прочности  $R_4$  образцов нормального хранения имеют достаточную точность. Наличие формулы (3) способствует развитию исследований по экспресс-прогнозу марочной прочности по механическим испытаниям образцов после их прогрева по строго контролируемым специальным режимам.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Калинин Б. А. Прогнозирование марочной прочности бетона по кинетике его твердения в раннем возрасте. — Бетон и железобетон, 1979, № 3.
2. Ершов Л. Д. Высокопрочные и быстротвердеющие цементы. — Киев: Будивельник, 1975.
3. Залипаев И. Б., Мельник Ю. Р. Рост прочности бетона при возведении 16-этажного дома в скользящей опалубке. — Бетон и железобетон, 1974, № 5.
4. Lord A. R. Notes on Wacker Drive. Proc. Am. Inst., 1927.
5. Nuñez E. Ensayos acelerados del hormigon. «Cemento—Hormigon», 1978, № 534 (исп.).

### Новые книги Стройиздата

- Гинзбург И. Б., Титов Ю. А. Монтаж, наладка и эксплуатация автоматических устройств в промышленности строительных материалов. Учеб. для техникумов. — 2-е изд., перераб., доп. — Л., Стройиздат, 1984.
- Малевиц И. П., Серяков В. С., Мишин А. В. Транспортировка и складирование порошкообразных строительных материалов. — М., Стройиздат, 1984.
- Стрельский А. В., Гуревич В. Г., Культе М. Е. Оценка качества нерудных строительных материалов. — Л., Стройиздат, 1984.
- Бондаренко С. В. Теория сопряжения строительных конструкций режимным нагружением. — М., Стройиздат, 1984.

## Изгибаемые элементы из высокопрочного кислотостойкого бетона

НИИЖБ и Челябинский Промстрой-НИИпроект разработали новый вид кислотостойкого бетона на основе водорастворимых силикатов щелочных металлов и активного наполнителя — тонкомолотых вулканических водосодержащих стекол. Кислотостойкий бетон обладает высокими физико-механическими свойствами и коррозионной стойкостью к действию растворов неорганических и некоторых органических кислот, а также воды. Так, его прочность на сжатие составляет 80—100 МПа, на растяжение при изгибе 12—14 МПа, модуль упругости  $(45—50) \cdot 10^3$  МПа, кислотостойкость, определенная как отношение прочности образца-куба с ребром 7 см, выдержанного в растворе кислоты в течение 28 сут, к прочности образца воздушно-сухого хранения, — 0,85—0,95, водостойкость 0,65—0,7. Кроме того, высокая плотность и щелочность высокопрочного кислотостойкого бетона обеспечивают надежную сохранность в нем стальной арматуры. Все это позволяет сделать вывод о целесообразности применения высокопрочного кислотостойкого бетона для изготовления конструкций и изделий, в том числе подвергающихся воздействию сильноагрессивных кислых сред, без специальной химической защиты от коррозии.

Для определения возможности применения высокопрочного кислотостойкого бетона в армированных, в том числе преднапряженных, конструкциях изучили напряженно-деформированное состояние железобетонных изгибаемых элементов при совместном кратковременном и длительном действии нагрузки и раствора серной кислоты, а также возможности использования их расчета по методике СНиП II-21-75.

Одновременно с несущей способностью изгибаемых элементов исследовали их трещиностойкость и деформативность. С этой целью из высокопрочного кислотостойкого бетона изготовили партию обычных и преднапряженных балок размером  $10 \times 18 \times 200$  см. В качестве рабочей продольной арматуры как в балках без преднапряжения, так и в преднапряженных использовали стержневую арматуру с повышенной стойкостью к коррозионному растрескиванию  $A_{т.п.-V}$  диаметром 25 мм,  $\mu = 2,7\%$ . В качестве поперечной арматуры использовали холоднотянутую проволоку класса В-1 диаметром 4 мм. С целью исключения стесненных условий работы бетона в зоне чистого изгиба (загружение балок производили сосредоточенными силами в третях пролета) в средней части пролета продольную монтажную и поперечную арматуру не устанавливали. Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры составляла 25 мм.

Напряженно-деформированное состояние балок оценивали по изменению продольных деформаций бетона, измеряемых в нескольких уровнях по высоте сечения балки в зоне чистого изгиба, деформаций рабочей арматуры и прогибов.

При кратковременных испытаниях балок до разрушения нагрузку прикладывали ступенями по 0,1 ожидаемой разрушающей нагрузки с выдерживанием на каждом этапе загрузки 15 мин. Деформации на этапах замеряли как после непосредственного приложения нагрузки, так и в конце выдерживания.

При испытании на длительное воздействие нагрузки все балки в зависимости от уровня нагружения были разделены на три серии.

Балки серии 1 загружали до уровня  $\eta = 0,4M_p$  из расчета равенства сжимающих напряжений по всей высоте сечения элемента в зоне чистого изгиба, которые были равны 27 МПа. Балки серий 2 и 3 загружали из того расчета, чтобы напряжения на нижней грани бетона имели малые значения: в первом случае положительные, во втором — отрицательные.

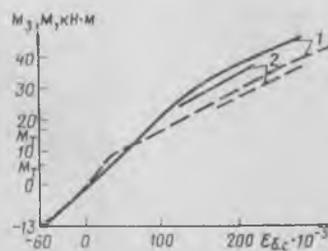


Рис. 1. Деформации крайнего сжатого волокна бетона в обычных и преднапряженных балках  
1 — опытные данные; 2 — по СНиП;  
1, 2 — БН-1, 2; — — — Б-1, 2

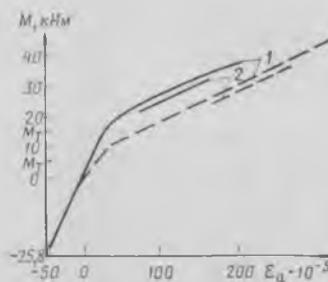


Рис. 2. Деформации арматуры в обычных и преднапряженных балках  
Условные обозначения см. по рис. 1

Так, балки серии 2, загруженные до уровня  $\eta = 0,5M_p$ , имели напряжения на верхней и нижней гранях соответственно 42 и 12 МПа. Балки серии 3 загружали до уровня  $0,6M_p$ , при этом сжимающие напряжения в верхней грани составили 57 МПа, растягивающие на нижней грани 3 МПа, что соответственно  $0,3 R_p$ .

После того как приращение деформаций и прогибов было близко к нулю, часть балок всех серий в зоне чистого изгиба погружали в 25%-ный раствор  $H_2SO_4$ .

Характер деформирования обычных и преднапряженных балок под кратковременно возрастающей статической нагрузкой вплоть до разрушения позволяет выделить три стадии напряженно-деформированного состояния.

На первой (упругой) стадии работы вплоть до образования трещин на растянутых гранях относительные продольные деформации краевых волокон бетона сжатой и растянутой зон увеличивались пропорционально возрастающей нагрузке до  $0,22 M_p$  у обычных и до  $(0,63—0,65) M_p$  у преднапряженных балок. Моменту появления трещин на растянутой грани балок соответствовали деформации крайних растянутых волокон  $(35—37) \cdot 10^{-5}$ , что полностью совпадает со значением предельной растяжимости кислотостойкого высокопрочного бетона в балках, вычисленной с учетом теоретически определенного модуля упругопластических деформаций перед нарушением сплошности материала. При этом деформации крайних сжатых волокон бетона обычных балок составили также  $(35—37) \cdot 10^{-5}$ , преднапряженных  $(112—117) \cdot 10^{-5}$  (рис. 1), а деформации арматуры  $(25—29) \cdot 10^{-5}$  (рис. 2).

На этой стадии напряженно-деформированного состояния относительные величины прогибов обычных и преднапряженных железобетонных балок не превысили  $1/720 l_0$ ; их можно вычислять по формуле

$$\frac{S l_0^2 M}{0,85 E I_{п}} \quad (1)$$

Значения опытных моментов трещинообразования как обычных, так и преднапряженных балок на 4—7% превышают теоретические, определяемые в соответствии со СНиП II-21-75 по формуле

$$M_T = W_T R_p T + M_{об} \quad (2)$$

Вторая стадия работы изгибаемых элементов из высокопрочного кислотостойкого бетона характеризуется наличием трещин ограниченного раскрытия в растянутой части сечения элементов.

Деформации крайнего сжатого волокна бетона в балках продолжали носить практически упругий характер вплоть до напряжений  $0,9 M_p$ .

Коэффициент упругости бетона в балках при уровне напряжений  $0,95 M_p$  составил  $\nu_6 = 0,87$ , что на 9—10% ниже, чем определяемый при испытании призм на центральное сжатие.

Деформации арматуры при уровне нагружения  $0,95 M_p$  у обычных балок составили  $(320—330) \cdot 10^{-5}$ , а у преднапряженных, без учета деформаций предварительного натяжения  $(195—205) \cdot 10^{-5}$ .

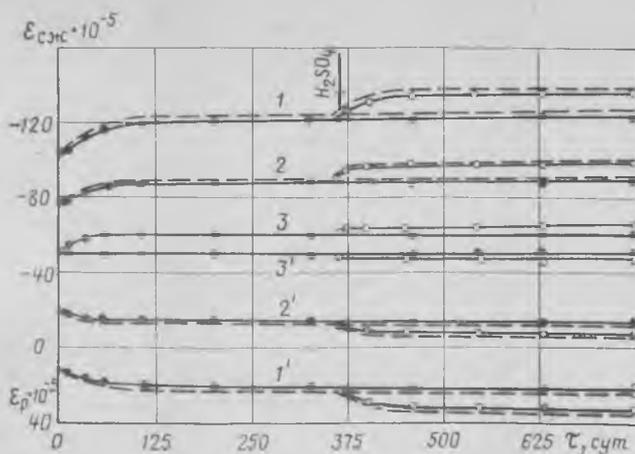


Рис. 3. Полные деформации бетона на верхних (1, 2, 3) и нижних (1', 2', 3') гранях балок  
 ● — в нормальных условиях; ○ — в 25%-ном растворе H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>; 1 — η=0,6; 2 — η=0,5; 3 — η=0,4 М<sub>р</sub>

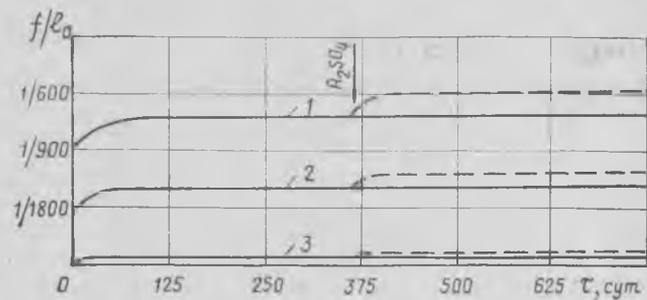


Рис. 4. Относительный прогиб балок  
 — в нормальных условиях; — в 25%-ном растворе H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>; 1 — 3 см. по рис. 3

Жесткость балок на данной стадии работы оставалась также достаточно высокой. Так, при уровне нагружения 0,95 М<sub>р</sub> относительные величины максимальных прогибов составили для обычных балок  $1/100 l_0$ , преднапряженных —  $1/200 l_0$ .

Сравнение значений деформаций сжатой грани бетона и деформаций растянутой арматуры, вычисленных по формулам СНиП II-21-75:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{б.с} &= \frac{M \psi_b}{B \xi h_0^2 E_b \nu (1 - 0,5 \xi)} \\ \varepsilon_a &= \frac{M \psi_a}{E_a R_a h_0 (1 - 0,5 \xi)} \end{aligned} \right\} (3)$$

с деформациями, полученными при испытаниях, свидетельствует об их удовлетворительном совпадении. Следует отметить, что формулы СНиП переоценивают значения деформаций на 10% для обычных и на 5% для преднапряженных балок.

На третьей стадии работы при нагрузках, близких к предельным, на наиболее сжатой грани балок появились трещины, а затем происходило и отслоение лещадок бетона. Конструктивные особенности балок определили и характер их разрушения.

Обычные балки разрушались как перearмированные ( $\mu \geq 2,7\%$ ,  $\xi > 0,55$ ) в результате истощения прочности бетона сжатой зоны при напряжениях в арматуре 600—650 МПа. Преднапряженные истощали несущую способность вследствие значительных удлинений арматуры с последующим выколом бетона сжатой зоны.

Несущую способность изгибаемых элементов из высокопрочного кислотостойкого бетона оценивали в соответствии со СНиП II-21-75:

$$\begin{aligned} M_p &= R_{пр} b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi) - \\ &- F_a R_a h_0 (1 - 0,5 \xi). \end{aligned} \quad (4)$$

При сравнении теоретических и опытных значений разрушающих моментов установлено, что для всех балок опытные моменты выше теоретических на 2—

5%. Хорошее соответствие опытных и теоретических значений деформаций, прогибов и несущей способности как обычных, так и преднапряженных балок указывает на то, что прочностные и деформативные свойства кислотостойкого бетона высокой прочности на основе водорастворимых силикатов щелочных металлов достаточно полно оцениваются расчетом по первому и второму предельным состояниям.

Влияние совместного длительного действия нагрузки и агрессивной среды на работу железобетонных изгибаемых элементов исследовали только на преднапряженных балках.

Деформации бетона сжатой грани и прогибы в результате длительного действия приложенной нагрузки наиболее интенсивно увеличиваются в течение первых 40—50 сут, после чего рост их затухает, и к 100—120 сут приращения деформаций и прогибов практически равны нулю. К 360 сут испытаний деформации ползучести бетона сжатых граней балок серий 1—3 увеличились соответственно на (10, 14 и 20)  $10^{-5}$ , а полные деформации составили соответственно (60, 90 и 120)  $10^{-5}$  (рис. 3).

Деформации нижней грани балок серии 1 за 360 сут заметно не изменились, серии 2 уменьшились на 10—20%, однако все сечение осталось сжатым. Деформации растяжения нижней грани балок серии 3 увеличились почти в 2 раза, и их значение составило (20—22)  $10^{-5}$ .

Прогибы балок за 360 сут увеличились в среднем на 40% (рис. 4). Полные прогибы балок серий 2 и 3 не превысили соответственно  $1/400 l_0$  и  $1/700 l_0$ .

Действие кислоты в зоне чистого изгиба вызвало рост деформаций как верхней, так и нижней грани балок. Так, деформации ползучести бетона верхней сжатой грани балок увеличились в 1,5—1,7 раза, нижней грани — в 1,7—1,8 раза (см. рис. 3). При этом деформации нижней грани в балках серии 2 по абсолютной величине приблизились к нулю и составили (5—7)  $10^{-5}$ , а в балках серии 3 — к предельной растяжимости бетона (31—32)  $10^{-5}$ . В балках серии 1

действие кислоты на деформативности бетона нижней грани практически не отразилось.

Коррозионные процессы в бетоне балок при действии раствора H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> вследствие ограниченного ее проникновения носят затухающий характер, поэтому деформации ползучести через 60—70 сут стабилизировались.

Коррозионные процессы в бетоне при действии кислоты увеличили прогибы от длительно действующей нагрузки в среднем на 50%. Полные прогибы за 750 сут испытаний составили соответственно 0,3, 1,8 и 3 мм, или  $1/6000 l_0$ ,  $1/1000 l_0$ ,  $1/600 l_0$ .

Сравнение опытных прогибов с теоретическими, определенными по формуле

$$f = \frac{1}{\rho} S l_0^2, \quad (5)$$

$$\text{где } \frac{1}{\rho} = \frac{M_c}{K_n E_b I_n}$$

показало, что в отличие от кратковременного действия нагрузки, когда отмечалось хорошее совпадение опытных и теоретических прогибов, длительное совместное действие нагрузки и среды привело к их существенному расхождению, причем тем большему, чем ниже уровень нагружения. Так, при уровне нагружения 0,4 М<sub>р</sub> опытные прогибы балок в воздушно-сухих условиях меньше теоретических в 5 раз, при действии кислоты — в 3 раза. Наименьшая разница (15—30%) отмечается при уровне нагружения 0,6 М<sub>р</sub>. Учитывая ограниченный срок испытаний и практически затухший рост деформаций и прогибов, расчет железобетонных элементов из высокопрочного кислотостойкого бетона по второй группе предельных состояний можно производить в соответствии со СНиП II-21-75.

Исследованиями установлено, что из высокопрочного кислотостойкого бетона можно изготавливать эффективные железобетонные конструкции, для эксплуатации в условиях воздействия кислых сильноагрессивных сред, расчет которых на эксплуатационные нагрузки следует выполнять по СНиП II-21-75.

В. И. ПАВЛОВ, канд. техн. наук (МИСИ); Е. Н. МУСОМОГОМБЕТОВ,  
В. Б. СКОРОХОДОВ, инженеры (трест Казцветметремонт)

## Влияние окиси алюминия на свойства полимерсиликатного бетона

Свойства полимерсиликатных бетонов (ПСБ) в значительной степени зависят от качества применяемых для их изготовления материалов.

При этом следует отметить, что нормативные документы на изготовление ПСБ определяют требования к качеству большинства их составляющих в пределах требований ГОСТов или технических условий на соответствующие материалы. Но если нормативные документы разработаны с учетом использования кислотостойкого щебня, андезитовой или диабазовой муки, кварцевого песка для изготовления химически стойких изделий, то применение жидкого стекла и фурилового спирта предполагается в самых различных отраслях промышленности. Этот фактор обуславливает широкий диапазон показателей качества материалов (например, для жидкого стекла плотность может изменяться от 1,30 до 1,50 г/см<sup>3</sup>, а силикатный модуль — от 2,31 до 3,5). Поэтому при использовании жидкого стекла и фурилового спирта для производства ПСБ нормативные документы повысили требования к их качеству: для жидкого стекла ограничены диапазоны плотностей и силикатного модуля до 1,38—1,40 и 2,6—2,88 соответственно, введен новый критерий для фурилового спирта — скорость полимеризации в смеси с бензолсульфокислотой или хлористым (солянокислым) анилином. Остальные показатели качества этих материалов остались без изменения по сравнению с требованиями стандартов и технических условий.

Предполагалось, что этих требований для производства качественного ПСБ достаточно, что подтверждалось лабораторными и опытно-промышленными исследованиями. Однако при этом использовали небольшие объемы жидкого стекла, как правило, одной партии; механизация работ при опытно-промышленных испытаниях была низкой, условия изготовления и твердения бетонов сильно варьировались, поэтому влияние качества отдельных составляющих на показатели ПСБ было завуалировано.

Это влияние становится более заметным при серийном производстве конструкций на автоматизированных установках, когда удается добиться

идентичных условий изготовления и твердения изделий из ПСБ. Так, при серийном выпуске на опытно-промышленной установке было обнаружено, что в процессе твердения ПСБ на поверхности изделий происходило интенсивное выделение фурилового спирта. Ранее такого явления не наблюдалось. Для производства конструкций была использована новая партия жидкого стекла плотностью 1,38 г/см<sup>3</sup>, с силикатным модулем 2,72. Другие составляющие ПСБ не менялись.

При проверке качества всех составляющих ПСБ и изготовленных конструкций были получены следующие данные: кислотостойкость заполнителей 96—98%; активность кремнефтористого натрия соответствовала требованиям первого сорта; скорость полимеризации фурилового спирта — в пределах нормы; прочность бетона изделий понизилась на 5—15%, а глубина проникания кислот (20%-ной серной кислоты при 18—20°C в течение 14 сут) увеличилась до 8—12 мм.

Поскольку анализ исходных материалов не выявил причин снижения качества изделий из ПСБ, был выполнен полный сравнительный анализ показателей качества жидкого стекла новой и старой партий. При этом в стекле новой партии было обнаружено повышенное (до 0,5%) содержание окиси алюминия, остальные показатели обеих партий стекла совпадали.

Для лабораторных испытаний были изготовлены четыре серии образцов-кубов из ПСБ на жидком стекле с содержанием окиси алюминия 0,1, 0,5, 1,0 и 1,5%, плотность и силикатный модуль были одинаковыми — 1,39 г/см<sup>3</sup> и 2,7 соответственно. Для увеличения содержания окиси алюминия был использован гидроалюминат натрия, так как в виде этого соединения алюминий присутствует в жидком стекле. Состав бетона, применяемого для изготовления строительных конструкций и исследуемых образцов, приведен ниже (кг/м<sup>3</sup>).

Щебень кислотостойкий . . . . .	930
Песок кварцевый . . . . .	550
Мука андезитовая . . . . .	440
Жидкое стекло . . . . .	300
Натрий кремнефтористый . . . . .	57
Спирт фуриловый . . . . .	10

Все образцы твердели в одинаковых условиях: прогрев при температуре 65—60°C в течение суток, нормальные условия — температура 18—20°C, относительная влажность воздуха — 45—60% в течение 28 сут. В начальный период твердения осуществлялись попытки ориентировочно определить количество фурилового спирта, выделившегося на поверхности образцов. Однако вследствие его быстрой испаряемости четкую зависимость его количества от количества окиси алюминия в жидком стекле установить не удалось. Максимальное содержание фурилового спирта было определено на одном из образцов 4-й серии в пределах 10—12% исходной массы.

После твердения каждую группу образцов делили на две части: первую помещали на 30 сут в 20%-ный раствор серной кислоты при 18—20°C, вторую хранили в воздушно-сухих условиях. По истечении 30 сут все образцы испытывали на прочность при сжатии, при этом у образцов, побывавших в кислоте, определяли глубину ее проникания в бетон. Показатели качества ПСБ, изготовленных на жидком стекле с различным содержанием окиси алюминия, представлены в таблице.

Как видно из таблицы, уже при содержании окиси алюминия в жидком стекле в пределах 0,5% значительно увели-

№ серий образцов	Содержание окиси алюминия в жидком стекле, %	Условия хранения образцов	Прочность при сжатии, МПа	Коэффициент стойкости	Глубина проникания кислоты в бетон, мм
1	0,1	В кислоте Воздушно-сухое	210 235	0,9	2—3
2	0,5	В кислоте Воздушно-сухое	210 225	0,93	8—12
3	1,0	В кислоте Воздушно-сухое	170 200	0,85	15—20
4	1,5	В кислоте Воздушно-сухое	140 180	0,77	15—30

чилась проникаемость кислых растворов, несмотря на то что прочность и химическая стойкость ПСБ почти не изменились. Особенно увеличивается глубина проникания кислых растворов при повышении температуры. Так, емкость, изготовленная на жидком стекле с содержанием окиси алюминия 0,7%, залитая серной кислотой 20%-ной концентрации, при 35—40°C по истечении 2 сут начала пропускать кислоту через стенки толщиной 10 см.

При повышении содержания окиси алюминия в жидком стекле до 1% и

выше снижается не только химическая стойкость, но и прочностные показатели ПСБ. Одним из возможных вариантов объяснения влияния окиси алюминия может быть гипотеза каталитического ядра. Соединения алюминия широко применяются для ускорения или замедления целого ряда процессов в органической и неорганической химии, поэтому можно предположить, что они являются каталитическим ядром как в реакции полимеризации фурилового спирта, так и в целом в его дезактивации как уплотняющей добавки при изготовлении ПСБ.

#### Выводы

Применение жидкого стекла с повышенным содержанием окиси алюминия приводит к резкому повышению проницаемости и снижению прочности изделий из ПСБ.

Рекомендуется ограничить содержание окиси алюминия в жидком стекле, применяемом для полимерсиликатобетонных конструкций, в особенности армированных, в пределах 0,2% при существующей норме 0,4% по ГОСТ 13078—81. Необходимо проводить дополнительный анализ содержания окиси алюминия в жидком стекле.

## Арматура

УДК 691.87:693.554:621.36

С. А. МАДАТЯН, д-р техн. наук, Р. В. ПЕТРОСЯН, инж. (НИИЖБ); А. Г. КЛЕПИКОВ, инж. (Западно-Сибирский металлургический комбинат)

## Влияние контактного электронагрева на свойства термомеханически упрочненной стержневой арматуры класса Ат-VII

Для экономии материалов в железобетонных конструкциях целесообразно применение высокопрочной арматурной стали. Наиболее прочной напрягаемой стержневой арматурной сталью в настоящее время является высокопрочная термомеханически упрочненная стержневая арматура класса Ат-VII, которая по механическим свойствам не уступает лучшим зарубежным образцам.

Эта арматура разработана Западно-Сибирским металлургическим комбинатом совместно с Институтом черной металлургии и НИИЖБ. Испытания образцов опытной партии арматурной стали класса Ат-VII в состоянии поставки показали, что она соответствует требованиям ГОСТ 10884—81 и имеет следующие механические свойства: временное сопротивление разрыву  $\sigma_b \geq 1450$  МПа; условный предел текучести  $\sigma_{0,2} \geq 1200$  МПа; условный предел упругости  $\sigma_{0,02} \geq 860$  МПа; параметр упругости  $\eta \geq 0,57$ ; начальный модуль упругости  $E_s \geq 1,95 \cdot 10^5$  МПа; относительное удлинение после разрыва  $\delta_b \geq 9\%$  и относительное равномерное удлинение  $\delta_p \geq 2\%$ .

Как известно, при производстве преднапряженных железобетонных конструкций натяжение стержней в большинстве случаев выполняется электротермическим способом. Контактный электронагрев, осуществляемый при натяжении арматурной стали таким способом, является по существу дополнительной низкотемпературной обработкой или отпуском и может вызвать существенные изменения механических свойств стали.

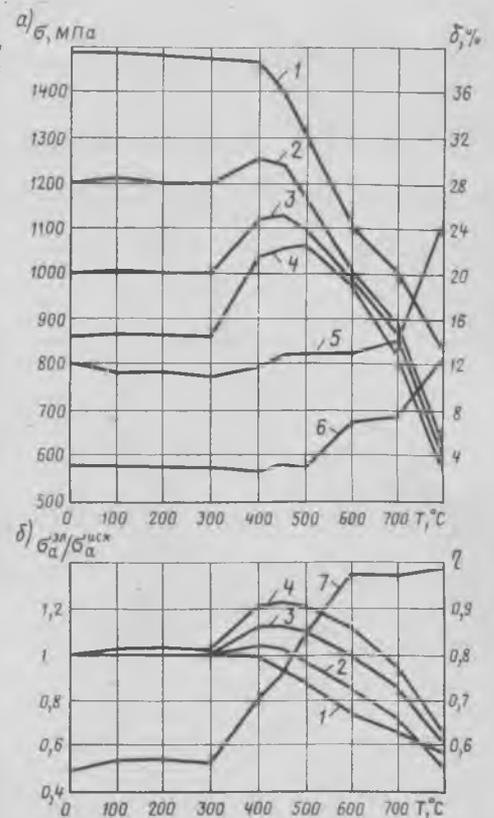
В связи с этим в НИИЖБ исследовали влияние температуры контактного электронагрева на механические свойства высокопрочной термомеханически упрочненной стержневой арматуры класса Ат-VII и установили оптимальную температуру контактного электронагрева при электротермическом способе натяжения.

Для опытов использовали арматурную сталь диаметром 12 и 14 мм. Установка контактного электронагрева конструкции НИИЖБ и ЭКБ ЦНИИСК [1] позволяет избежать поджогов стали в контактах. Влияние температуры нагрева на механические свойства устанавливали по методике НИИЖБ. Образцы нагревали до 100, 200, 300, 400, 450, 500, 600, 700 и 800°C. Температуру нагрева измеряли потенциометром типа ПП посредством тонких точечных термопар, зачеканенных в отверстие на глубину 2/3 диаметра нагреваемого стержня. Нагрев длился обычно 1—5 мин.

Влияние электронагрева на механические свойства определяли при сравне-

нии результатов испытания арматурной стали на растяжение в исходном состоянии и после электронагрева. Для этого от каждого нагреваемого стержня отбирали по 2—3 образца из ненагреваемого и нагреваемого участков стержня. Это дало возможность избежать ошибок, связанных с неоднородностью свойств стали в партии. Сопоставляя результаты испытания образцов, оценивали влияние температуры нагрева на механические свойства. Испытания на растяжение производили по ГОСТ 12004—81.

Деформации измеряли индикаторным тензомером МК-3 на базе 100 мм. При испытаниях определяли характеристики сопротивления стали малым пластическим деформациям  $\sigma_{0,02}$ ,  $\sigma_{0,05}$ ,  $\sigma_{0,1}$ ,  $\sigma_{0,5}$ , условный предел текучести  $\sigma_{0,2}$ , временное сопротивление разрыву  $\sigma_b$ , относитель-



Влияние температуры контактного электронагрева на механические свойства термомеханически упрочненной стержневой арматуры класса Ат-VII диаметром 14 мм  
а — в абсолютных величинах; б — в относительных; 1 —  $\sigma_b$ ; 2 —  $\sigma_{0,2}$ ; 3 —  $\sigma_{0,05}$ ; 4 —  $\sigma_{0,02}$ ; 5 —  $\delta_b$ ; 6 —  $\delta_p$ ; 7 —  $\eta$

## Новые книги

Кизирия Г. В. Новые железобетонные конструкции в сейсмостойком строительстве.— Тбилиси, Мецниереба, 1984.

Предупреждение деформаций и аварий зданий и сооружений / Под ред. В. А. Лисенко.— Киев, Будівельник, 1984.

Слесарев Ю. М. Приготовление бетонной смеси и строительного раствора. Учеб. для СГПУ.— 2-е изд., перераб., доп.— М., Высшая школа, 1984.

Попов Л. Н. Лабораторные испытания строительных материалов и изделий. Для втузов.— М., Высшая школа, 1984.

Дрозд Я. И., Пастушков Г. П. Предварительно напряженные железобетонные конструкции: Учеб. пособие для вузов.— 3-е изд., перераб. и доп.— Минск, Высшая школа, 1984.

Пелячик Р. Т., Ничипорук С. А. Нормативная условно-чистая продукция в строительстве.— Киев, Будівельник, 1984.

Сергеев А. М. Использование в строительстве отходов энергетической промышленности.— Киев, Будівельник, 1984.

тельные удлинения  $\delta_p$  и  $\delta_5$ , параметр упругости  $\eta$  [2] и начальный модуль упругости  $E_{нач}$ .

Всего испытано более 120 образцов. На рисунке показаны изменения основных характеристик прочностных и пластических свойств арматурной стали класса Ат-VII в зависимости от температуры электронного нагрева. Экспериментами установлено, что закономерности изменения механических свойств исследованной стали класса Ат-VII для диаметров 12 и 14 мм почти одинаковы.

Как видно из рисунка, нагрев арматурной стали до 300°C не изменил прочностные свойства. Временное сопротивление стали класса Ат-VII снижается после нагрева до 350—400°C. При 450°C это разупрочнение для арматуры диаметром 12—14 мм составляет 9—11% ( $\sigma_b = 1410 \dots 1430$  МПа), а при 500°C отмечается снижение временного сопротивления на 13—18% (1285—1300 МПа). Нагрев до более высоких температур приводит к монотонному и весьма значительному разупрочнению стали. После нагрева до 700°C сталь класса Ат-VII настолько разупрочняется, что по прочностным свойствам аналогична стали класса Ат-V.

Заметных изменений в величинах условного предела текучести ( $\sigma_{0,2}$ ) и условного предела упругости ( $\sigma_{0,02}$ ) при на-

греве до 300°C, так же как и временно-го сопротивления, не наблюдалось, а при более высоких температурах нагрева эти величины монотонно увеличивались и достигли своего максимума для диаметра 12 мм при 450°C, а для диаметра 14 мм — соответственно при 400 и 450°C. Повышение характеристик сопротивления стали малым пластическим деформациям при электронном нагреве до 300—450°C незначительно снижает пластические свойства. Относительные удлинения  $\delta_5$  и  $\delta_p$  по данным опытов при указанных температурах были соответственно равны 11—12 и 2—3%, что больше допустимых ГОСТ 10884—81 для арматурной стали класса Ат-VII. При более высоких температурах наблюдалось повышение пластических свойств (при 600°C  $\delta_p$  возросло почти в 2 раза, а величина  $\delta_5$  достигла 14%).

При электронном нагреве начальный модуль упругости почти не меняется и колеблется в пределах  $(1,9—2) \cdot 10^5$  МПа. При нагреве до 400—450°C эта сталь характеризуется упругой работой до напряжений 900 МПа, параметр упругости  $\eta$  повышается на 27%, что создает благоприятные условия для работы термомеханически упрочненной арматуры класса Ат-VII в железобетонных конструкциях.

Ожидаемый экономический эффект от разработки и внедрения арматурной ста-

ли класса Ат-VII по сравнению с Ат-VI составит 21,8 р/т. Арматурную сталь класса Ат-VII предполагается использовать в преднапряженных железобетонных конструкциях в качестве напрягаемой арматуры.

#### Выводы

Рекомендуемой температурой электронного нагрева стали класса Ат-VII диаметром 12—14 мм является 400°C, а максимальной допустимой — 450°C.

Исследования технологии производства и механических свойств арматурной стали класса Ат-VII целесообразно продолжить с целью обеспечения возможности нагрева до 450—500°C при натяжении электротермическим способом.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мадатян С. А. Влияние контактного электронного нагрева на свойства новых видов высокопрочной стержневой арматуры класса А-IV. — В кн.: Электротермический способ натяжения арматуры сборных железобетонных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1963.
2. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1982.
3. Руководство по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975.

УДК 691.87:693.554.003

Т. И. МАМЕДОВ, канд. техн. наук, К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

## Повышение эффективности высокопрочной проволочной арматуры путем введения классов прочности

В настоящее время в общем объеме арматурной стали для производства преднапряженных железобетонных конструкций на долю высокопрочной арматуры (проволока и канаты) приходится около 25%.

Отечественная металлургическая промышленность поставляет строителям в массовом порядке высокопрочную проволоку диаметром 3 и 5 мм периодического профиля класса Вр-II и гладкую класса В-II по ГОСТ 7348—81, а также семи проволочные канаты класса К-7 диаметром 6-15 мм по ГОСТ 13840—68\*.

Накопленный в стране и за рубежом многолетний опыт производства высокопрочной арматуры показывает, что в зависимости от изменений параметров технологии изготовления, качества исходной катанки и ряда других факторов прочность проволоки и каната каждого

диаметра может изменяться в пределах соответствующих диапазонов. Распределение показателей прочности ( $\sigma_{0,2}$  — условный предел текучести или  $\sigma_b$  — временное сопротивление) относительно их средних арифметических значений имеет симметричный характер и для практических целей его можно считать соответствующим закону «нормального распределения». В этих условиях появляются возможности для более эффективного использования всего диапазона изменения прочностных показателей каждого диаметра проволочной арматуры.

Анализ зарубежных стандартов показывает, что в ряде технически развитых стран (США, Великобритании, ФРГ) эта возможность реализуется поставкой и применением каждого диаметра проволочной арматуры по двум классам или значениям показателя прочности. Так, по стандарту США ASTM A 416-

80 каждый диаметр семипроволочных арматурных канатов поставляется по двум классам прочности — «250» и «270» ( $\sigma_b = 1720$  и 1860 МПа соответственно). В стандарте Великобритании BS 5896-80 каждый диаметр проволоки также разделяется на два значения показателя прочности ( $\sigma_b$ ) — 1570 и 1670 МПа или 1670 и 1770 МПа в зависимости от диаметра проволоки. Фирма «TREFIL ARBED» (ФРГ) поставляет семипроволочные канаты каждого диаметра по классам прочности 1760 и 1860 МПа. Наконец, в проекте международного стандарта (ISO) для каждого диаметра высокопрочной холоднотянутой проволоки установлено по два минимальных браковочных значения показателей прочности.

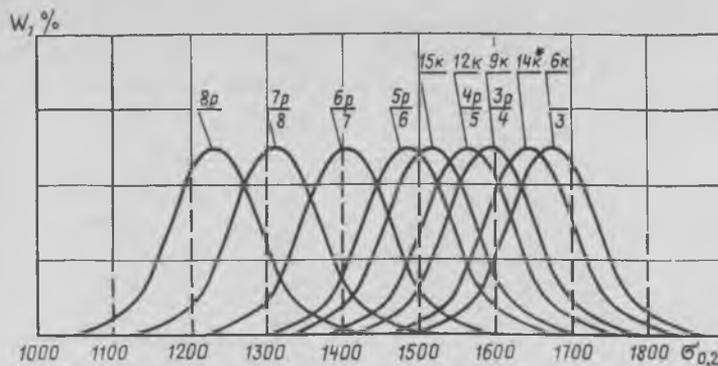
В отечественных стандартах и технических условиях на высокопрочную проволочную арматуру применяется несколько иной подход: изменчивость

прочностных показателей каждого диаметра проволоки и канатов реализуется путем их поставки по двум категориям качества — первой и высшей. Вместе с тем для разделения проволочной арматуры на категории качества в стандартах используются различные критерии. В ГОСТ 13840—68\* на канаты высшей категории качества (с ГЗК) установлены более высокие гарантируемые значения  $\sigma_{0,2}$ , но величина  $\sigma_b$  сохранена на уровне I категории. В ГОСТ 7348—81 проволока обеих категорий качества характеризуется одинаковыми значениями соответствующих показателей прочности, но к проволоке высшей категории качества предъявляется требование, согласно которому ее диаметр должен быть меньше номинального в пределах допусков на минусовые отклонения.

Для дальнейшего повышения эффективности производства и применения проволочной арматуры представляется необходимым принять единый подход к разделению всех видов проволочной арматуры на категории качества. При этом необходимо принять во внимание, что отраженный в лучших зарубежных стандартах и проекте международного стандарта (ISO) опыт указывает на целесообразность разделения каждого диаметра проволочной арматуры на категории качества в зависимости от уровня ее прочностных показателей (класса прочности).

Выполненный в последние годы статистический анализ изменчивости прочностных показателей арматуры показывает, что диапазоны изменений прочностных показателей одного диаметра проволочной арматуры могут достигать 300—500 МПа в зависимости от объема и состава выборки отдельных результатов испытаний. При этом отношение  $\sigma_{0,2}/\sigma_b$  практически во всех случаях превышает значение 0,8, регламентированное в ГОСТе на проволоку и канаты.

Для определения степени изменчивости  $\sigma_{0,2}/\sigma_b$  и получения статистической диаграммы растяжения высокопрочной проволочной арматуры был проведен анализ данных испытаний более 1300 образцов проволоки диаметром 5 мм класса Вр-II и 500 образцов класса В-II. Результаты позволили установить статистические зависимости величин « $\sigma$ — $\epsilon$ » и показали, что в проволоке класса Вр-II отношение  $\sigma_{0,2}/\sigma_b$  с обеспеченностью  $P=0,95$  составляет примерно 0,85 при среднем арифметическом значении примерно 0,89; в проволоке класса В-II эти величины оказались равными 0,85 и 0,9 соответственно. В зарубежных стандартах величина отношения  $\sigma_{0,2}/\sigma_b$  установлена примерно равной: 0,835 и 0,87 соответственно на проволоку и ка-



Теоретические кривые распределений показателя прочности  $\sigma_{0,2}$  в объеме производства проволоки или канатов соответствующих диаметров с учетом фактических данных  
8р ÷ 3р — проволока диаметром от 8 до 3 мм класса Вр-II; 8—3 — то же, класса В-II; 15К ÷ 6К — канаты класса К-7 диаметром от 15 до 6 мм; 14К\* — канат диаметром 14 мм класса К-19

Таблица 1

Классы прочности . . . . .	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	
Соответствующие значения $\sigma_{0,2}$ (числитель) и $\sigma_b$ (знаменатель) в классе прочности, МПа . . . . .	1000 1250	1100 1350	1200 1450	1300 1560	1400 1680	1500 1800	1600 1920	
Класс арматуры, диаметр, мм	Вр-11 . . . . . В-11 . . . . . К-7 . . . . . К-19 . . . . .	8 8 — —	8—7 8 — —	7—6 8—7 15 —	6—5 7—6 15 —	5—4—3 6—5—4 15—12—9 14	4—3 5—4—3 12—9—6 14	— 3 6 —

наты в BS 5896-80 0,85 — на канаты в ASTM 416-80; 0,84 — на проволоку в проекте стандарта ISO.

На рис. 1 изображены теоретические кривые распределений значений  $\sigma_{0,2}$  в объеме производства каждого диаметра проволоки или канатов. При этом величина среднеквадратического отклонения принята  $S=60$  МПа, что отвечает требованию проекта ISO к изменчивости величины  $\sigma_{0,2}$  в пределах партии проволоки и может обеспечиваться современным уровнем технологии в отечественной металлургической промышленности.

Весь диапазон прочности по оси  $\sigma_{0,2}$  от 1000 до 1800 МПа разделим на ряд последовательных интервалов по 100 МПа, каждый обозначим классом прочности, численное значение которого примем равным левому граничному значению прочности в соответствующем интервале. Каждая кривая распределений значений  $\sigma_{0,2}$  (см. рис. 1) пересекает несколько смежных интервалов или классов прочности. Примем условие, по которому проволоку или канаты одного диаметра можно отнести только к двум соответствующим смежным классам прочности, чтобы в низший класс прочности попадало не более 25% всего объема распределения значений  $\sigma_{0,2}$ , ограниченного соответствующей теоретической кривой.

Распределение диаметров проволочной арматуры всех видов по классам прочности с учетом принятого условия пред-

ставлено в табл. 1; там же приведены соответствующие гарантируемые значения величин  $\sigma_{0,2}$  и  $\sigma_b$ .

Разделение каждого диаметра проволоки и канатов на два класса прочности обуславливает целесообразность ее аттестации на две категории качества в зависимости от класса прочности: низший класс прочности — I категория, а более высокий класс — высшая категория качества. Такой подход позволяет установить одинаковые для обеих категорий качества предельные значения отклонений от номинального диаметра при производстве проволочной арматуры.

Производство и поставка проволочной арматуры по классам прочности могут обеспечить реальный экономический эффект при условии назначения для каждого класса соответствующих величин нормативных  $R_n^H$  и расчетных  $R_n$  сопротивлений (табл. 2).

При назначении новых величин расчетных сопротивлений  $R_n$  принималось во внимание повышение величин  $\sigma_{0,2}/\sigma_b$  примерно до 0,83 в классах 1300 и выше. Для сохранения степени надежности величин  $R_n$  на прежнем уровне или близко к нему при их назначении было соблюдено условие:  $R_n/\sigma_b \leq 0,69$  за счет повышения коэффициента безопасности по арматуре  $K_a$  с 1,2 до 1,21 в классах прочности 1300 и выше. С той же целью коэффициент условий работы арматуры  $m_a$  необходимо снизить с 1,15 до 1,1.

Сравнение новых величин  $R_n^H$  и  $R_n$  с

Таблица 2

Класс проволочной арматуры и диаметр, мм	Действующие в СНиП П-21-75 величины нормативных $R_a^H$ и расчетных $R_a$ сопротивлений, МПа	Новые величины нормативных $R_a^H$ сопротивлений (класс прочности) и расчетных $R_a$ сопротивлений, МПа		Повышение или снижение (-) новых величин $R_a^H$ и $R_a$ в сравнении с действующими величинами, $\Delta$ , %		
		I категория	с ГЗК	I категория	с ГЗК	
В-11	3	1493/1240	1500/1240	0,65/-	7,4/6,45	
	4	1414/1180	1400/1155	-0,7/-2,1	6,4/5,1	
	5	1335/1110	1400/1155	4,9/4	12,35/11,7	
	6	1255/1045	1300/1075	3,6/2,8	11,6/10,5	
	7	1175/980	1200/1000	2,1/2,0	10,6/9,7	
8	1100/915	1100/915	-/-	9,1/9,3		
Вр-II	3	1460/1215	1400/1155	-4,1/-4,95	2,75/2,1	
	4	1370/1145	1400/1155	2,2/0,85	9,5/8,3	
	5	1255/1045	1300/1075	3,6/2,95	11,5/10,5	
	6	1175/980	1200/1000	2,1/2,0	10,6/9,7	
	7	1100/915	1100/915	-/-	9,1/9,3	
8	1020/850	1000/835	-1,95/-1,75	7,85/7,65		
К-7	6	1450/1210	1500/1240	3,45/2,5	10,3/9,1	
	9	1370/1145	1400/1155	2,2/0,85	9,5/8,3	
	12	1335/1110	1400/1155	4,85/4	12,35/11,7	
	13	1295/1080	1300/1075	0,4/-0,45	8,1/6,95	
К-19	14	1410/1175	1400/1155	1500/1500	-0,7/-1,7	6,4/5,5

Примечание. Перед чертой —  $R_a^H$ , после черты  $R_a$ .

действующими показывает (см. табл. 2), что из массовых видов только проволока класса Вр-II диаметром 3 мм I категории качества отличается меньшими, чем действующие, величинами  $R_a^H$  и  $R_a$ . Вместе с тем следует напомнить, что новые значения  $R_a^H$  и  $R_a$  этой проволоки соответствуют требованиям, предъявляемым ТУ 14-4-716-76 к проволоке диаметром 3 мм класса Вр-II, которая поставлялась в последние годы для производства шпал. Поэтому ее применение с новыми значениями  $R_a^H$  и  $R_a$  по I категории качества не потребует корректировки чертежей шпал и оснастки. Незначительным снижением величины  $R_a$  в канатах диаметром 15 мм можно пренебречь, так как в подавляющем большинстве случаев процент армирования изделий канатами большого диаметра превышает требуемое количество в связи с вынужденной необходимостью армировать их только целым числом канатов.

В табл. 3 представлены расчеты эффективности применения по новым значениям  $R_a^H$  и  $R_a$  диаметров проволоки и канатов, поставляемых в настоящее время в массовом порядке. Расчеты показывают, что использование каждого диаметра проволоки и канатов по двум классам прочности в соответствии с категориями качества при обеспечении соответствующих условий позволит повысить эффективность производства и применения высокопрочной проволочной арматуры, обеспечить ее экономию в строительстве до  $\approx 5\%$  в год, что составляет 45 тыс. т металла (в СтЗ). Вместе с тем возрастает конкурентоспособность высокопрочной проволочной арматуры отечественного производства на международном рынке за счет возможности ее поставки по классам прочности на уровне лучших мировых стандартов.

Для реализации представленного потенциального экономического эффекта в полном объеме представляется необходимым:

внести соответствующие изменения в ГОСТы и ТУ на высокопрочную проволочную арматуру и включить в главу СНиП 03-01-84 новые значения величин нормативных и расчетных сопротивлений для каждого класса прочности;

дополнить существующие чертежи изделий с высокопрочной проволочной арматурой вариантом армирования, рассчитанным на применение соответствующего диаметра проволоки или каната по более высокому классу прочности;

в разрабатываемые чертежи на новые изделия включать два варианта армирования, рассчитанные на оба класса прочности проволочной арматуры соответствующего диаметра.

Таблица 3

Класс проволочной арматуры и диаметр, мм		Экономия или перерасход (-) арматуры при применении соответствующей категории качества по величине сопротивления $\mathcal{E}_1$ , % ( $\mathcal{E}_1 = \Delta \lambda_1^i$ )*		Экономия данного вида и диаметра арматуры при применении обеих категорий качества $\mathcal{E}_2$ , % ( $\mathcal{E}_2 = \Sigma \mathcal{E}_1$ )	Экономия с учетом удельного веса арматуры данного вида и диаметра в общем объеме производства всей проволочной арматуры $\mathcal{E}_3$ , % ( $\mathcal{E}_3 = \mathcal{E}_2 \nu_2$ )**
		I категория	с ГЗК		
В-11	3	0,16	5,5	5,66	0,56
		—	4,83	4,83	0,48
	5	1,22	9,26	10,48	1,35
		1,0	8,77	9,77	1,27
Вр-II	3	-1,0	2,05	1,05	0,25
		-1,24	1,57	0,33	0,08
	5	0,9	8,62	9,52	2,4
		0,71	7,87	8,58	2,15
К-7	6	0,85	7,72	8,57	0,26
		0,63	6,82	7,45	0,22
	15	1,0	6,07	6,17	0,92
		-0,11	5,21	5,1	0,77
К-19	14	-0,17	4,8	4,63	0,04
		-0,42	4,1	3,67	0,03

Примечания: Над чертой — нормативное сопротивление, под чертой — расчетное.

Общая экономия:  $\Sigma \mathcal{E}_3 = 5,78$   
 $\mathcal{E}_3 = 5,0$

\*  $\nu_1^i$  — удельный вес арматуры  $i$ -го диаметра данной категории качества в общем объеме производства арматуры  $i$ -го диаметра; для I категории качества принято  $\nu_1^i = 0,25$ ; для высшей категории  $\nu_1^i = 0,75$ .

\*\*  $\nu_2$  — удельный вес арматуры  $i$ -го диаметра в общем объеме ( $\nu$ ) производства всей проволочной арматуры; принято  $\nu = 300$  тыс. т.

## Бесконтактный способ определения прочности горячекатаной арматуры

Ранее была установлена перспективность магнитных двухпараметровых испытаний для определения класса арматуры в конструкциях бесконтактным способом по характеристикам нанесенной на арматурный стержень магнитной метки\*. Дальнейшее совершенствование метода проводилось с целью уменьшения влияния диаметра стержня и действующих в нем напряжений на результаты измерения механических характеристик стали по параметрам магнитной метки. Вследствие этого повышается точность измерения механических характеристик горячекатаных сталей арматурных стержней. Решение этого вопроса позволяет производить разбраковку стержней по механическим характеристикам ( $\sigma_T$ ,  $\sigma_B$ ) внутри каждого класса в заводских и складских условиях, а также определять при известном диаметре арматуры ее фактическую несущую способность в обследуемых железобетонных конструкциях.

В качестве параметра магнитного поля остаточной намагниченности (магнитной метки) взят градиент вертикальной составляющей напряженности на начальном линейном участке магнитной метки. Величина градиента поля на начальном линейном участке магнитной метки оценивалась длиной  $l_T$  этого участка между исходным и конечным положениями датчика Холла при значениях ЭДС Холла  $E_x$ , равных 0 и 10 мкВ. Для обеспечения стабильности измерения этого параметра намагничивание стержня производят многократной посылкой импульсов постоянного напряжения одного знака в намагничивающую катушку до достижения установившегося частного гистерезисного цикла (практически достаточно пяти импульсов).

Экспериментально установлено, что влияние диаметра стержней и механических напряжений в них на градиент поля магнитной метки на ее линейном участке значительно меньше, чем в середине магнитной метки, что и обеспечило решение поставленной задачи (рис. 1, 2).

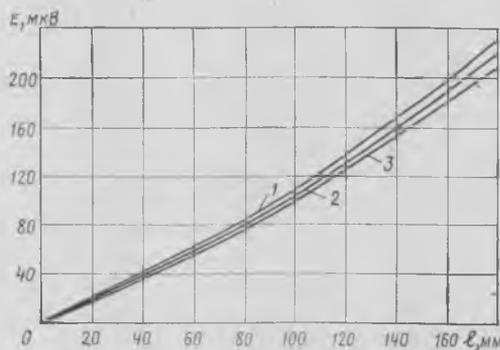
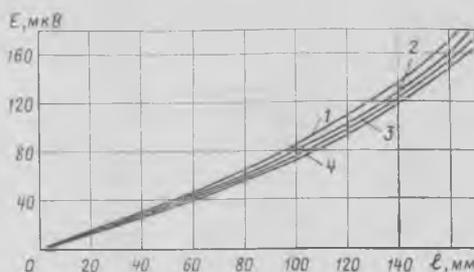


Рис. 1. Зависимость ЭДС Холла от длины намагниченных участков арматурных стержней с разными диаметрами, но одинаковыми пределами текучести их сталей ( $\sigma_T=360$  МПа) 1 — 12 мм; 2 — 14 мм; 3 — 20 мм



Устойчивость статистической связи между  $\sigma_T$  стержней класса А-I...А-III и  $\sigma_B$  стержней классов А-IV, А-V и градиентом магнитного поля, определяемого длиной начального участка магнитной метки  $l_T$ , соответствующего  $E_x=10$  мкВ, оценивали при толщине защитного слоя бетона 35 мм. Результаты испытаний приведены в таблице.

Установление прочностной характеристики одиночного стержня (при шаге параллельных ему стержней не менее 100 мм и поперечных — 120 мм) заключается в уточнении места расположения стержня и в определении толщины защитного слоя бетона (например, прибором ИЗС-10Н), дополнение ее до заданного значения (здесь 35 мм) прокладками из немагнитного материала (оргстекло, текстолит и др.), намагничивание стержня (нанесение магнитной метки), измерение длины  $l_T$  участка магнитной метки между исходным и конечным положениями датчика при значениях  $E_x$ ,

Рис. 2. Зависимость ЭДС Холла от длины намагниченного участка арматурного стержня ( $d=10$  мм,  $\sigma_T=320$  МПа) при действии на него внешних механических напряжений 1 — 0 МПа; 2 — 120 МПа; 3 — 240 МПа; 4 — 300 МПа

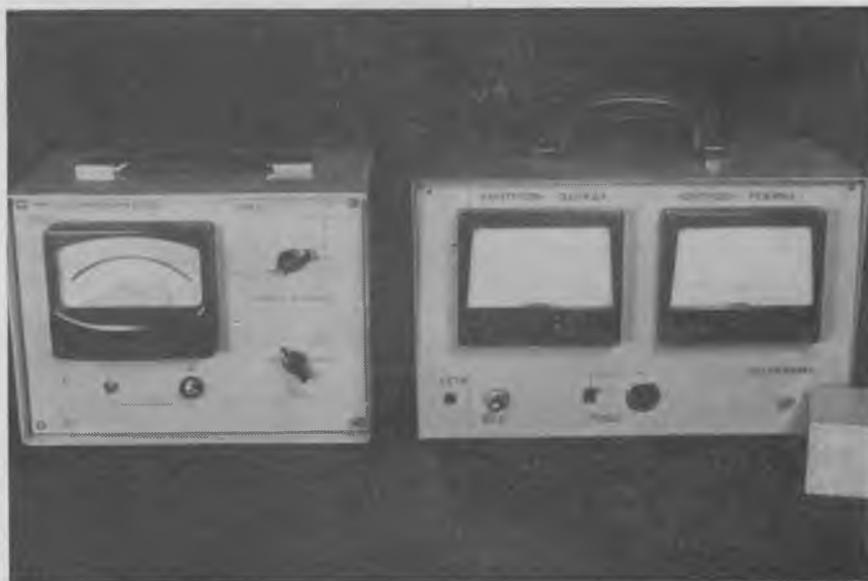


Рис. 3. Прибор МФ-10Х

\* Кравцов Г. И., Столяров В. Р. О магнитном методе определения класса арматуры. — Бетон и железобетон. 1980, № 7.

УДК 691.328-46-412

Ю. П. ТРИФОНОВ, инж., В. И. ЗАЙЦЕВ, канд. техн. наук, С. П. КОВАЛЕВ, Н. З. ЮРЧЕНКО, В. Я. АНИСИМОВ, инженеры (Южгипронисельстрой)

## Изготовление объемных блоков нагнетанием с инъекционным пароразогревом

Класс арматуры	Диаметр стержня, мм	$\sigma_T$ ( $\sigma_B$ ), МПа	Градиент при $\nabla E_x = 10 \text{ мкВ}$
AI	12	304	68
	14	270	80
	20	270	69
	24	260	95
AII	10	380	35
	12	350	43
	18	303	50
	20	290	53
AIII	8	440	22
	10	460	20
	12	405	28
	14	440	22
	12	493	29
	12	425	23
	14	435	21
	18	390	27
	18	414	28
	18	425	23
AIIIa	20	367	43
	20	387	31
	18	(730)	21
AIV	16	(830)	20
AV	10	(1370)	9
	10	(1300)	9,5
	12	(1130)	12,5

равных 0 и 10 мкВ, и определение  $\sigma_T$  ( $\sigma_B$ ) по градуировочной зависимости.

Для выполнения таких испытаний в Грозненском нефтяном институте создан экспериментальный образец прибора МФ-10X, который экспонировался в 1983 г. на ВДНХ СССР (рис. 3). Он позволяет измерять прочностные характеристики горячекатаных неупрочненных сталей неконтактным способом с погрешностью  $\pm 5\%$  в заводских или складских условиях,  $\pm 10\%$  в железобетонных конструкциях при максимальной толщине защитного слоя бетона  $h \leq 40$  мм, шаге  $\geq 100$  мм продольного и  $u \geq 120$  мм поперечного армирования и диаметрах стержней 6—20 мм. Прибор состоит из устройства для намагничивания арматурных стержней, устройства измерения параметра остаточного магнитного поля в стержне и микровольтметра Ф 116/2 для контроля напряжения на выходе датчика Холла. На передней панели прибора размещены микроамперметр для контроля заряда конденсатора, микроамперметр для контроля тока датчика Холла, режим которого устанавливается потенциометром. Датчик Холла, размещенный в корпусе намагничивающей катушки, образует единый выносной блок. При проведении измерений корпус блока датчик-катушка устанавливается на постоянном расстоянии (35 мм) от арматурного стержня соосно с ним. Стабильное намагничивание стержня обеспечивается пятикратным нажатием кнопки «Пуск». Величину градиента  $I_T$  остаточного магнитного поля определяют по измерительной линейке при перемещении вдоль нее блока датчика.

Формование объемных керамзитобетонных конструкций сложного профиля с помощью нагнетателей шнекового типа позволяет совместить в единый технологический процесс укладку и уплотнение бетонной смеси [1]. Однако при длительности формования 1—3 мин в зависимости от объема изделий термообработка их составляет 8—11 ч, что не позволяет увеличивать производительность действующих заводов без увеличения их металлоемкости и производственных площадей.

Вместе с тем известно, что именно продолжительность термообработки изделий является основным фактором, определяющим длительность цикла производства. Она может быть значительно сокращена при использовании активных методов ускорения твердения бетона в раннем возрасте.

Авторами разработан новый способ\* высокоскоростного инъекционного пароразогрева бетонной смеси, совмещенный во времени с процессом нагнетания. Суть способа в том, что пар под давлением 300—350 кПа подается непосредственно в поток бетонной смеси, движущейся со скоростью 45—55 см/с в корпусе шнека под давлением 70—100 кПа. Это позволяет значительно интенсифицировать теплообмен и на выходе

из шнека (рис. 1) получать однородную смесь температурой 60—80°C. Скорость разогрева смеси составляет 20—25°C/с.

Учитывая высокую скорость разогрева смеси и малое время формования изделий методом нагнетания, в лабораторных условиях с помощью ротационного вискозиметра изучали напряжения сдвига горячих керамзитобетонных смесей в течение 1—3 мин (при изучении традиционных способов пароразогрева смесей большинство исследователей изучают их через 5—10 мин после разогрева). Расход составляющих для приготовления керамзитобетонной смеси в расчете на 1 м<sup>3</sup> бетона: портландцемент марки 500 ( $K_{н.г.} = 0,27$ ) — 500 кг, керамзит фракции 5—10 мм — 175 кг, керамзитовый песок фракции 0—5 мм — 340 кг, песок кварцевый ( $M_{кр} = 1,2$ ) — 310 кг, вода 345 л. Начальная подвижность смеси составляла 25 см по осадке стандартного конуса. Напряжения сдвига холодной смеси температурой 24—26°C определялись через 15 мин после приготовления и в течение 1 ч с интервалом в 15 мин, а также в барокамере при давлениях 50, 75 и 100 кПа. Напряжения сдвига горячей смеси определялись при атмосферном давлении сразу же после пароразогрева ( $\approx 10$  с) и через 30, 60, 120 и 180 с, а также в барокамере через 90 с после пароразогрева при давлениях 50, 75 и 100 кПа.

Пароразогрев смеси производили на стенде, состоящем из лабораторного электрокотла и специального перемешивающего устройства. Результаты исследований представлены в виде зависимостей (рис. 2 и 3).

Напряжения сдвига холодной смеси в течение 1 ч увеличились с 0,04 до 0,06 КПа (или в 1,5 раза) и практически не изменились в интервале времени 0—120 с (см. рис. 2, кривая 1). Напряжения сдвига пароразогретой смеси в интервале времени 0—60 с вначале уменьшились с 0,03 и 0,015 кПа (или в 2 раза), а затем в интервале времени 60—180 с увеличились в 2,5 раза и далее продолжали интенсивно возрастать (рис. 2, кривая 2).

\* А. с. № 1087496. Способ разогрева бетонной смеси. Ю. П. Трифонов, С. П. Ковалев, Ю. Д. Шахов и др. — Открытия, изобретения, 1984, № 15.

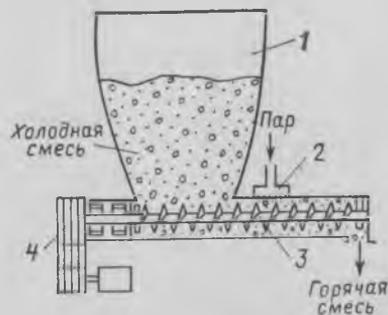


Рис. 1. Схема инъекционного пароразогрева керамзитобетонной смеси в нагнетателе

1 — бункер нагнетателя; 2 — пароразделительная решетка; 3 — шнек; 4 — привод шнека

Таким образом, пароразогрев керамзитобетонной смеси способствует снижению напряжений сдвига при атмосферном давлении в течение 2 мин после начала разогрева.

Эффект пластификации объясняется тем, что при разогреве и конденсации пара мелко- и крупнодисперсные частицы смеси обладают различной тепловой инерционностью. Высокая скорость подвода тепла при инъекционном пароразогреве способствует быстрейшему проявлению этой разницы, причем в первую очередь разогревается свободная вода в межзерновом пространстве и цементное тесто, затем растворная часть и, наконец, зерна крупного заполнителя. В процессе разогрева пористого заполнителя защемленный в зернах воздух расширяется и вытесняет часть воды, поглощенной при приготовлении бетонной смеси. Происходит кратковременное разжижение цементного теста и растворной части смеси. После выравнивания температуры в системе «цементное тесто — растворная часть — крупный заполнитель» происходят обратные явления с усиленным поглощением воды, что подтверждают исследования многих авторов.

Снижение реологических характеристик смеси объясняется также повышением удельной поверхности твердой фазы цементного теста при спонтанном разрушении этрингита в интервале температур 60—80°C [2].

Опыты показали, что по сравнению с холодной смесью пароразогретая при водосодержании на 8—12% меньше, в промежутке времени 0—120 с имеет равные с ней показатели напряжений сдвига. Из графиков (см. рис. 3) видно, что при избыточном давлении напряжения сдвига горячей смеси в среднем на 0,25 кПа ниже, чем холодной, что весьма существенно для технологии формирования изделий из бетона на пористых заполнителях методом нагнетания.

Результаты лабораторных исследований проверяли при формировании объемных блоков комнат типа ПБКР на Краснодарском заводе КПД. Пар подавался непосредственно в корпуса шнеков двухшнекового нагнетателя в движущиеся потоки бетонной смеси через специальные парораспределительные решетки. Температура разогрева контролировалась с помощью термопар по показаниям милливольтметра М-198/3.

Состав смеси был максимально приближен к заводскому (в расчете на 1 м<sup>3</sup>): портландцемента марки 500 ( $K_{н.г.} = 0,27$ ) — 540 кг, дробленого керамзита фракции 0—10 мм — 350 кг, кварцевого песка ( $M_{кр} = 1,2$ ) — 480 кг, воды — 330 л.

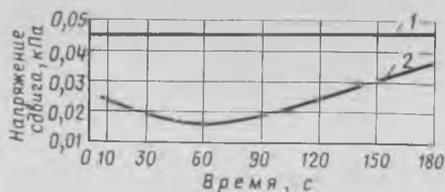


Рис. 2. Влияние пароразогрева на кинетику изменения напряжений сдвига керамзитобетонных смесей во времени  
1 — температура смеси 25°C; 2 — температура смеси 75°C

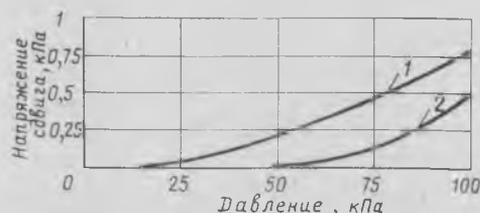


Рис. 3. Влияние давления и пароразогрева на напряжения сдвига керамзитобетонных смесей (выдержка смеси под давлением в течение 90 с)  
1 — температура смеси 25°C; 2 — температура смеси 75°C

Начальный расход воды затворения снизили на 45—50 л с учетом поступления в смесь конденсата, образующегося при пароразогреве. Начальная температура смеси составляла  $t_1 = -12^\circ\text{C}$ . Длительность процесса формирования блок-комнаты объемом 6 м<sup>3</sup> соответственно составила 120—130 с (для холодной смеси 140—150 с), что также косвенно свидетельствует об эффекте пластификации смеси при использовании форсированного пароразогрева.

Разброс температуры по периметру изделия составил  $\pm 6^\circ\text{C}$  при средней температуре разогретой смеси 58°C. Абсолютное давление пара в паровой магистральной завода в процессе формирования составляло 350—360 кПа, а перед кордовой парораспределительных решеток — 210—220 кПа. Режим термообработки бетона блоков, отформованных из пароразогретых смесей, составил (0,5+6+2) ч при температуре изотермии

85°C по сравнению с режимом (2+8+2) ч для изделий из холодной смеси. Сокращение длительности термообработки на 3,5 ч объясняется комплексным интенсивным тепловым (пароразогрев) и механическим (прессующее давление) воздействием на кинетику гидратации цемента на первой основной стадии структурообразования.

Разброс прочности контрольных образцов-кубов, изготовленных одновременно с изделием в формочках, навешанных на продольные и торцевые борты, а также на потолочный щит, после пропаривания составил  $\pm 8\%$ , что свидетельствует о достаточной однородности прочности бетона.

Для практического использования эффекта пластификации на втором этапе начальное водосодержание смеси было дополнительно уменьшено на 30 л и составило 250 л на 1 м<sup>3</sup>. Длительность процесса формирования при этом составила 140—150 с, прочность бетона контрольных образцов на 10—12% превысила прочность образцов, отформованных нагнетанием из горячей смеси, состав которой не учитывал эффекта пластификации.

Таким образом установлено, что по сравнению с применяемой на заводе КПД технологией виброформования методом нагнетания, совмещенный с инъекционным пароразогревом, позволяет на 40—50% снизить трудозатраты на укладке и уплотнении бетона, повысить прочность бетона на 20—25% либо уменьшить расход цемента на 50—60 кг/м<sup>3</sup>; сократить длительность термообработки блоков на 3—4 ч, а расход пара на 20—30%.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пономаренко Б. Н., Трифонов Ю. П., Шахов Ю. Д., Шнейдер Р. Я. Напорно-вибрационная технология формирования объемных блок-комнат. — Бетон и железобетон, 1980, № 6.
2. Барвинок М. С., Конюхов П. Г., Бондарев Н. Ф. Влияние температуры и добавок на раннюю стадию твердения. VI Международный конгресс по химии цемента. М.: Стройиздат, 1974.

### ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ

В 1985 г. редакция журнала намечает выпуск тематических номеров по следующим направлениям:

- современные методы расчета железобетонных конструкций, связанные с новыми СНиП;
- арматурно-сварочные работы и оборудование;
- производство бетонных работ в зимних условиях;
- разрушающие методы контроля качества железобетонных конструкций.

В статьях этих подборок будет освещен практический опыт проектирования, производства и применения бетонных и железобетонных конструкций.

В. В. ГАНИЧЕВ, инж. (ПО Харьковжелезобетон); В. И. ТОРКАТЮК,  
Д. Ф. ГОНЧАРЕНКО, Н. Е. ГРУЗИН, кандидаты техн. наук (ХИСИ)

## Улучшение конструирования, качества и эксплуатации металлических форм

В обеспечении высококачественными железобетонными конструкциями весьма важную роль играет геометрическая точность изготовления сборных железобетонных изделий, главным образом зависящая от конструктивных, технологических характеристик и точности изготовления металлических форм. В настоящее время в таких формах изготавливают 97—98% сборного железобетона.

На ряде заводов Харькова и области нами выполнены исследования состояния парка форм, рассмотрено влияние различных факторов на состояние форм, а также точность изготовления сборных железобетонных конструкций. Необходимость таких исследований обусловлена повышенными требованиями к качеству выпускаемых изделий; усложнением конструкций и повышением точности изготовления новых форм; значительными затратами на текущий и капитальный ремонт металлической оснастки.

Установлено, что средневзвешанная металлоемкость парка форм на предприятиях ПО «Харьковжелезобетон» составляет 12—14,8 кг/м<sup>3</sup> годовой производительности заводов. Динамика изменения металлоемкости форм показана в табл. 1.

За счет совершенствования методов расчета и конструирования металлоемкость металлических форм уменьшается, что подтверждают данные таблицы.

Качество оснастки во многом зависит от правильного планирования работы по эксплуатации парка форм, а также проектирования и качества их изготовления.

Анализ производственных данных позволил установить, что оптимальный срок службы форм находится в пределах 4—5 лет, для изделий малой серийности он может быть увеличен до 5—6 лет. Таким образом, этот срок зависит от интенсивности использования форм, правильной эксплуатации, организации ремонта и хранения. Оборачиваемость форм на заводах составляет примерно 300 раз в год, т. е. 1 оборот в сут (табл. 2). Свыше 15% парка форм составляют морально устаревшие, в связи с внедрением новых серий железобе-

тонных изделий этот процент постоянно увеличивается. Профилактический осмотр форм, выбраковка и последующий их ремонт, как правило, выполняется в различные сроки (от одного раза в месяц до одного раза в год), а отсутствие единой методики определения износа форм и совершенных технических средств измерений не позволяет производить списание и объективно оценивать техническое состояние.

Исследования по определению долговечности износа и восстановления форм позволили выделить практически четыре стадии износа. Малый износ (примерно до 15%) — такие металлические формы можно считать исправными, необходимо проводить только их профилактический текущий ремонт. Повреждения (износ приблизительно 15—35%), когда начинают нарушаться геометрические размеры изготавливаемых изделий, а использование форм практически не-

возможно без среднего ремонта. Разрушения (износ примерно 35—60%) — формы находятся в аварийном состоянии, большинство изготовленных в них изделий практически непригодны для монтажа, необходим капитальный ремонт форм. Полный износ (износ 60—95%) — формы не могут быть использованы по прямому назначению.

При исследовании методом корреляционного анализа с использованием ЭВМ ЕС-1020 причин некачественного изготовления железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий были установлены аналитические и графические зависимости геометрических отклонений размеров железобетонных элементов от количества оборотов форм (рис. 1 и 2). Во внимание принимались отклонения, которые в наибольшей степени влияют на увеличение трудоемкости монтажа конструкций.

Таблица 1

Конструкции каркаса зданий	Серия	Динамика металлоемкости (кг/м <sup>3</sup> ) по годам					
		1977	1978	1979	1980	1981	1982
Колонны	(1.420) ИИ-22	16	15	17	16	17,8	15,2
Ригели	(1.420) ИИ-23	10	11,5	10	10,5	12,3	12
Плиты перекрытий	(1.442) ИИ-24	12	13,2	13	12,4	12,8	12,4
Стеновые панели	(1-432-14) 1-432-5	14	14,5	14	14	14,6	14,1
Колонны (1.020)	(1.020) ИИ-04	23	18	24	21	20	19,5
Ригели	(1.020) ИИ-04	11,5	6,5	8,0	8,7	6,1	8,1
Плиты перекрытий	(1.020) ИИ-04	5,4	5,5	7,2	5,5	5,4	6,2
Стеновые панели	(1.020) ИИ-04	8,1	6,6	5,5	8,2	5,5	6,4
Диафрагмы жесткости	(1.020) ИИ-04	22	18	26	18	16	17

Таблица 2

Серии и конструктивные элементы	Число учетных форм	Удельный расход металла на формы, т/м <sup>3</sup>	Число оборотов формы в год	Фактическая продолжительность эксплуатации, лет
Серия ИИ-22 (1.420):				
колонны	74	1,06—2,78	50—212	5—6
ригели	56	1,60—1,90	186—263	4—5
плиты перекрытий	93	2,50—5,30	215—284	5—7
Серия 1-432-5 (1-432-14)				
стеновые панели	102	1,07—2,42	85—264	5—6,5
Серия ИИ-04 (1.020):				
колонны	109	2,10—8,40	160—260	4—6
ригели	88	2,50—3,00	140—276	3,5—4,5
плиты перекрытий	174	1,91—6,80	210—396	4—5
стеновые панели	109	1,52—0,40	105—326	4—8
диафрагма жесткости	30	1,40—2,60	50—276	3—6

Проведенные на заводах ПО «Харьковжелезобетон» исследования подтверждают результаты анализа причин выхода из строя форм по данным обследования заводов Минпромстроя СССР. Около 36% всех форм снимают с эксплуатации из-за конструктивных недостатков — поддон и борта не обладают требуемой жесткостью, прочность сварных швов недостаточна, неудачно решены шарнирные и замковые соединения и т. п. Срок службы более трети всех находящихся в работе форм может быть значительно удлинен, что позволит снизить потребность в стали на ремонт и восстановление технологического оборудования.

При проектировании и изготовлении форм также имеются отдельные недостатки. Например, на заводах стройиндустрии не проводится анализ показателей технологичности выпуска изделий, проектные организации также не учитывают технологичности выпуска проектируемых изделий. В некоторых случаях конструкции разрабатывают с различными уклонами и допусками, которые заводы — изготовители конструкций не в состоянии выполнить. Это свидетельствует об отсутствии у проектных организаций информации о возможностях заводов.

Кроме того, проектированием металлических форм занято большое количество организаций. Зачастую одна и та же оснастка разрабатывается одновременно несколькими КБ. Узлы сопряжений, борта или другие конструктивные элементы в разработке очень часто повторяются, повторяются аналогичные ошибки в проектировании. Большое число проектных организаций вызывает большое число нормалей по изготовлению оснастки на заводах.

Таким образом, установлено, что основными причинами выхода форм из строя являются: качество сварных соединений (60%); малая жесткость бортов (25%); низкая технологичность в работе запорных устройств (55%); несовершенство способов очистки (25%); некачественная смазка (20%); несвоевременный и некачественный ремонт (46%); неправильное хранение (30%); физический износ (11%).

Были разработаны стандарты по приемке и эксплуатации форм на заводах стройиндустрии, в которых установлены оптимальные сроки их осмотров и ремонтов. В стандартах обобщены требования, изложенные в МРТУ 7-15-68 «Формы стальные сварные для изготовления бетонных и железобетонных изделий», ГОСТ 12505—67 «Формы стальные для изготовления железобетонных

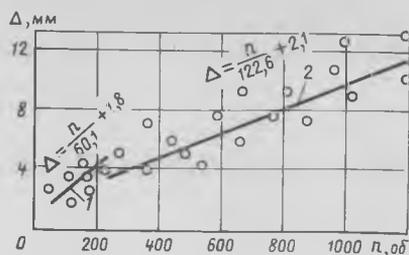


Рис. 1. Зависимость отклонений по длине стеновых панелей серии ИИ-04 от числа оборотов опалубки с учетом ремонтных циклов форм  
1 — до текущего ремонта; 2 — после текущего ремонта

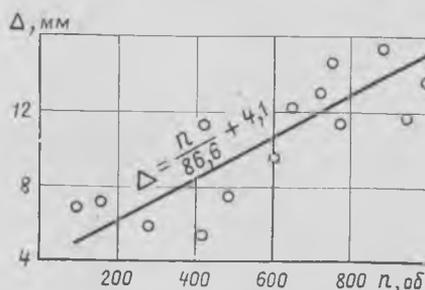


Рис. 2. Зависимость отклонений по длине колонн первого яруса серии ИИ-20 от числа оборотов опалубки

панелей наружных стен жилых и общественных зданий», «Технических требований и руководстве по эксплуатации стальных форм при изготовлении железобетонных изделий». Предложены также дополнительные, основанные на анализе результатов исследований, условия изготовления, приемки в эксплуатацию и ремонту форм. Суть предложений заключается в следующем.

Необходимо создать центр координации работы по проектированию и изготовлению оснастки с учетом реальных возможностей заводов. Такой центр мог бы быть создан, например, на базе Черкасского ремонтно-механического завода, одного из лучших по изготовлению оснастки, при участии НИИЖБ.

Целесообразно разрабатывать нормалю на базе конкретного завода, выпускающего наиболее качественную продукцию, и передавать эти нормалю и стандарты в другие проектные организации.

Следует разработать и принять четкую и стройную теорию расчета металлических форм, основанную на простых принципах расчета и рационального конструирования, а также учитывающую условия эксплуатации и технологичность изготовления изделий.

Для улучшения планирования необходимо определить потребное число новых форм в соответствии с программой выпуска сборных железобетонных конструкций на планируемый год и освоением

новых серий; выявить число форм, подлежащих замене; иметь информацию о том, какие конструкции и в каких объемах будут изготавливаться в новом году, какие серии изделий будут меняться в ближайшие годы; произвести размещение заказов на новые формы, так как использование старых может отрицательно влиять на качество конструкций; решить вопрос о создании каталога форм, во избежание проектирования и изготовления оснастки, которая уже имеется, но не используется по назначению.

Проектирование и планирование изготовления форм следует осуществлять по планируемому и будущим годам; лимит на изготовление форм объединения необходимо выдавать равномерно на протяжении года с учетом загрузки и специализации ремонтно-механических заводов, что позволит в срок и ритмично выполнять заказы; техническую документацию заблаговременно согласовывать с прикрепленными ремонтно-механическими заводами и при проектировании форм учитывать возможности конкретных предприятий по изготовлению оснастки; целесообразно иметь группу, которая бы корректировала распределение заказов между заводами и согласовывала необходимую документацию с учетом возможностей заводов — изготовителей оснастки; такие заводы должны иметь узкую специализацию, что позволит улучшить качество оснастки.

На заводах стройиндустрии целесообразно создать или расширить существующую систему управления качеством — овоюность организационно-технических мероприятий по надзору, уходу и всем видам ремонта по заранее составленным планам в строго установленные сроки; система управления качеством определяла бы нормирование усредненных сроков службы металлической оснастки в целом и ее конструктивных элементов в отдельности; предопределяла составление рекомендаций по эксплуатации оснастки, классификации ремонтов и перечня основных видов работ; периодичность осмотров и проведения ремонтных работ; порядок финансирования ремонтов оснастки и работ по совершенствованию конструкций.

Итоги исследований, которые являются составной частью региональной целевой научно-технической программы «Бетон», были подведены в апреле 1983 г. на научно-технической конференции. За 1981—1982 гг. на заводах Харькова и области сэкономлено более 20 тыс. т цемента, около 6 тыс. т металла, высвобождено более 100 чел., значительно уменьшен расход пара и электроэнергии, увеличен выпуск напряженных конструкций.

## Конвейерная линия для отделки железобетонных панелей

На Бельцком заводе ЖБИ и КПД № 5 установлена конвейерная линия для отделки панелей внутренних стен и перекрытий крупнопанельных домов. До ввода линии в эксплуатацию эта трудоемкая операция производилась вручную, качество панелей оставалось низким.

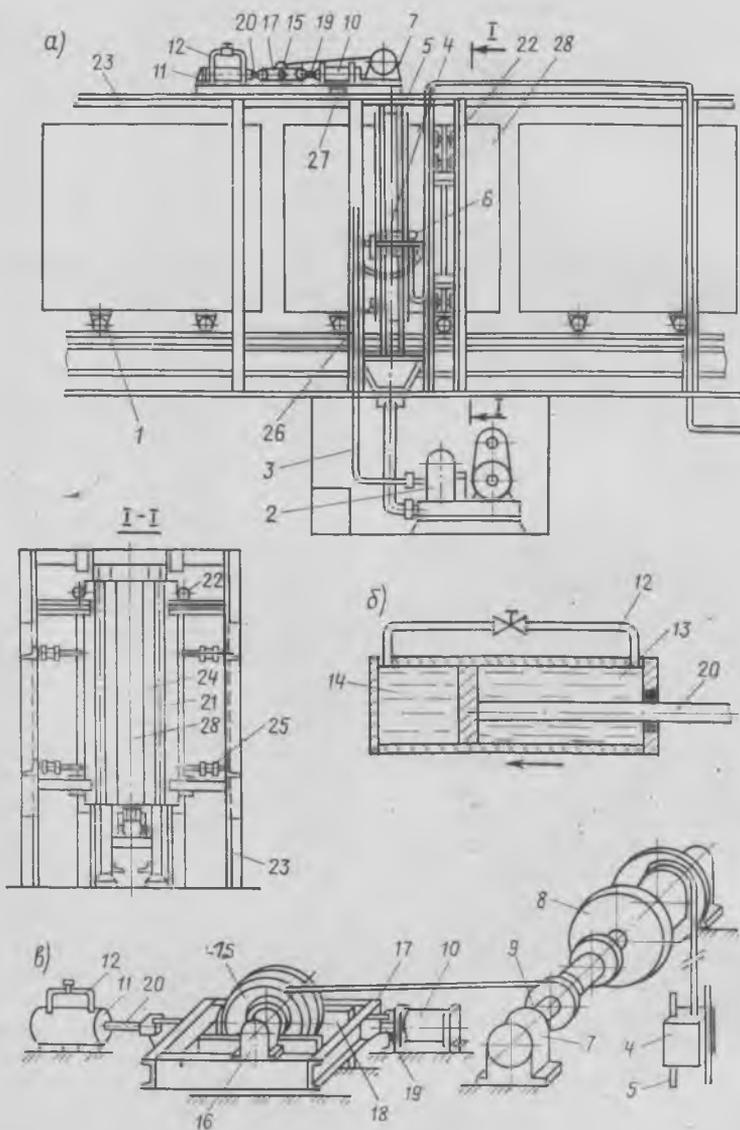
Конвейерная линия обеспечивает транспортирование панелей вдоль постов отделки, подачу и нанесение ровным слоем шпаклевочного раствора на поверхности панелей широкой номенклатуры и разной толщины. Скорость нанесения шпаклевочного раствора может изменяться в широких пределах. Конвейерная линия (см. рисунок) содержит вертикально замкнутый транспортер с тележками, служащий для перемещения панелей. В непосредственной близости от поста нанесения шпаклевочного раствора установлен узел подачи шпаклевочного раствора, который состоит из растворонасоса и системы воздухопроводов и растворопроводов.

Пост отделки включает установку для нанесения шпаклевочного раствора, снабженную кареткой, размещенной в вертикальных направляющих и оборудованную форсункой. Привод перемещения каретки выполнен в виде трехбарабанной лебедки. Барабаны лебедки установлены жестко на общем валу так, что между двумя крайними барабанами большего диаметра расположен барабан меньшего диаметра. Оптимальное соотношение диаметров барабанов составляет 2—8. В состав привода входят также пневмоцилиндр, гидротормоз, который имеет трубопровод с вентилем, соединяющим полости слива и взвода, и блок с роликами, совмещенными на валу. Последний установлен в опоре и может перемещать ролики по направляющим. Опора шарнирно соединена со штоком пневмоцилиндра и штоком гидротормоза. Барабан меньшего диаметра лебедки гибкой связью (тросом) соединен с блоком, а барабан большего диаметра — с кареткой. Гибкая связь на барабанах запасована в противоположно направленные стороны. Оптимальное соотношение диаметров блока и барабана малого диаметра равно 4—1.

В состав поста отделки панелей входит устройство для заглаживания по-

верхности, которое снабжено брусом с катком в верхней части, контактирующим с направляющей в нижней части рамы. На брусе жестко закреплен шпатель. Пневмоцилиндр шарнирно соеди-

нен с брусом и рамой. На пути движения панели установлен датчик. Управление работой пневмоцилиндра привода осуществляется с помощью электропневматического клапана и концевых вы-



Конвейерная линия для отделки панелей

а — общий вид; б — схема гидротормоза; в — схема привода каретки (вместо трех — показана двухбарабанная лебедка)  
 1 — тележки транспортера; 2 — растворонасос; 3 — система воздухопроводов и растворопроводов; 4 — каретка; 5 — вертикальные направляющие; 6 — форсунка; 7 — трехбарабанная лебедка; 8 — крайние барабаны; 9 — барабан меньшего диаметра; 10 — пневмоцилиндр привода; 11 — гидротормоз; 12 — трубопровод с вентилем; 13 — полость слива; 14 — полость взвода; 15 — блок с роликами; 16 — вал; 17 — опора; 18 — направляющие; 19 — шток пневмоцилиндра; 20 — шток гидротормоза; 21 — брус; 22 — каток бруса; 23 — рама с направляющей; 24 — шпатель; 25 — пневмоцилиндр; 26 — датчик; 27 — электропневматический клапан; 28 — панель

ключателей. Установка для нанесения шпаклевочного раствора и привод перемещения каретки также размещены на раме.

Конвейерная линия для отделки панелей работает следующим образом. Панель устанавливается на непрерывно движущиеся вправо тележки и после выполнения подготовительных операций поступает на пост отделки для нанесения шпаклевочного раствора. Каретка с форсункой находится в исходном положении внизу панели. По сигналу датчика, установленного на пути движения панели, и конечного выключателя электропневматический клапан открывает подачу сжатого воздуха в правую полость пневмоцилиндра. При этом его поршень перемещается влево и штоком толкает опору с блоком. Гибкая связь движется влево, одновременно наматываясь на блок и сматываясь с барабана меньшего диаметра, вращая его против часовой стрелки. Другая гибкая связь наматывается на барабан большего диаметра, увлекая вверх каретку с форсункой. Подача шпаклевочного раствора начинается одновременно с началом движения каретки по сигналу датчика, поступающего на растворонасос. При достижении кареткой крайнего верхнего положения срабатывает конечный выключатель, от сигнала которого электроклапан прекращает подачу сжатого воздуха в правую полость пневмоцилиндра и направляет его в левую. Поршень пневмоцилиндра при этом перемещается вправо, штоком увлекая опору с блоком. Гибкая связь разматывается с блока, наматываясь на барабан меньшего диаметра по часовой стрелке. Под действием собственной массы каретка опускается вниз, разматывая гибкую связь с барабана большего диаметра. При достижении нижнего положения каретка нажимает на конечный выключатель, который подает сигнал на электропневматический клапан, прекращающий подачу сжатого воздуха в левую полость и направляющий его в правую полость пневмоцилиндра. После этого шток поршня перемещается влево и цикл повторяется. Синхронно с движением опоры влево-вправо перемещается шток гидротормоза, который служит для регулирования скорости движения каретки.

Гидротормоз работает следующим образом. При движении поршня пневмоцилиндра влево-вправо в том же направлении движется поршень гидротормоза. При этом жидкость перетекает из одной полости гидроцилиндра в другую по трубопроводу. Так как жидкость практически не сжимаема, то процесс перетекания, в основном, зависит от сечения

трубопровода. Таким образом гасится скачкообразность работы пневмоцилиндра. Скорость движения каретки регулируется плавно в пределах 0,01—12 м/с с помощью регулирующего вентиля трубопровода, изменяющего его сечение, что замедляет или ускоряет перетекание жидкости из одной полости гидротормоза в другую, а следовательно, изменяет продолжительность цикла пневмоцилиндра.

Скорость перемещения каретки с форсункой необходимо изменять при изменении свойств шпаклевочного раствора, а также при наличии неровностей поверхности панелей после формования. Оператор поста отделки немедленно реагирует на эти явления, в результате чего достигается уменьшение или увеличение количества наносимого шпаклевочного раствора на поверхность панели. Производительность форсунки при этом остается постоянной.

Применение гидротормоза с регулирующим вентилям на приводе каретки обеспечило гашение скачкообразности работы пневмоцилиндра и регулирование скорости движения каретки с форсункой в широких пределах. Гидротормоз с трубопроводом и регулирующим вентилям — это замкнутая гидросистема, заполненная веретенным маслом. Управление работой регулирующего вентиля может быть ручное (местное) или дистанционное.

После прохождения панелью поста отделки автоматически отключается подача шпаклевочного раствора, движение каретки прекращается, и она опускается в исходное нижнее положение.

При дальнейшем движении панели брус со шпателем автоматически прижимается к поверхности панели с помощью пневмоцилиндра. Свободная подвеска бруса на катке и наличие направляющих позволяют шпателю самоустанавливаться, плотно прижавшись по всей высоте к поверхности панели независимо от толщины и положения ее на тележке, т. е. изделие может отклониться от вертикали и сместиться относительно продольной оси конвейерной линии. Перекос бруса при движении панели предотвращается направляющими. После прохода панелью шпателей брус автоматически отводится в исходное положение. При движении следующей панели весь цикл повторяется.

Исполнение узлов привода каретки, в том числе гидротормоза и пневмоцилиндра, укладывается в обычные широко применяемые конструктивные габариты и параметры. Приводим ориентировочный расчет основных конструктивных параметров привода каретки, при этом для упрощения принимаем исходную вы-

соту панели 3 м, а диаметр крайнего барабана лебедки 5 м. Тогда при соотношении диаметров крайнего и центрального барабанов, например 5, диаметр центрального барабана составит 1 м. При одном обороте вала лебедки с крайнего барабана смотается (или наматывается)  $\alpha_1 = n D = 3,14 \cdot 5 = 15,7$  м троса. Для обработки панели высотой 3 м вал лебедки должен сделать  $n = 3000:1570 \approx 2$  оборота. В это же время на центральный барабан лебедки наматывается  $l = 2nD = 2 \cdot 3,14 \cdot 1 = 6,28$  м гибкой связи, что и определяет величину рабочего хода поршня пневмоцилиндра и гидротормоза, которая будет не более 6,28 м. Для изменения длины цилиндра, допустим, вдвое, необходимо блок меньшего диаметра выполнить диаметром 2 м. При таком решении поршень пневмоцилиндра перемещает каретку с блоком на 3,14 м, наматывает (или сматывает) 3,14 м гибкой связи на блок, что составляет пол-оборота блока

$$\left( \frac{n_{\text{дел}}}{2} = \frac{3,14 \cdot 2}{2} = 3,14 \text{ м} \right).$$

Одновременное перемещение каретки на 3,14 м и вращение блока на пол-оборота (3,14 мм) перемещает гибкую связь на 6,28 м. При двух оборотах вала лебедки обеспечивается возвратно-поступательное движение каретки на 36 м.

#### Технические данные линии, действующей на Бельском заводе ЖБИ и КПД № 5

Тип отделяемых изделий	Панели внутренних стен и перекрытия
Основные размеры панелей	6×3,6 м, 6×3 м, 6×2,6 м, 7,3×3 м
Скорость движения панели, м/мин	1,6—1,8
Длительность отделки одной панели, мин	6—7
Диаметр пневмоцилиндра на приводе каретки, мм	125
Диаметр цилиндра гидротормоза, мм	125
Давление сжатого воздуха, атм	4
Диаметр крайнего барабана лебедки, мм	360
Диаметр среднего барабана лебедки, мм	100
Диаметр блока, мм	260
Ход штока гидротормоза и пневмоцилиндра, мм	400
Установленная мощность электродвигателей, кВт	16,8

Указанные конструктивные размеры и параметры можно изменять в зависимости от конкретных условий. При необходимости отделки только одной поверхности панели отключается подача шпаклевочного раствора в одну из форсунок.

Использование конвейерной линии позволило значительно улучшить качество отделки панелей. Экономический эффект от внедрения линии составляет около 34 тыс. р. в год.

За дополнительной информацией можно обратиться на Бельский завод ЖБИ и КПД № 5 и МолдНИИИстромпроект по адресу: 277012, Кишинев, ул. Гоголя, 61.

## Уплотнение бетонных смесей системами с угловой формой колебаний

Основной формой динамического воздействия на бетонные смеси при их уплотнении являются гармонические колебания. Исследованиями [1] установлено, что эта форма воздействия недостаточно эффективна при уплотнении малоподвижных и жестких смесей и в некоторых случаях снижает физико-механические характеристики. Возбуждение в бетонной смеси вибрационного поля преимущественно из плоских волн создает условия псевдооживления смеси, но не обеспечивает формирования плотной упаковки составляющих, что приводит к неоднородному формированию структуры бетона и способствует проявлению седиментационных явлений [2].

По данным работы [3], для уплотнения требуется воздействие колебаний, включающих горизонтальные и вертикальные составляющие, а также создание в слоях смеси градиента динамического давления, способствующего формированию однородной структуры бетона и обеспечивающего направленную миграцию воздушных включений через зону пониженного давления в окружающую среду.

В связи с этим в МИСИ разработана принципиально новая технология уплотнения жестких бетонных смесей, основанная на передаче смеси угловых колебаний в сочетании с гравитационным пригрузом. Исследованиями механизма уплотнения установлено, что для полного удаления из среды воздушной фазы не обязательна высокочастотная вибра-

ция. Определяющими факторами являются градиент динамического давления и статический пригруз, которые создают в смеси благоприятные условия для взаимного перемещения частиц и их сближения. Разность давлений в соседних точках смеси, возникающая в горизонтальной и вертикальной плоскостях вследствие различия амплитуд и скоростей смещений, обусловленных угловой формой колебаний, создает предпосылки к сложному турбулентному характеру движения частиц, способствующему созданию плотной упаковки составляющих.

Угловая форма колебаний рабочего органа обуславливает возникновение горизонтальной составляющей давления, которая функционально зависит от амплитуды, частоты и статического пригруза. Постоянное воздействие статического давления пригруза при знакопеременных горизонтальных и вертикальных динамических напряжениях приводит к турбулентному движению слоев и частиц и интенсивному уплотнению бетонной смеси с минимальными энергетическими затратами.

Такой подход позволил отказаться от направленной вибрации и разработать высокопроизводительные системы низкочастотного действия, позволяющие уплотнять умеренно жесткие и жесткие бетонные смеси.

На рис. 1 приведена принципиальная схема устройства для уплотнения бетонной смеси с угловой формой колебаний

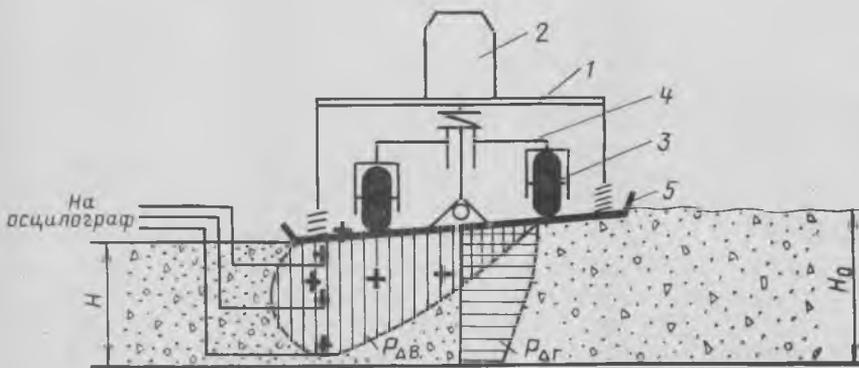


Рис. 1. Принципиальная схема системы с угловыми колебаниями  
1 — рама; 2 — электропривод; 3 — ролики; 4 — Г-образные кронштейны; 5 — рабочая плита; 6 — шарнирное соединение рабочей плиты со стойкой

рабочего органа\*. Оно представляет собой раму, на которой смонтирован электропривод, приводящий во вращательное движение систему роликов. Ролики расположены на Г-образных кронштейнах, имеющих различную высоту стоек. Эта разница и дает фактическую величину амплитуды угловых смещений рабочей плиты относительно шарнирного соединения рабочей плиты со стойкой. При движении роликов по поверхности рабочей плиты она совершает сложные знакопеременные угловые колебания, при этом центральная точка остается неподвижной. Бетонной смеси передаются угловые колебания с максимальной амплитудой на краю рабочей плиты и линейной убывающей к центру.

Аналитически колебания точек рабочего органа с введением вспомогательной подвижной системы координат описываются уравнением вида

$$A(t)X + B(t)Y + C(t)Z = 0, \quad (1)$$

где

$$A(t) = \cos \alpha \sin \alpha (\cos \omega t - \sin \omega t);$$

$$B(t) = \cos \alpha \sin \alpha (\sin \omega t + \cos \omega t);$$

$$C(t) = -\cos^2 \alpha;$$

$$\alpha = \arctg \frac{b-a}{2R};$$

$b-a$  — разность высот стоек;  $R$  — радиус системы роликов;  $\omega$  — угловая частота колебаний;  $t$  — время.

На основании уравнения [1] для любой точки круга с координатами  $X, Y, Z$  в любой момент времени  $t$  может быть определена амплитуда угловых колебаний и построено поле амплитуд по всей плоскости, что позволяет оценить градиент динамического давления в слоях смеси, отстоящих друг от друга на  $\omega t$ , используя выражение

$$\Delta P(x, y) = \frac{\rho \omega^2 A_x \cos \alpha \sin \left[ \omega \left( t - \frac{x}{c} \right) + \varphi \right]}{(x_1 - x_2) \pi}, \quad (2)$$

где  $\rho$  — плотность среды;  $A_x$  — амплитуда угловых смещений;  $c$  — скорость расположения волн;  $\varphi$  — сдвиг фаз между колебаниями соседних точек.

Для экспериментов использовали смеси жесткостью 45—120 с, из которых изготовили плоские изделия размером в плане 0,6×1,2 м, толщиной 0,1—0,4 м.

В результате установлено, что с увеличением жесткости смеси время уплотнения возрастает. В среднем, время, необходимое для качественного уплотнения бетона в изделиях толщиной до 0,25 м, равно показателю жесткости и с увеличением толщины возрастает.

\* А. с. № 850774. А. А. Афанасьев, С. В. Подкопаев. Устройство для уплотнения бетонной смеси. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки 1981, № 28.

Опыты свидетельствуют о том, что эффект уплотнения функционально зависит от частоты динамического воздействия и амплитуды пульсации. Максимальные величины динамического давления, определяющего факторы при рассматриваемом способе, зафиксированы при частоте пульсации 9—11 Гц. Существенное влияние оказывает также наличие статического пригруза и толщина слоя бетона. Амплитуда угловых смещений пропорциональна толщине слоя бетона, что объясняется проявлением упругости столба бетона при сохранении сплошности среды. Экспериментами установлено, что оптимальными являются амплитуды 3—5 мм при частоте 8—10 Гц. Использование таких смещений вызывает быстрое разрушение структуры бетона, взаимный сдвиг слоев, снижение сил трения и плотную упаковку составляющих.

Оценка физико-механических характеристик материала ультразвуковым методом, а также механические испытания образцов-кернов показали, что режимы угловых колебаний обеспечивают однородное уплотнение жестких бетонных смесей толщиной до 0,4 м с коэффициентом вариации, не превышающим 3—4%. Сопоставлением с контрольными образцами, уплотненными в режиме стандартных гармонических колебаний, установлено приращение физико-механических свойств на 20—25%.

Инструментальная съемка параметров колебаний и давлений под рабочей плитой показала, что распределение динамического давления носит нелинейный характер, причем область нулевых значений выходит за пределы шарнирного опирания плиты.

Для каждого слоя бетона существует градиент динамического давления, который возникает вследствие изменения параметров колебаний рабочего органа от края к центру. В результате в слоях бетонной смеси появляются горизонтальные нормальная и тангенциальная составляющие давления. Нормальная составляющая в краевых точках рабочей плиты максимальна и уменьшается по мере приближения к центру.

Характер распределения вертикального и горизонтального динамического давления в бетонной смеси в процессе уплотнения приведен на рис. 2 в виде осциллограмм.

В результате установлено, что величина вертикального динамического давления непосредственно под рабочей плитой составляет 0,8—0,9 МПа, на глубине 5 см 0,6—0,7 МПа и в дальнейшем затухает по экспоненциальной зависимости, а на глубине 40 см принимает значение 0,2—0,3 МПа.

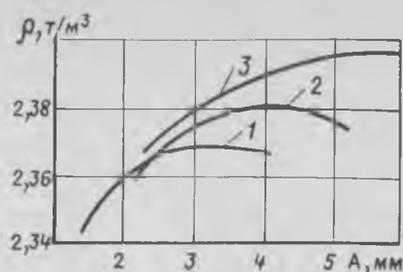


Рис. 2. Осциллограммы вертикального и горизонтального динамического давления под рабочей плитой на различной глубине  
1 — непосредственно под рабочей плитой; 2 — на глубине 5 см; 3 — на глубине 40 см

В результате уплотнения образуется пространственная система с равномерной прослойкой растворной части с минимальным содержанием воздушных включений. Оценка качества макроструктуры бетона по толщине и плоскости свидетельствует о высокой однородности и степени уплотнения различных видов бетона, в том числе дисперсно-армированных, песчаных и т. д.

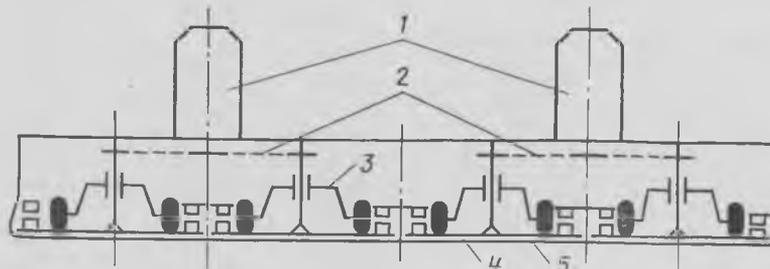


Рис. 3. Принципиальная схема поверхностного виброуплотнителя с угловой формой колебаний  
1 — электропривод; 2 — цепная передача; 3 — ролик; 4 — рабочая плита; 5 — эластичный ковер

Конструкция данного устройства позволяет использовать его в различных технологических схемах в виде позиционного или скользящего агрегата.

Используя результаты исследований, в МИСИ разработали и изготовили виброуплотнитель, представляющий собой совокупность нескольких систем с угловыми колебаниями, объединенными на единой раме и работающими со смещением фаз. Такая схема позволяет компоновать агрегаты заданной площади воздействия для формирования конструкций в горизонтальном и вертикальном положениях.

На рис. 3 приведена схема поверхностного уплотнителя, рабочий орган которого размером в плане 3×1,5 м состоит из 8 отдельных пластин. Пластины объединены в два пакета, снабженных автономным приводом. Для избежания попадания бетона на внутреннюю поверхность пластин и получения покрытия с хорошей поверхностью рабочие пластины снизу обтянуты общим эластичным ковром.

Производственные испытания такой системы подтвердили ее высокую эффективность при устройстве бетонных оснований и покрытий толщиной слоя до 0,25 м. При этом систему навешивали на стрелу трубоукладчика и использовали технологию позиционного уплотнения.

При формировании конструкций в вертикальном положении вследствие возрастания величин возможных перемещений заполнителя под действием гравитационных сил потребовалось увеличение масштаба турбулентности. Это было достигнуто повышением частоты колебаний до 18—25 Гц и амплитуд до 1,5—4°. В результате коэффициенты вариаций физико-механических характеристик снизились до 1,5—3%.

Отличительной особенностью рассматриваемой технологии является совмещение объемных деформаций среды с большими по величине перемещениями составляющих, что позволяет получать изделия с высоким качеством лицевых поверхностей, не требующих окончательной доводки.

Предложенная технология уплотнения может быть применена при стендовом и конвейерном производстве, а также в условиях стоительной площадки для изготовления покрытий различного технологического назначения. В каждом случае достигается существенное повышение производительности труда вследствие комплексной механизации процессов, повышается качество уплотнения, что увеличивает долговечность конструкций. Простота конструктивного решения, надежность в работе и низкий уровень шума выгодно отличают данную технологию от традиционных.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руденко И. Ф. Поверхностное уплотнение бетонов. М.: Стройиздат 1978.
2. Импульсная технология поверхностного уплотнения бетонных смесей при устройстве покрытий откосов / А. А. Афанасьев, А. И. Бойков, В. И. Ильин, Ю. Г. Трухин. — Гидротехническое строительство, 1980, № 11.
3. Афанасьев А. А. Параметры динамического давления и их роль в формировании структуры бетонных смесей при уплотнении. — В кн.: Реология бетонных смесей и ее технологические задачи. Тезисы докладов IV Всесоюзного симпозиума, Рига, 1982.

## Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения

Формулы (38) и (40) СНиП II-21-75 не позволяют определить три неизвестные величины  $F_a$ ,  $F'_a$  и  $X$ , которые приходится устанавливать при подборе сечения арматуры. Только в тех случаях, когда сжатая или растянутая зоны сечения армируются конструктивно или когда все сечение сжато, оставшиеся два неизвестных могут быть найдены из уравнений равновесия.

В общем случае, когда требуется определить все три неизвестных, необходимо третье уравнение, которое может быть получено из условия минимальной суммы расчетных площадей арматуры  $\Sigma F_a$  в сжатой и растянутой зонах сечения:

$$\Sigma F_a = F_a + F'_a \quad (1)$$

Поскольку для одной и той же нагрузки требуемое количество арматуры в сжатой и растянутой зонах  $F_a$  и  $F'_a$  изменяется в зависимости от высоты сжатой зоны  $X$ , то при минимальном расходе продольной арматуры должны выполняться условия:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{dx} (\Sigma F_a) &= \frac{dF_a}{dx} + \frac{dF'_a}{dx} = 0; \\ \frac{dF_a}{dx} &= -\frac{dF'_a}{dx} \end{aligned} \right\} (2)$$

Продифференцировав уравнения равновесия (38) и (40) СНиП, получим:

$$\left. \begin{aligned} R_{np} b (h_0 - x) dx + R_{a.c} dF'_a \times \\ \times (h_0 - a') = 0; \\ R_{np} b dx - d\sigma_a F_a - \sigma_a dF_a + \\ + R_{a.c} dF'_a = 0. \end{aligned} \right\} (3)$$

Выражение для  $\sigma_a$  получим из уравнений (41), (67) и (68) СНиП. Введем обозначения:

$$\begin{aligned} dN_{a.c} &= R_{a.c} dF'_a; \\ dN_a &= \sigma_a dF_a + d\sigma_a F_a; \\ dN_b &= R_{np} b dx, \end{aligned}$$

где  $dN_{a.c}$ ,  $dN_a$ ,  $dN_b$  — приращение усилий в сжатой, растянутой арматуре и в бетоне.

Тогда условия (3) можно представить в виде:

$$\left. \begin{aligned} dN_b (h_0 - x) + dN_{a.c} (h_0 - a') = 0; \\ dN_b (x - a') - dN_a (h_0 - a') = 0, \end{aligned} \right\} (4)$$

что указывает на линейную зависимость изменения усилий в арматуре  $A$  и  $A'$  от высоты сжатой зоны бетона (рис. 1). Разделив изменение усилий в арматурах

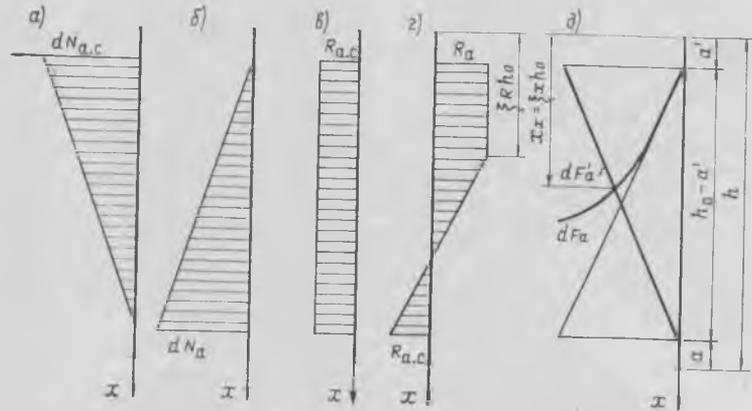


Рис. 1. Линия влияния при изменении высоты сжатой зоны бетона  $a$  — усилия в арматуре  $A'$ ;  $b$  — то же, в арматуре  $A$ ;  $c$  — напряжения в арматуре  $A'$ ;  $d$  — расчетные площади арматуры  $A$  и  $A'$

на напряжения, которые для сжатой арматуры не зависят от  $X$  (см. рис. 1), а для растянутой — при подсчете по формуле (41) СНиП, получим графики изменения площадей арматуры в сжатой и растянутой зонах в зависимости от изменения  $X$ . Точка пересечения графиков  $dF_a$  и  $dF'_a$  определяет высоту сжатой зоны бетона с минимальным расходом арматуры.

Для элементов из бетона марки М400 и ниже с арматурой классов А-I, А-II и А-III, т. е. для случаев, когда  $\sigma_a$  определяется по формуле (41) СНиП, аналитическое выражение для  $\xi_x$  имеет вид

$$\begin{aligned} 2\xi_x^2 - \left[ 3 + \xi_R + \frac{R_{a.c}}{R_a} (1 - \xi_R) \right] \xi_x + \\ + 1 + \xi_R + \frac{R_{a.c}}{R_a} (1 - \xi_R) \frac{a'}{h_0} = 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Для практических целей построен график по формуле (5), по которому  $\xi_x$  определяется в зависимости от  $\xi_R$  и отношения  $R_{a.c}/R_a$  (рис. 2). Для других марок бетона и классов арматуры, когда  $\sigma_a$  подсчитывают по формулам (67) и (68) СНиП, точку  $\xi_x$  также устанавливают по рис. 1. В этом случае целесообразно предварительно определить  $\xi_x$  по рис. 2, а затем уточнить по формуле (6) положение точки  $\xi_x$  по рис. 1 для  $a/h_0 = a'/h_0 = 0,1$ :

$$\xi_x = \frac{\sigma_a (\xi_x) + 0,1 R_{a.c}}{R_{a.c} + \sigma_a (\xi_x)} \quad (6)$$

Если значения  $\xi_x$  по рис. 2 и формуле (6) отличаются более чем на 10%, то надо последовательными приближениями найти значение  $\xi_x$ , которое бы с необходимой точностью соответствовало

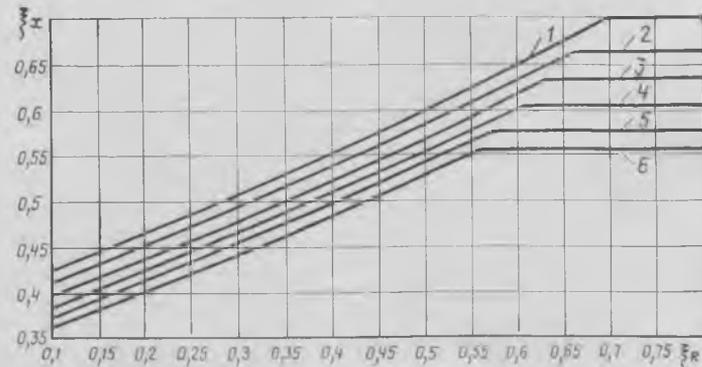


Рис. 2. Графики для определения  $\xi_x$   
1 —  $R_{a.c}/R_a = 0,5$ ; 2 —  $R_{a.c}/R_a = 0,6$ ; 3 —  $R_{a.c}/R_a = 0,7$ ; 4 —  $R_{a.c}/R_a = 0,8$ ; 5 —  $R_{a.c}/R_a = 0,9$ ; 6 —  $R_{a.c}/R_a = 1$

формуле (6). Указанный способ применим в том случае, когда требуется наличие арматуры  $A$  и  $A'$ . Если какая-либо арматура не требуется, то минимум арматуры устанавливают обычным путем.

Для практических расчетов целесообразно рассмотреть три способа загрузки:

если равнодействующая внешних сил находится за центром тяжести сжатой арматуры (случай больших эксцентриситетов), в арматуре  $A$  возникают только растягивающие напряжения. Минимум арматуры следует находить либо указанным способом, либо определением арматуры  $A$ , если сжатой арматуры не требуется;

если равнодействующая внешних сил находится в пределах габаритов сечения, при этом в арматуре  $A$  могут возникать напряжения как растяжения, так и сжатия (случай средних эксцентриситетов). Минимум арматуры устанавливают либо указанным способом, либо определением арматуры  $A'$ , если растянутой арматуры не требуется, т. е. внешнее усилие воспринимается бетоном и арматурой  $A'$ ;

если сечение нагружено близко к центральному сжатию и в арматуре  $A$  не возникает растягивающих напряжений (случай малых эксцентриситетов), минимум арматуры определяется как сумма арматуры  $A$  и  $A'$  или только  $A'$ .

При больших эксцентриситетах ( $e_0 > \frac{h}{2} - a'$ )  $A_0$  находят по формуле

(113)\*. При этом величиной  $F_a^*$  следует задаться исходя из требований норм к минимальному проценту армирования или из конструктивных соображений. По величине  $A_0$  из табл. 18 Руководства определяют  $\xi$  и, если  $\xi < \xi_x$ , количество арматуры в растянутой зоне устанавливают по формуле (39) или (40) СНиП. Если  $\xi \geq \xi_x$ , то площадь арматуры в сжатой зоне подсчитывают по формулам:

$$\left. \begin{aligned} F_a' &= \frac{N e' - A_x R_{np} b h_0^2}{R_{a,c} (h_0 - a')} ; \\ F_a &= \frac{\xi_x R_{np} b h_0 + R_{a,c} F_a' - N}{\sigma_a} \end{aligned} \right\} (7)$$

где  $A_x$  находят по табл. 18 Руководства с учетом  $\xi_x$ .

Формулы (7) получены из уравнений равновесия при фиксированном  $x = \xi_x h_0$ , когда сумма арматуры  $A$  и  $A'$  минимальная.

При средних эксцентриситетах  $\left[ \frac{h}{2} - a' > e_0 > \frac{1}{2} (h - \xi_x h_0) \right]$  расчет производят в том же порядке, как и в предыдущем случае, при этом, если величина  $F_a$ , полученная по формулам (39) и (40) СНиП отрицательная, то элемент и в растянутой зоне армируется конструк-

\* Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) М.: Стройиздат, 1978.

тивно. Если при  $\xi \geq \xi_x$  величина  $F_a$ , полученная по формуле (7), отрицательная, то армирование в растянутой зоне принимают по конструктивным соображениям, а площадь арматуры в сжатой зоне подсчитывают по формуле

$$F_a' = \frac{N - R_{np} b x}{R_{a,c}} \quad (8)$$

где  $x = a' + \sqrt{(a')^2 + \frac{2 N e'}{R_{np} b}}$ .

Если  $x > h$ , то необходимо увеличить сечение элемента. Уравнение (8) получено из уравнений равновесия при условии, что  $F_a = 0$ , т. е. равнодействующая бетона сжатой зоны и сжатой арматуры уравновешивает внешнюю нагрузку.

При малых эксцентриситетах  $\left[ e_0 < \frac{1}{2} (h - \xi_x h_0) \right]$  в первую очередь находят площадь арматуры при условии, что все сечение сжато:

$$\left. \begin{aligned} F_a &= \frac{N e' - R_{np} b h \left( \frac{h}{2} - a' \right)}{R_{a,c} (h_0 - a')} ; \\ F_a' &= \frac{N - R_{np} b h}{R_{a,c}} - F_a \end{aligned} \right\} (9)$$

Если  $F_a$ , полученная по формуле (9), отрицательная, то в наименее сжатой зоне элемент армируют конструктивно, а площадь арматуры в более сжатой зоне определяют по формуле (8).

УДК 624.072.33

Л. И. ДРУГОВ, канд. техн. наук (Белорусский ин-т инженеров железнодорожного транспорта)

## О влиянии нормальных сил на распределение моментов в железобетонных рамах

Основной фактор, определяющий распределение моментов в статически неопределимых стержневых системах, изгибная жесткость элементов, в конструкциях из обычного железобетона зависит от величины и знака нормальных сил. Значительные усилия сжатия, сдерживая развитие трещин, способствуют сохранению высокой изгибной жесткости. Действие усилий растяжения заметно повышает деформативность при изгибе. Общепринятыми методами расчета рам по упругой стадии эти обстоятельства не учитываются.

Влияние нормальных сил на распределение моментов экспериментально проверено при испытании железобетонной

рамы (рис. 1). Ее конструкция и схема загрузки моделируют работу участка двухветвевой колонны здания или мостовой опоры при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. К условиям ветвей рамы близки также условия работы поясов безраскосных ферм. Главная особенность испытания рамы заключалась в соблюдении условия равенства прогибов ее ветвей при независимых нагрузках на ветви. Это достигалось подбором нагрузки для верхней ветви  $P_b$  на каждой ступени загрузки при произвольно задаваемой нагрузке для нижней ветви  $P_n$ . Продольную нагрузку  $N_0 = 25$  кН прикладывали до начала действия поперечной нагрузки. Ис-

пытания проведены также при  $N_0 = 0$ . Раму исследовали с поворотом на  $180^\circ$  относительно продольной горизонтальной оси при сохранении единой схемы загрузки. Максимальную нагрузку доводили до 90% разрушающей, при этом заметных остаточных деформаций рама не получила.

В ходе экспериментов выявлено устойчивое и весьма ощутимое различие в значениях моментов для нижней  $M_n$  и верхней  $M_b$  ветвей, характеризуемое отношением  $M_b/M_n = P_b/P_n$ , достигавшим к концу загрузки 1,58—2,2, тогда как из расчета по упругой стадии это отношение равно 1. При максимальных нагрузках отмечались лишь по 3—4 видимые

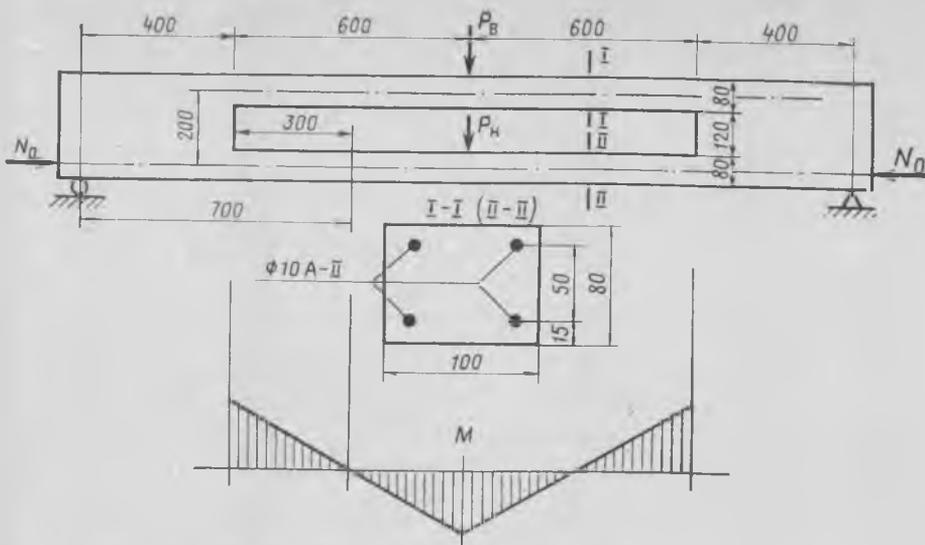


Рис. 1. Конструкция опытной рамы и схема ее загрузки

трещины в каждой ветви с раскрытием до 0,15 мм. В нижней ветви, особенно при испытаниях с  $N_0=0$ , действовали усилия, способные вызвать трещины по всей длине ветви и по всему ее сечению.

Результаты одного испытания представлены на рис. 2. Моменты в ветвях рамы определены по схеме балки с пролетом  $l=2c$ , защемленной по концам (см. рис. 1):

$$M_{н.в} = \frac{P_{н.в} l}{8} \quad (1)$$

В данном случае обжатие нижней ветви силой  $N_0=25$  кН задержало начало перераспределения моментов с нижней ветви на верхнюю. В начальной стадии испытаний наблюдалось даже обратное соотношение моментов —  $M_в < M_н$ . Это объясняется тем, что верхняя ветвь перед этим дважды была испытана в положении нижней (при  $N_0=0$  и  $N_0=25$  кН) и имела к началу эксперимента множество (в большинстве невидимых) трещин по всему сечению. В нижней же ветви при начале загрузки трещин в растянутых зонах не было.

Теоретический анализ распределения моментов в опытной раме выполнен с учетом отношений между углами перелома и жесткостями конструкции в характерных сечениях.\* Применительно к рассмотренному случаю при одинаковых прогибах и однотипной поперечной нагрузке ветвей рамы этот принцип приводит к условию равенства кривизны ветвей  $1/\rho_в = 1/\rho_н$ . Распределение мо-

ментов при этом должно отвечать соотношению изгибных жесткостей ветвей. В расчете использовали известную на каждом этапе загрузки сумму моментов в ветвях

$$M = M_н + M_в = \frac{(P_н + P_в) l}{8} \quad (2)$$

и нормальные силы в ветвях, определяемые методом нулевых точек, для верхней ветви

$$N_в = \frac{0,5 a (P_в + P_н)}{b} \quad (3)$$

для нижней ветви

$$N_н = N_0 - \frac{0,5 a (P_в + P_н)}{b} \quad (4)$$

(см. рис. 1). Известная сумма моментов  $M$  разделялась на слагаемые  $M_н$  и  $M_в$  таким образом, чтобы расчетная кривизна ветвей, исчисленная по СНиП П-21-75, была равна ( $1/\rho_в = 1/\rho_н$ ). Ввиду слож-

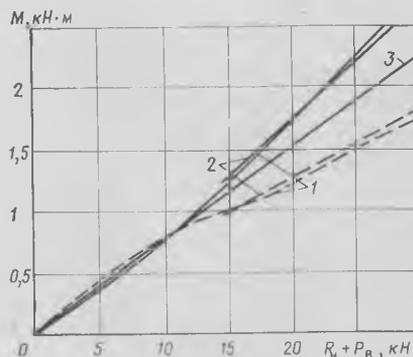


Рис. 2. Графики нарастания моментов в ветвях опытной рамы

1 — по данным экспериментов; 2 — из расчета по предлагаемой методике; 3 — из расчета по упругой стадии  
 $M_в$ : — — — — —  $M_н$

ности зависимостей, выражающих кривизну железобетонного элемента с трещинами, тем более при наличии нормальной силы, эта задача проще всего решается путем подбора  $M_н$  и  $M_в = M - M_н$ .

В процессе расчетов установлено слабое влияние параметра  $\psi_a$  на распределение усилий, в связи с чем можно принимать  $\psi_a=1$  в обеих ветвях, что существенно облегчает расчет, который легко выполняется вручную.

Как видно из рис. 2, результаты расчета хорошо совпали с данными опыта. Аналогичные данные получены и в других испытаниях.

Некоторые особенности обнаружены при первом и втором испытаниях, выполненных без переворачивания рамы, то есть без смены знаков моментов и нормальных сил в ее ветвях. Полученное в них к концу испытаний распределение моментов  $M_в=2,2 M_н$  (при  $N_0=0$ ) и  $M_в=1,8 M_н$  (при  $N_0=25$  кН), как показал анализ, отвечает уже не равенству кривизны ветвей, а условию  $1/\rho_в = 1,3 / \rho_н$ . Это является, по-видимому, следствием различия в очертаниях изогнутой оси ветвей, из которых верхняя, сильно сжатая, имела прогиб в основном за счет сосредоточенных переломов около сечений с наибольшими моментами, тогда как растянутая, имея трещины по всей длине и по всему сечению, изгибалась без сосредоточенных переломов. После смены направления нагрузки (переворачивания рамы) распределение моментов стало отвечать теоретически рассчитанному в предположении равенства кривизны ветвей, в том числе и после второго переворачивания рамы с возвращением в первоначальное положение.

Результаты экспериментов указывают на неизбежность значительных погрешностей в расчетах рам, выполняемых традиционными методами.

#### Выводы

Нормальные силы в рамах из обычного железобетона, работающих с поперечными трещинами в бетоне, существенно влияют на распределение моментов между параллельно работающими стержнями.

Расчет распределения моментов для таких рам можно выполнять в предположении равенства кривизны в одноименных сечениях стержней. В случае знакопостоянных нагрузок, вызывающих изгиб, и действия в одном из стержней рамы растягивающей нормальной силы в качестве условия для расчета распределения моментов можно принимать отношение кривизны сжатого стержня к кривизне растянутого, равное 1,3. Кривизну при этом следует подсчитывать с учетом трещин в бетоне при  $\chi_a=1$  и с учетом нормальных сил.

\* Крылов С. М., Икрамов С. К. К вопросу о расчете железобетонных неразрезных балок с учетом перераспределения усилий. — В сб. трудов НИИЖБ, вып. 17. Исследования по теории железобетона. М.: Госстройиздат, 1960.

## Изгибаемые элементы с арматурой класса Ат-IIIС

В ближайшие годы планируется значительное увеличение объемов производства и расширение сортамента термомеханически упрочненной арматуры класса Ат-IIIС для обычных железобетонных конструкций вместо арматуры класса А-III (35ГС).

Исследования механических свойств арматуры класса Ат-IIIС [1] показали, что, обладая достаточно хорошими пластическими свойствами ( $\delta_s = 19\%$ ;  $\delta_p = 10\%$ ), она имеет более высокие, чем арматура класса А-III (35ГС), прочностные характеристики ( $\sigma_T = 590$  МПа,  $\sigma_B = 750$  МПа, для сравнения у А-III —  $\sigma_T = 450$  МПа,  $\sigma_B = 680$  МПа). Необходимо также отметить, что указанная арматура обладает более высокой, чем А-III пластичностью и меньшей чувствительностью к концентраторам напряжений при пониженных (до  $-70^\circ\text{C}$ ) температурах, имеет более низкий (на  $30-40^\circ$ ) порог хладноломкости и большую ударную вязкость. Кроме этого, поджоги при дуговой сварке арматуры А-III (35ГС) делают ее хрупкой. Все это свидетельствует о большей надежности арматуры класса Ат-IIIС против хрупких разрушений.

Вместе с тем при различных видах сварки арматуры Ат-IIIС частично теряется эффект термомеханического упрочнения. Однако при этом наряду со снижением прочностных происходит увеличение пластических характеристик в зоне сварного соединения. Степень разупрочнения, характеризуемая отношением временного сопротивления в зоне стыка ( $\sigma_B$ ) к исходному временному сопротивлению ( $\sigma_B$ ), зависит от химического состава стали, уровня механических свойств, вида и режима сварки. Например, при оптимальном режиме контактной стыковой сварки  $\sigma_B/\sigma_B = 0,95...1$ . В условиях массового производства возможны, однако, отклонения от оптимальных режимов сварки, приводящие к более заметному разупрочнению арматуры, что может отразиться на несущей способности железобетонных конструкций и внести специфику в их работу, поскольку

разупрочнение арматуры носит локальный характер.

Для изучения особенностей работы изгибаемых железобетонных элементов с арматурой класса Ат-IIIС, в НИИЖБ испытали 4 серии балок размером  $160 \times 300 \times 3200$  мм (расчетный пролет 3000 мм) с различным процентом армирования. В каждой серии по две балки-близнеца имели рабочую арматуру со сварными стыками по середине и без них. Кроме того, серии 2 и 3 включали балки с рабочей арматурой без стыков, имеющей свойства, соответствующие локальным в зоне сварных соединений.

Опытные балки армировали вязанными каркасами, которые имели хомуты и арматуру в сжатой зоне лишь в крайних третях пролета. Механические свойства рабочей арматуры диаметром 14, 16 и

28 мм на уровне среднестатистических для класса Ат-IIIС —  $\sigma_T = 550...600$  МПа,  $\sigma_B = 730...780$  МПа. Сварные соединения были выполнены с помощью контактной стыковой сварки на машине МСМУ-150 по самому невыгодному режиму. При этом в зоне стыков  $\sigma_T = 400...450$  МПа,  $\sigma_B = 600...650$  МПа, а протяженность зоны разупрочнения составляла для арматуры диаметром 14, 16 и 28 мм соответственно 70, 75 и 90 мм. Балки изготавливали из тяжелого бетона марки М 300. Одновременно из того же бетона формовали кубы с ребром 15 см и призмы размером  $15 \times 15 \times 60$  см, необходимые для определения фактических характеристик бетона в момент испытания балок. После схватывания бетона балки, кубы и призмы укрывали влажными опилками и выдерживали в течение

№ серии	Шифр балок	$b \times h$ , см	$h_0$ , см	$\sigma_T$ , МПа	$\sigma_B$ , МПа	$\xi_T$	$R_{пр}$ , МПа
I	Б-1-1	16,1×29,8	26,8	547	732	0,09	22,0
	Б-1-2	16×30,2	27,0	550	762	0,09	22,0
	Б-1-3*	16×29,7	27,0	573**	757**	0,09***	22,0
	Б-1-4*	16×29,8	26,6	435	640	0,07	22,0
II	Б-II-1	16×30	26,4	430	630	0,07	22,0
	Б-II-2	16,1×30,3	26,8	440	625	0,17	23,5
	Б-II-3	16×30	27,0	455	640	0,18	23,0
	Б-II-4	16×30,3	26,7	590	775	0,23	22,5
	Б-II-5*	16×30,2	27,0	583	770	0,23	22,5
	Б-II-6*	15,8×30,3	26,5	590	775	0,23	22,5
III	Б-III-1	16×29,8	26,8	439	630	0,17	23,0
	Б-III-2	16×36	26,2	440	640	0,30	19,5
	Б-III-3	16×30,2	27,2	429	620	0,28	20,0
	Б-III-4	16×30,2	27,0	584	770	0,39	21,6
	Б-III-5*	15,8×29,7	26,5	591	775	0,38	20,6
	Б-III-6*	16×29,8	27,0	565	750	0,37	19,5
IV	Б-IV-1	15,8×30,3	26,4	440	630	0,31	20,0
	Б-IV-2	15,9×30,0	25,6	590	770	0,38	20,0
	Б-IV-3*	16×30,0	26,0	452	665	0,30	29,0
	Б-IV-4*	15,8×30,0	25,6	565	780	0,57	29,0
				560	770	0,60	28,0
				570	785	0,60	27,0
			415	625	0,44	27,0	
			560	770	0,58	29,0	
			402	620	0,42		

\* — Балки со сварными стыками рабочей арматуры;

\*\* — Над чертой  $\sigma_T$  и  $\sigma_B$ ; под чертой —  $\sigma_T$  и  $\sigma_B$ ;

\*\*\* — Над чертой  $\xi_T$ ; под чертой  $\xi_T$ .

5 сут. Характеристики балок приведены в табл. 1.

Испытания опытных элементов производили по балочной схеме до разрушения с приложением сосредоточенных усилий в третях пролета. Нагружение осуществляли с помощью гидродомкрата через распределительную траверсу. Нагрузку прикладывали ступенями, каждая из которых не превышала 1/15 разрушающей, с выдерживанием на этапе 10—15 мин.

В ходе испытаний измеряли: деформации крайнего волокна сжатой зоны бетона — цепочкой тензодатчиков с базой 50 мм и двумя мерсурсами с ценой деления 0,01 мм на базе 400 мм; деформации растянутой арматуры — прогибомерами конструкции Мокина с ценой деления 0,01 мм на базе 800 мм; локальные деформации арматуры в зоне сварного стыка — индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 70 мм (I серия балок), 75 мм (2—III серии) и 90 мм (IV серия); деформации бетона по высоте сечения в зоне чистого изгиба — цепочками тензодатчиков с базой 50 мм; прогибы балок от внешней нагрузки в третях и по середине пролета — прогибомерами марки 6 ПАО.

Теоретические значения разрушающих моментов определяли по СНиП II-21-75 с учетом дополнений [2], а также по методике [3].

Сравнительный анализ опытных и расчетных разрушающих моментов (табл. 2) свидетельствует о том, что для балок без сварных стыков рабочей арматуры обе методики позволяют достаточно точно оценивать прочность нормальных сечений. Для балок со сварными стыками рабочей арматуры опытные разрушающие моменты превосходили вычисленные с учетом свойств арматуры в зоне разупрочнения. Это объясняется тем, что при достижении напряжений в арматуре, равных локальному пределу текучести

Таблица 2

Шифр балок	$M^{оп}$ , кН·м		$M^P$ , кН·м		$M^{оп}$ , кН·м	
	[2]	[3]	[2]	[3]	[2]	[3]
Б-1-1	24,45	23,90	22,70	1,02	1,08	
Б-1-2	24,45	24,70	22,90	0,99	1,07	
Б-1-3	21,95	20,73	20,72	1,06	1,06	
Б-1-4	21,95	20,24	20,35	1,08	1,08	
Б-11-1	42,30	45,70	43,10	0,93	0,98	
Б-11-2	44,70	46,60	45,15	0,96	0,99	
Б-11-3	57,00	58,06	56,10	0,98	1,02	
Б-11-4	54,70	56,42	54,30	0,97	1,01	
Б-11-5	52,10	44,53	43,16	1,17	1,21	
Б-11-6	52,10	43,32	42,24	1,20	1,23	
Б-111-1	57,30	60,10	59,50	0,95	0,96	
Б-111-2	54,70	56,45	55,80	0,97	0,98	
Б-111-3	77,55	76,14	75,20	1,02	1,03	
Б-111-4	72,53	75,34	74,10	0,96	0,98	
Б-111-5	62,55	56,60	56,70	1,10	1,10	
Б-111-6	65,03	59,60	59,40	1,09	1,09	
Б-1V-1	118,24	123,12	116,2	0,96	1,02	
Б-1V-2	107,90	113,94	109,3	0,95	0,99	
Б-1V-3	100,30	101,30	100,2	0,99	1,00	
Б-1V-4	97,75	98,60	97,90	0,99	1,00	

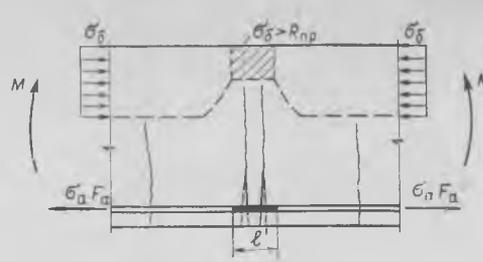


Рис. 1. Схема напряженно-деформированного состояния в балках со сварными стыками рабочей арматуры

$\sigma_{Т}$ , ее деформации в зоне стыка начинали интенсивно расти. При этом происходило раскрытие трещин, развитие их по высоте балки, что уменьшило высоту сжатой зоны бетона в области, расположенной над стыком и увеличило плечо внутренней пары. На соседних участках балки высота сжатой зоны практически не изменилась (рис. 1).

При дальнейшем увеличении нагрузки бетон сжатой зоны, расположенной над стыком из-за ограниченной ее протяженности и проявления эффекта сходного с «эффектом обоймы», мог воспринимать напряжения, значительно превосходящие призмную прочность. Это приводило к превышению фактического напряжения арматуры над расчетным и, как следствие, опытного разрушающего момента над теоретическим.

Однако следует иметь в виду, что проявление подобного эффекта возможно лишь при достижении напряжений в арматуре равных локальному пределу текучести  $\sigma_{Т}$ , т.е. при условии  $\xi_{Т} \leq \xi_{Т}^{к.т}$ .

Достоверную оценку прочности нормальных сечений железобетонных элементов можно осуществить с учетом изменений свойств арматуры и характера работы бетона. Однако это связано с большими трудностями, поскольку в общем случае не известно, какие напряжения может воспринимать бетон в сжатой зоне при развитии значительных локальных деформаций арматуры. Для элементов с одинаковыми по всей длине свойствами арматуры разрушающий момент зависит от средних деформаций арматуры. При наличии зон разупрочнения на величину средних деформаций арматуры влияют локальные деформации. Поэтому расчет прочности нормальных сечений таких элементов предлагается производить с учетом призмной прочности бетона и некоторого условного предела текучести арматуры, определяемого по формуле

$$\sigma_{Т}^{усл} = \sigma_{Т}^{*} \gamma_{а}, \quad (1)$$

где  $\gamma_{а}$  определяют в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{Т}$  и параметров  $\xi_{Т}^{*}$  и  $\bar{\gamma}_{а}$ :

$$\left. \begin{aligned} \text{при } \xi_{Т}^{*} \leq \xi_{Т}^{*} \quad \gamma_{а} &= 1 + \frac{(\bar{\gamma}_{а} - 1) \xi_{Т}^{*}}{\xi_{Т}^{*}}; \\ \text{при } \xi_{Т}^{*} > \xi_{Т}^{*} \quad \gamma_{а} &= 1 + \frac{(\bar{\gamma}_{а} - 1) (\xi_{Т}^{*} - \xi_{Т}^{*})}{\xi_{Т}^{*} - \xi_{Т}^{*}} \end{aligned} \right\} (2)$$

причем  $\xi_{Т}^{*}$  — относительная высота сжатой зоны бетона, при которой напряжения в арматуре в стадии разрушения достигают предела текучести вне зоны разупрочнения;  $\bar{\gamma}_{а}$  — максимальное значение  $\gamma_{а}$ , достигаемое при условии  $\xi_{Т}^{*} = \xi_{Т}^{*}$  (рис. 2).

$\xi_{Т}^{*}$  подсчитывают по формуле

$$\xi_{Т}^{*} = \xi_{Т}^{к.т} \frac{\frac{\sigma_{б}^{*}}{\sigma_{Т}^{*}} - \frac{\sigma_{Т}^{*}}{\sigma_{Т}^{*}}}{\frac{\sigma_{б}^{*}}{\sigma_{Т}^{*}} - 1}, \quad (3)$$

где  $\xi_{Т}^{к.т}$  — граничная высота сжатой зоны бетона, при которой напряжения в арматуре в стадии разрушения равны  $\sigma_{Т}^{*}$ , а деформации достигают конца площадки текучести ( $\epsilon_{а} = \epsilon_{к.т}$ ).  $\xi_{Т}^{к.т}$  находят по формуле для  $\xi_{Т}$  с учетом того, что  $\sigma_{а} = \epsilon_{к.т} E_{а}$  [2].

Значения  $\gamma_{а}$  зависят от соотношения пределов текучести арматуры в исход-

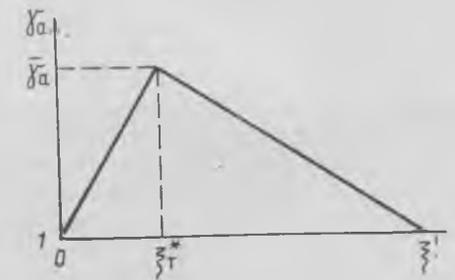


Рис. 2. Зависимость коэффициента  $\gamma_{а}$  от относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{Т}$

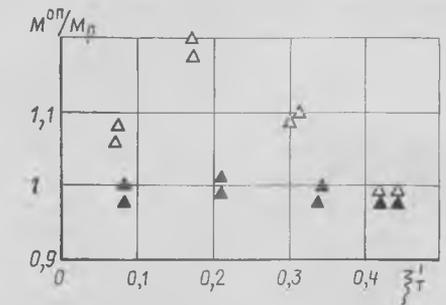


Рис. 3. Сравнение опытных и расчетных разрушающих моментов для балок со сварными стыками рабочей арматуры  $\Delta$  — значения  $M^P$  вычислены с учетом свойств арматуры ( $\sigma_{Т}^{*}$  и  $\sigma_{б}^{*}$ ) в зоне разупрочнения;  $\blacktriangle$  — по предлагаемой методике

ном состоянии и в зоне разупрочнения, а также от протяженности этой зоны

$$\bar{\gamma}_a = 1 + \left( \frac{\sigma_T}{\sigma_B} - 1 \right) \left( 1 - \frac{l'}{250} \right). \quad (4)$$

При  $\sigma_T > \sigma_B^*$  значения  $\sigma_T$  в формуле (4) принимают равными  $\sigma_B^*$ .

Если длина зоны разупрочнения превышает 250 мм, то расчет прочности нормальных сечений производят с учетом  $\sigma_T$  и  $\sigma_B^*$ .

Разрушающие моменты балок со сварными соединениями рабочей арматуры, вычисленные по предложенной методике, хорошо согласуются с опытными (рис. 3).

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Механические свойства и усталостная прочность арматуры класса Ат-IIIС/С. А. Мадатян, В. Д. Терин, В. П. Коновский, В. Н. Пану. — Бетон и железобетон. 1983, № 12.
2. Мамедов Т. И., Гуца Ю. П., Мулин Н. М. Особенности развития неупругих деформаций эффективной стержневой арматуры новых видов в изгибаемых железобетонных элементах. — В кн.: Исследования эффективности новых видов стержневой арматуры в железобетонных конструкциях. М.: Стройиздат, 1979.
3. Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1980.

## Для монолитного строительства

В монолитном строительстве все более широкое применение находит циклично-переставная скользящая опалубка. С ее помощью возводят несущие стены, ядра жесткости и другие части здания. Важное место при этом принадлежит геодезическим работам, которые должны обеспечивать правильность положения скользящей опалубки при ее подъеме до последнего этажа.

До начала бетонирования и подъема скользящей опалубки внутри ядра жесткости по четырем углам на перекрытии первого этажа закладывают опорные точки — марки осевой системы. Отклонения от вертикали и деформации скользящей опалубки фиксируют на специальных визирных палетках. После подъема опалубки на заданную высоту палетки закрепляют так, чтобы первая четверть каждой из них была расположена в углу жесткой рамы, а вторая — вдоль продольных осей. При этом проекции точек марок осевой системы должны совместиться соответственно с центрами визирных палеток. Вертикальность движения опалубки контролируют зенит-прибором.

Указанные способы целесообразно применять на всех видах опалубки при возведении сооружений с вертикальными плоскостями бетонирования. В отличие от аналогов они исключают необходимость проведения математической обработки результатов измерений.

Более подробные сведения можно получить по адресу: 109702, Москва, ул. Серафимовича, 5, трест Мосстрой № 2.

УДК 691.327:539.3/4

Г. Н. СТАВРОВ, д-р техн. наук, В. В. Руденко, канд. техн. наук, А. А. ФЕДОСЕЕВ, инж.

## Прочность и деформативность бетона при повторно статических нагрузениях

Экспериментальными исследованиями работы железобетонных элементов при малом числе циклов повторяющихся нагружений установлено, что изменения прочностных и деформационных характеристик определяются структурными изменениями в бетоне [1]. Причем наибольшие изменения прочностных и деформационных характеристик наблюдаются в первые несколько десятков циклов, что и определило диапазон исследований. Аналогичные выводы получены в работе [2].

Для изучения изменения прочности и развития деформаций в бетоне при малом числе повторно-статических нагружений испытали призмы размером  $100 \times 100 \times 450$  мм (96 шт.) и цилиндры диаметром 100 мм, высотой 350 мм (60 шт.) как при мягком (постоянный уровень напряжений в цикле), так и при жестком (постоянная амплитуда деформации в цикле) режимах нагружения из бетона марок М300—М500. Кроме того, испытали при мягком режиме нагружения призмы размером  $100 \times 100 \times 450$  мм (48 шт.) из керамзитобетона марок М200—М300.

Призмы бетонировали в горизонтальных формах, а цилиндры в вертикальных. Часть образцов испытывали в воздушно-сухом состоянии, остальные — в водонасыщенном. Для избежания влияния анизотропных свойств бетона по высоте сечения образцов на степень развития и накопления деформаций, испытания производили с выключением шарнира после предварительного обжатия. Параметры диаграммы  $\sigma - \epsilon$  регистрировали с использованием тензорезисторов и динамометров с непрерывной записью на ленту осциллографом К-121.

Структурные изменения в бетоне при работе его в режиме «нагружение-разгружение» у части образцов регистрировали четырехканальным амплитудным дискриминатором импульсов акустической эмиссии. При испытаниях варьировали уровень напряжений (или амплитуду деформаций в цикле), асимметрично цикла, водонасыщенность бетона.

Скорость нагружения и разгрузки при мягком режиме  $(0,4 \pm 0,2)$  МПа·с<sup>-1</sup>, а при жестком  $(1,5 \pm 0,7) 10^{-5}$  МПа·с<sup>-1</sup>. Уровни напряжений повторных нагружений при мягком режиме принимали относительно призмной (цилиндрической) прочностью при однократном нагружении

$\eta_\sigma = \frac{\sigma_{6i}}{\bar{R}_{пр}}$  равными 0,95; 0,9 и 0,85, а амплитуды деформаций при жестком режиме  $\eta_\epsilon = \frac{\epsilon_{6i}}{\epsilon_{пр}}$  — 0,9; 0,85; 0,8; 0,75 и 0,7 деформации, предшествующей разрушению при однократном нагружении. Коэффициент асимметрии  $\rho_B = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}$  назначали равным 0; 0,3 и 0,6.

На основании обработки и анализа экспериментальных данных были получены зависимости, учитывающие изменения прочностных и деформационных свойств бетона при повторно-статических нагружениях:

при мягком нагружении

$$\left. \begin{aligned} \bar{R}_{пр}^{(N)} &= \bar{R}_{пр} k_\sigma; \\ \bar{\epsilon}_{пр}^{(N)} &= \bar{\epsilon}_{пр} k_\epsilon, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

при жестком нагружении

$$\bar{\epsilon}_{\delta i} = \bar{\epsilon}_{пр} k_{\delta i}, \quad (2)$$

где  $k_\sigma$  — коэффициент повторности, учитывающий изменение прочности бетона:

$$k_\sigma = 1 - a (1 + b W) (1 - \rho_B)^{1/k} \lg N;$$

$k_\epsilon$  — коэффициент повторности, учитывающий изменение предельной деформативности;  $k_{\delta i}$  — коэффициент, учитывающий амплитуду деформации при жестком нагружении;

$$k_{\epsilon i} = 1 - c \left( 1 + \frac{bW}{2} \right) \lg N \text{ при } N \leq N^*;$$

$$k_{\epsilon i} = k_{\epsilon i}^* + d \left( 1 + \frac{bW}{6} - \lg N \right) \text{ при } N > N^*.$$

$\bar{\epsilon}_{\delta i}$  — деформации бетона в течение цикла;  $\bar{\epsilon}_{пр}$  — средняя предельная деформа-



Рис. 1. Изменение  $k_{\sigma}$  в зависимости от расчетного числа циклов нагружений  
1 — тяжелый воздушно-сухой бетон; 2 — воздушно-сухой керамзитобетон; 3 — тяжелый водонасыщенный бетон; 4 — водонасыщенный керамзитобетон

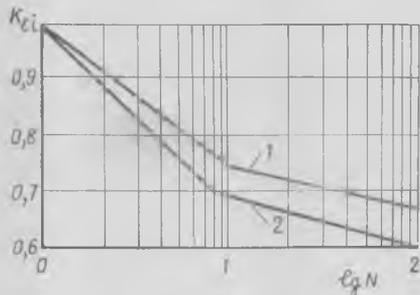


Рис. 2. Изменение  $k_{\epsilon}$  в зависимости от расчетного числа циклов нагружений  
1 — тяжелый воздушно-сухой бетон; 2 — тяжелый водонасыщенный бетон

ция бетона при однократном нагружении (рис. 1, 2);  $N$  — расчетное число циклов (нагружение-разгружение);  $\rho_b$  — коэффициент асимметрии цикла;

$$W = \frac{V_n}{V_b};$$

$V_n, V_b$  — объем свободной воды в бетоне и общий объем пор;  $a, b, c, d, k$  — постоянные материала, определяемые опытным путем.

Для тяжелого бетона  $a=0,047$ ;  $b=0,8$ ;  $c=0,25$ ;  $d=0,07$ ;  $k=2$ ; для керамзитобетона  $a=0,075$ ;  $b=0,2$ ;  $k=1,5$ ;  $N^*, k_{\epsilon i}$  — число циклов и значение коэффициента, учитывающего амплитуду деформации в цикле в точке перелома кривой (см. рис. 2).

Зависимость для  $k_{\epsilon}$  была получена ранее [3] в виде

$$k_{\epsilon} = v + \theta \lambda N^{1/k}, \quad (3)$$

где  $v, \lambda$  — коэффициенты упругости и пластичности бетона при первом цикле нагружения;  $\theta$  — коэффициент, учитывающий изменение ширины петли пластического гистерезиса в зависимости от числа циклов:

$$\theta = (0,45 - R \cdot 10^{-3}) \lg N.$$

Сопоставление результатов испытаний призм и цилиндров при мягком режиме нагружения с данными, приведенными в работе [2], показало хорошее их совпадение (пунктирная линия на рис. 1). Максимальное отклонение коэффициентов повторности в диапазоне 1—40 циклов нагружений не превышает 4,5%.

Анализ полученных результатов свидетельствует о том, что с уменьшением коэффициента асимметрии цикла коэффициент повторности повышается, а с увеличением водонасыщенности бетона снижается. Это объясняется тем, что накопление повреждений в материале происходит как на стадии нагружения, так и при разгрузке, причем чем больше диапазон изменения напряжений в цикле, тем больше поврежденность за цикл, и тем меньше ресурс прочности бетона. О наличии структурных разрушений бетона при разгрузке свидетельствуют шумы, регистрируемые, четырехканальным амплитудным дискриминатором импульсов акустической эмиссии.

Миграция свободной воды в бетоне при его деформировании приводит к разрыву замкнутых пор, что вызывает дополнительные нарушения структуры. Сопротивление керамзитобетона повторно-статическим сжимающим воздействиям ниже, чем тяжелого, что связано с более низкой прочностью заполнителя.

Деформации бетона, предшествующие разрушению, при повторно-статических нагружениях значительно выше (до 100%), чем при однократном нагружении. Это объясняется внутренним перераспределением усилий между цементно-песчаной матрицей и заполнителем, которое способствует развитию одноосевой пластической деформации.

С учетом особенностей работы под действием циклически повторяющейся нагрузки все материалы можно разделить на три группы — циклически разупрочняющиеся, когда ширина петли пластического гистерезиса увеличивается и возрастает полная деформация; циклически стабильные, когда ширина петли в каждом цикле остается неизменной; циклически упрочняющиеся, когда ширина петли с числом циклов уменьшается [4].

Исследования циклического упруго-пластического деформирования бетона при мягком режиме нагружения показали, что при достаточно высоких уровнях ( $\eta_{\sigma} \geq 0,85 \dots 0,9$ ) бетон ведет себя как циклически разупрочняющийся материал, т. е. ширина петли непрерывно увеличивается от цикла к циклу вплоть до разрушения. При  $\eta_{\sigma} < 0,85$  работе бетона присущи все три характеристики (рис. 3). Сначала бетон ведет себя как циклически упрочняющийся материал, затем наступает период стабилизации и за несколько циклов до разрушения наступает разупрочнение.

Анализом диаграмм упруго-пластического деформирования бетона при жестком режиме нагружения (рис. 4) установлено, что в период стабилизации петли

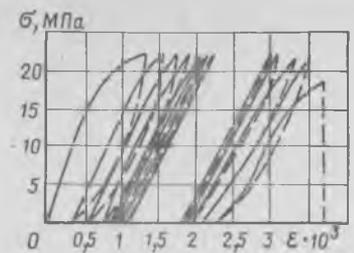


Рис. 3. Характерная диаграмма  $\sigma - \epsilon$  бетона при мягком режиме повторно-статических нагружений

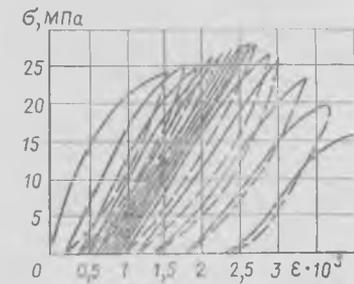


Рис. 4. Характерная диаграмма  $\sigma - \epsilon$  бетона при жестком режиме повторно-статических нагружений

сопротивление бетона может быть выше полученного при однократном нагружении до разрушения (на 6—12%). Это объясняется уплотнением структуры бетона на определенном этапе его работы в режиме «нагружение-разгружение». Таким образом, если образец, испытываемый в мягком режиме нагружения в период стабилизации петли, увеличением нагрузки довести до разрушения, то прочность бетона, полученная при этом, окажется выше прочности образцов-близнецов, доведенных до разрушения однократным нагружением. Этот факт был отмечен ранее в работе [2].

#### Выводы

При многократном повторно-статическом нагружении бетона сжимающей нагрузкой происходят изменения его прочностных и деформационных характеристик. Определяющими факторами малоциклового прочности бетона являются уровень нагружения при мягком режиме или амплитуда деформаций при жестком, коэффициент асимметрии цикла и водонасыщенность бетона.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руденко В. В. Работа внецентренно-сжатых элементов — Бетон и железобетон, 1981, № 11.
2. Бабич Е. М., Погорелая А. П., Залесов А. С. Работа элементов на поперечную силу при многократном повторных нагружениях. — Бетон и железобетон, 1981, № 6.
3. Руденко В. В. Внецентренное нагружение бетонных и железобетонных элементов с малым числом повторений нагрузок. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1980, № 4.
4. Писаренко Г. С., Можаровский Н. С. Уравнения и краевые задачи теории пластичности и ползучести. Справочное пособие. Киев, Наукова думка, 1981.

## Энергетический подход к оценке вязкости разрушения цементного камня и бетона

Известно, что разрушение бетона при механическом нагружении происходит в результате развития трещин. При оценке трещиностойкости материалов с позиций механики разрушения обычно используют силовой критерий  $K_{Ic}$  — критический коэффициент интенсивности напряжений и энергетический критерий  $C_{Ic}$  — энергию разрушения. В настоящее время испытания бетона на вязкость разрушения не стандартизированы и проводятся по различным методикам. Проблемой до сих пор остается достоверность получаемых значений  $K_{Ic}$  и  $C_{Ic}$ . При испытании металлов на вязкость разрушения [1], ограничения к размерам образца с надрезом при трехточечном изгибе определяются наличием зоны пластических деформаций у устья трещины и должны удовлетворять условию

$$a = (W - a) = B \geq 2,5 \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_T} \right)^2, \quad (1)$$

где  $a$  — глубина надреза;  $W$ ,  $B$  — высота и ширина образца. Радиус этой зоны к моменту нестабильного появления трещины при плоском напряженном состоянии определяется уравнением

$$r_{пл} = \frac{K_{Ic}^2}{2 \pi \sigma_T^3}. \quad (2)$$

Таким образом, размеры образца должны превышать  $r_{пл}$  в 5л раз. Требования к размерам бетонных образцов пока не сформулированы.

В результате опытов, проведенных на крупных образцах с надрезом из бетона, установлено наличие зоны микроразрушений, достигающих 100—300 мм со стороны устья трещины при ее развитии, что значительно больше длины исходной трещины и, как правило, размеров образцов, обычно применяемых при лабораторных испытаниях [2, 3]. При этом  $K_{Ic}$  возрастает с увеличением длины трещины. Следовательно, уравнения линейной механики разрушения нельзя применять для оценки вязкости разрушения бетона по результатам испытаний на малых образцах. Получаемые при этом значения  $K_{Ic}$  и  $C_{Ic}$  занижены и состав-

ляют [4] соответственно 35—65% и 15—40% их действительных значений.

Известно, что при испытаниях на прочность упругая энергия накапливается в образце и в испытательной машине. Критерием характера разрушения является  $\Delta U = U_0 - U_{\gamma}$  ( $U_0$  — упругая энергия, накопленная в системе «образец — машина»;  $U_{\gamma}$  — энергия разрушения). При  $\Delta U > 0$  — характер разрушения незапный, при  $\Delta U \leq 0$  — стабильный (вязкий), что позволяет получить для цементного камня, раствора и бетона полную диаграмму деформирования (с нисходящей ветвью). На рис. 1 приведена диаграмма  $P - f$ , полученная автором при испытании образцов-балочек размером  $50 \times 50 \times 320$  мм с надрезом 25 мм при трехточечном изгибе в возрасте 28 сут твердения в нормальных условиях. Состав бетона 1:1,56:3,29;  $B/H = 0,5$ . Площадь диаграммы (см. рис. 1) представляет собой работу, затраченную на разрушение. Если ее отнести к единице поверхности разрушения, то для данного состава бетона получим значение удельной энергии разрушения  $C_{Ic} = 65$  Н/м. Методика предусматривала также определение динамического модуля упругости  $E_d$  резонансным методом. Для данного состава бетона  $E_d = 36 \cdot 10^3$  МН/м<sup>2</sup>, тогда из уравнения  $K_{Ic}^2 = C_{Ic} E$  следует, что  $K_{Ic} = 1,52$  МН/м<sup>3/2</sup>. Полученное значение  $K_{Ic}$  соответствует ре-

зультатам испытаний бетонных образцов-плит с центральным и боковым надрезом (1,1—2,3 МН/м<sup>3/2</sup>) и значительно превышает данные, полученные в опытах на малых образцах (0,4—0,8 МН/м<sup>3/2</sup>) с использованием уравнений линейной механики разрушения. Прямой метод определения параметров вязкости разрушения предусматривает условия испытаний, обеспечивающие стабильный характер разрушения образцов. С этой целью разработано специальное приспособление к стандартной разрывной машине. Полные диаграммы с нисходящей ветвью можно получить при соблюдении условия постоянной скорости деформирования образца во время испытаний, а также при соответствии жесткости испытательной машины и размеров образца. Для образцов с одинаковой площадью поперечного сечения можно определить длину, обеспечивающую стабильный характер разрушения. В работе [5] за длину рабочей части образца принято среднее значение из длины образцов, меньшее из которых соответствовало равновесному разрушению, а большее — динамическому. Длину образца, обеспечивающую стабильный характер разрушения, можно установить следующим образом. К моменту, когда при испытании образца достигнуто критическое значение усилия  $P_c$ , соответствующее пределу прочности при растяжении  $R_p$ , накопленная упругая энергия в образце

$$U_1 = \frac{P \delta}{2}, \quad (3)$$

где  $\delta = \Delta l = \frac{P l}{E F}$ . Тогда для образца площадью поперечного сечения  $F$  и длиной  $l$  можно записать

$$U_1 = \frac{P^2 l}{2 E F}. \quad (4)$$

В то же время энергия при соблюдении условия стабильного характера разрушения образца

$$U_2 = C_{Ic} F. \quad (5)$$

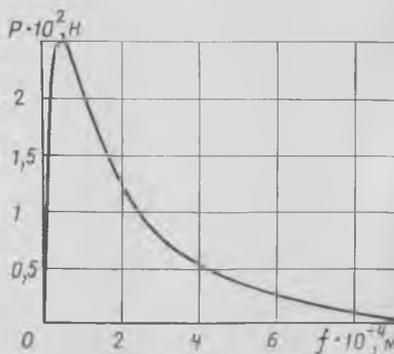


Рис. 1. Полная диаграмма изгиба обычного бетона

Решая уравнения (4) и (5) относительно  $l$ , получим значение длины образца

$$l = \frac{2 C_{Ic} F^2 E}{P_c^2} = \frac{2 C_{Ic} E}{R_p^2} \quad (6)$$

при котором упругая энергия, накопленная к моменту  $P_c$ , равна энергии, поглощаемой в процессе стабильного разрушения образца. Принимая половину длины  $l$ , получим критическую длину образца

$$l_{кр} = \frac{C_{Ic} E}{R_p^2} = \left( \frac{K_{Ic}}{R_p} \right)^2 \quad (7)$$

Полученное выражение совпадает с уравнением (1), определяющим размеры образца при испытании металлов на вязкость разрушения. Уравнение (7) также близко совпадает с критерием  $R^{IV} =$

$$= \frac{E \gamma}{\sigma_f^2} \quad (\gamma — \text{эффективная поверхностная энергия, } \sigma_f — \text{предел прочности при растяжении),}$$

учитывающим кинетическое прорастание трещин в материалах при определении их термостойкости [6]. В работе [4] рассматривается модель фиктивной трещины, в соответствии с которой параметр  $l_x = \frac{C_{Ic} E}{R_p^2}$  ( $l_x$  — характеристическая длина) вводится для оценки зоны микроразрушений при продвижении макротрещины.  $l_x$  является также мерой хрупкости материалов.

Предполагая восходящий и нисходящий участки линейными, полные кривые деформирования бетона можно получить, если известны  $R_p$ ,  $E$  и  $C_{Ic}$ . При этом относительная деформация на восходящем участке кривой определяется параметрами  $R_p$  и  $E$ , а локальная деформация в зоне разрушения (нисходящая ветвь) — по формуле

$$\Delta l_p = \frac{2 C_{Ic}}{R_p} \quad (8)$$

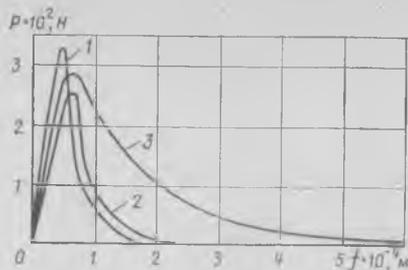


Рис. 2. Полные диаграммы изгиба жаростойкого цементного камня составов 1—1:0,3; 2—1:1; 3— жаростойкого бетона, не подвергавшегося нагреванию

Опыты проводили на жаростойком цементном камне с тонкомолотой шамотной добавкой составов Ц:Д=1:0,3 ( $B/C=0,36$ ) и 1:1 ( $B/C=0,68$ ), а также жаростойком бетоне с шамотными заполнителями состава 1:0,2:1,75:1,6  $B/C=0,73$  в возрасте 28 сут. Вяжущее — портландцемент Себряковского завода марки 500. Начальная влажность материалов составляла соответственно 17,44; 22,98 и 12,62%. Для определения динамического модуля упругости  $E_d$ ,  $R_p$  при одноосном растяжении и диаграмм изгиба использовали образцы размером  $50 \times 50 \times 320$  мм. Установив  $E_d$  резонансным методом, в образцах алмазным диском выполняли надрез глубиной 25 мм и затем испытывали их при трехточечном изгибе. Для определения объемной пористости  $P_{об}$  навеску материала массой 80—100 г насыщали водой в вакууме. Испытания проводили на образцах естественной влажности, а также после их нагрева при 110, 300 и 800°C. Скорость подъема температуры 100°C/ч, выдерживание 5 ч (при 110°C 5 сут), охлаждение вместе с печью.

Характерные полные диаграммы изгиба материалов приведены на рис. 2, откуда видно, что с увеличением количества тонкомолотой добавки в цементном

Таблица 1

Материал	$R_p$ , МН/м <sup>2</sup>	$E_d \cdot 10^3$ , МН/м <sup>2</sup>	$C_{Ic}$ , Н/м	$K_{Ic}$ , МН/м <sup>3/2</sup>	$l_{кр}$ , м	$\Delta l_p \cdot 10^{-6}$ , м	$P_{об}$ , %
Жаростойкий цементный камень	2,40/1,85*	29,75/22,61	15,51/19,05	0,68/0,65	0,080/0,125	13,00/20,59	33,15/39,50
Жаростойкий бетон	1,96	26,88	47,18	1,12	0,330	48,14	28,88

\* Перед чертой — Ц:Д=1:0,3; после черты — Ц:Д=1:1.

Таблица 2

Температура нагрева, °С	$R_p$ , МН/м <sup>2</sup>	$E_d \cdot 10^3$ МН/м <sup>2</sup>	$C_{Ic}$ , Н/м	$K_{Ic}$ , МН/м <sup>3/2</sup>	$\Delta l_p \cdot 10^{-6}$ , м	$P_{об}$ , %
20	1,96	26,88	47,18	1,12	48,14	28,88
110	1,72	21,77	102,40	1,49	119,06	26,15
300	1,70	14,67	90,60	1,15	106,58	29,62
800	0,40	4,74	45,40	0,46	227,00	32,67

камне и введением песка и щебня, длительность процесса разрушения за пределами временного сопротивления материалов возрастает, о чем свидетельствует более плавный характер нисходящей ветви. Качественный анализ диаграмм также свидетельствует о том, что более неоднородный по сравнению с цементным камнем бетон является менее хрупким материалом и в большей степени должен быть способен к перераспределению напряжений. Из табл. 1 видно, что при переходе от цементного камня состава 1:0,3 к составу 1:1 и бетону энергия разрушения возрастает (особенно у бетона). Увеличение количества и крупности заполнителя также повышает критическую длину равновесной трещины и локальную деформацию. Следовательно, трещиностойкость бетона существенно выше, чем цементного камня составов 1:0,3 и 1:1.

В табл. 2 приведены показатели трещиностойкости жаростойкого бетона в зависимости от температуры нагрева, откуда видно, что наиболее существенные изменения происходят после нагрева при 110 и 800°C. В целом, нагрев уменьшает хрупкость бетона. Из табл. 2 также следует, что повышение трещиностойкости жаростойких бетонов при нагреве может быть достигнуто рациональным подбором их состава, обеспечивающего при оптимальном значении прочности высокие значения  $C_{Ic}$  и  $E$ . Оптимальной прочностью следует считать минимальную начальную прочность, обеспечивающую максимальную остаточную прочность после нагрева бетона.

#### Выводы

Предложенная методика позволяет получить полные (с нисходящей ветвью) диаграммы деформирования и достоверные значения параметров трещиностойкости бетона.

Значения  $C_{Ic}$  позволяют оценить влияние различных технологических факторов на трещиностойкость бетона и наметить конкретные пути ее повышения.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- ASTM, E-399-74 Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials.
- Ентов В. М., Ягуст В. И. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне. — Механика твердого тела, 1975, № 4.
- Soik S., Baron J. Mecanique de la rupture appliquee au beton hydraulique. Cement and concrete Res., vol. 9, 1979.
- Hillerborg A., Petersson P. E. Fracture Mechanical calculations, test methods and Results for concrete and similar materials. Adv. in Fracture Res. 5 Int. Conf. on Fracture, Cannes, 1981.
- Лебедев А. А., Чаусов Н. Г. Феноменологические основы оценки трещиностойкости материалов по параметрам спадающих участков диаграмм деформаций. — Проблемы прочности. 1983, № 2.
- Hasselmann D. P. H. Elastic Energy at Fracture and Surface Energy as Design Criteria for Thermal Shock. Journ. of Amer. Ceram. Soc., vol. 46, № 11.

## Трудоемкость узловых соединений каркасов многоэтажных зданий

В работы по возведению каркасов зданий входят затраты труда непосредственно на установку и укладку конструкций, а также на устройство узловых соединений (электросварка и замоноличивание монтажных стыков).

Согласно руководству [1] затраты труда на строительной площадке можно определять на основании сметных норм (СНиП) или единых норм и расценок на строительно-монтажные работы (ЕНиР). Однако сметные нормы усреднены, установлены на весь комплекс работ и не учитывают различие стыковых и узловых соединений.

Определение затрат труда по ЕНиР на монтаж и электросварку узлов требует длительных детальных расчетов. Поэтому, как правило, они определяются укрупненно по сметным нормам в зависимости от числа монтажных элементов, а не от вида узлового соединения и в результате не отражают реальной трудоемкости.

В современном многоэтажном каркасном строительстве применяют различные конструктивные схемы. Наиболее широко используют рамно-связевую систему каркаса с применением конструкций серии 1.420-12 и 1.420-6 и связевую систему с применением серии 1.020-1 (на основе серии ИИ-04).

Пространственный каркас здания серий 1.5420-12 и 1.420-6 решен как рамный (с жесткими узлами) в поперечном направлении и связевый в продольном. Каркас здания серии 1.020-1 запроектирован в продольном и поперечном направлении как связевый (с шарнирными узлами). Жесткость каркаса в обоих направлениях обеспечивается постановкой диафрагм или связей, что в некоторых случаях ограничивает использование этих решений для производственных зданий [2].

По рамно-связевой системе без применения специальных элементов, перегородивающих пролеты, используются конструкции серии КП-203, разработанные киевским Промстройпроектом и НИИСК для зданий с сеткой колонн 12×6 м [3]. При этом решении в 12-

метровом пролете применяют не ригели, а большепролетные плиты размером 1,5×12 м с минимальным числом жестких узлов в каркасе.

Устойчивость здания вдоль 6-метрового шага обеспечивается жестким соединением лишь двух ригелей с колоннами. В поперечном направлении предусматривается жесткое сопряжение 4—6 плит перекрытий с колоннами в каждом пролете (в зависимости от типа здания и ветровых нагрузок).

Влияние типа узлов отмеченных серий на трудоемкость возведения изучено в НИИСК применительно к зданиям под нормативную нагрузку на перекрытие 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Затраты труда определяли в целом на блок четырехэтажного здания размером в плане 36×60 м с высотой первого этажа 6 м и последующих — 4,8 м. В составе здания учитывались колонны, связи, ригели, плиты перекрытий и покрытий.

В основу расчетов по определению затрат труда на монтаж конструкций, сварку узловых сопряжений и замоноличивание швов и стыков положены нормативы, принятые по ЕНиР. При этом суммарные затраты труда на возведение каркаса здания определяли по формуле

$$T = \left( \sum_{i=1}^n T_{M_i} + \sum_{i=1}^n T_{C_{B_i}} + \sum_{i=1}^n T_{Z_i} \right) k_n k_m,$$

где  $T_M$ ,  $T_{C_B}$  и  $T_Z$  — затраты труда соответственно на монтаж, сварку и замоноличивание  $i$ -го вида конструкций;  $k_n$  — коэффициент, учитывающий прочие виды работ (мелкие трудноподдающиеся нормированию операции);  $k_m$  — коэффициент, учитывающий переход от производственных норм к сметным.

$$T_M = T_{M.K} + T_{M.P} + T_{M.П};$$

$$T_{C_B} = T_{C_{B.K.K}} + T_{C_{B.K.P}} + T_{C_{B.П}};$$

$$T_Z = T_{Z.K.Ф} + T_{Z.K.K} + T_{Z.K.P} + T_{Z.П},$$

где  $T_{M.K}$ ,  $T_{M.P}$  и  $T_{M.П}$  — затраты труда соответственно на монтаж колонн, ригелей и плит перекрытий и покрытий;  $T_{C_{B.K.K}}$ ,  $T_{C_{B.K.P}}$  и  $T_{C_{B.П}}$  — затраты труда

соответственно на сварку узловых сопряжений колонн с колонной, колонн с ригелями и приварка плит к колоннам, ригелям;  $T_{Z.Ф}$ ,  $T_{Z.K.K}$ ,  $T_{Z.K.P}$ ,  $T_{Z.П}$  — затраты труда соответственно на замоноличивание стыков колонн с фундаментом, колонн с колонной, колонн с ригелями и швов плит перекрытий и покрытий.

Для сравнения с существующим уровнем оценки конструктивных решений зданий затраты труда определяли также по сметным нормам. Оценка стоимостных показателей, относящихся непосредственно к конструкции узлов, отличается незначительно [4]. Результаты расчетов приведены в таблице.

Сопоставление суммарных затрат труда, исчисленных по нормативам СНиП и ЕНиР, показывает, что для зданий с жесткими узлами серии 1.420-12 и 1.420-6 показатели близки, а для зданий с шарнирными узлами серии 1.020-1 и КП-203 разница составляет 12%.

Сопоставление затрат труда по конструктивным элементам свидетельствует, что нормы на монтаж плит и колонн в СНиП по сравнению с ЕНиР завышены в среднем соответственно на 11 и 30%, а для ригелей с жесткими узлами занижены на 26%. В результате неточность показателей, исчисленных по СНиП, составляет 2—12%.

Анализ затрат труда, определенных по видам работ по ЕНиР, показывает, что на уровень трудоемкости влияют затраты на устройство узловых соединений. Удельный вес этих видов работ от общей трудоемкости возведения каркаса здания составляет 42—54%, в том числе на сварку узловых соединений 10—23% (соответственно для каркасов с шарнирными и жесткими узлами).

Затраты труда непосредственно на монтаж конструкций, главным образом, изменяются в зависимости от числа монтажных элементов на здание, за исключением затрат труда на монтаж ригелей меньшей массы по серии 1.020-1.

С увеличением сетки колонн число монтажных элементов уменьшается и соответственно снижаются затраты труда на монтаж. Так, для зданий с сеткой колонн 9×6 м — на 12—16%, с сеткой колонн 12×6 м — на 24—32% (при сопоставлении с сеткой 6×6 м).

Затраты труда на сварку узловых соединений изменяются как от вида узлов, так и от их числа. Для здания с шарнирными узлами затраты труда на сварку ниже на 62—65% по сравнению с жесткими узлами. Для конструкций серии КП-203, где большинство узлов шарнирное, затраты труда на

Т а б л и ц а

Сетка колонн, м	Серия	Монтажные элементы		Затраты труда на 1000 м <sup>2</sup> , чел.-дн.			
		наименование	число на здание	по СНиП	по ЕНиР		
					монтаж	сварка	замоноличивание
6×6	1.420-12	Колонны	154	38,8	18,65	4,75	6,3
		Ригели	264	49,3	16,9	20,3	21,4
		Плиты	560	26,6	15,1	1,6	7,1
	1.020-1	Связи	8,8 т	2,4	2,4	—	—
		Колонны	154	31,2	17,65	3,75	6,1
		Ригели	264	42,1	12,9	4,75	21,4
9×6	1.420-12	Плиты	560	26,6	15,1	1,4	7,1
		Связи	7,8 т	2,2	2,2	—	—
		Колонны	110	22,3	12,6	2,7	4,35
	1.020-1	Ригели	176	32,9	11,3	2,5	14,3
		Плиты	560	26,6	15,1	1,4	7,1
		Связи	20,0 т	5,5	5,5	—	—
12×6	1.420-6	Колонны	88	22,8	10,7	2,7	3,6
		Ригели	132	29,1	12,3	13,7	10,7
		Плиты	560	26,6	15,1	1,4	7,1
	КП-203	Связи	7,6 т	2,1	2,1	—	—
		Колонны	88	23,1	10,7	2,7	3,6
		Ригели	176	32,9	11,3	5,9	13,0
		Плиты	480	22,8	14,2	2,8	7,9

сварку снижены на 42% по сравнению с аналогичным решением серии 1.420-6. Затраты труда на замоноличивание изменяются пропорционально числу стыков и швов, удельный вес которых от общей трудоемкости составляет 15—38%.

В целом, наименьшими являются суммарные затраты труда по рассматриваемым конструкциям зданий для серии 1.020-1 с сеткой колонн 9×6 м и серии КП-203 с сеткой колонн 12×6 м, особенностью которых является отсутствие

или минимальное число жестких рамных узлов.

Для повышения индустриальности необходимо совершенствовать конструкции каркасов, снижать число стыков и узлов и упрощать их решения. При этом важно правильно определять и точно рассчитывать трудоемкость узловых соединений. Исключение данного фактора или учет его укрупненно (по СНиП) может дать неточность в показателях затрат труда (для рассматриваемого блока здания площадью 8,6 тыс. м<sup>2</sup> около 80 чел.-дн.).

Таким образом, более полный учет особенностей конструктивных решений каркасных зданий позволяет правильно оценить их трудоемкость и наметить пути повышения их индустриальности.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по выбору проектных решений в строительстве. — М.: Стройиздат, 1982.
2. Солодовников Р. А., Выжигин Г. Е. Железобетонные конструкции производственных зданий. — Экономика строительства. 1979, № 4.
3. Кривошеев П. И. Новые эффективные конструкции многостажных каркасных зданий для промышленного строительства. Киев, Общество «Знание» УССР, 1980.
4. Рогатин Ю. А., Талпежников Н. Н. Методические основы расчета экономической эффективности стыковых узловых соединений сборных железобетонных конструкций. — В кн.: Экономическая эффективность производства и применения железобетона. М.: 1982.

интерес для строительной индустрии, поскольку обладают свойствами ПАВ и могут быть использованы в качестве пластифицирующих добавок.

Их применение не связано с какими-либо дополнительными подготовительными операциями. Непосредственно после поступления в бетоносмесительное отделение проводится их дозировка и приготовление бетонной смеси. На отработанные нативные растворы, используемые в качестве добавок в бетоны, Главным Управлением «Союзантибиотик» Минмедпрома СССР разработаны ТУ. Применительно к олеандомицину, леворину и эритромицину соответствующие требования по вещественному составу представлены в табл. 1.

Из табл. 1 следует, что нативные растворы хотя и близки обычно к нейтральным, в некоторых случаях значительно отклоняются от этого среднего показателя. Так, в промышленных сливах олеандомицина кислый характер среды изменяется на щелочной и pH составляет 9—9,3. Отсюда следует, что ТУ ограничивают лишь излишне кислый характер нативных растворов, который в принятых пределах не опасен для цементного камня и арматуры, поскольку

## Использование промышленных отходов

УДК 666.972.16:691.33

И. А. ИВАНОВ, д-р техн. наук, В. И. КАЛАШНИКОВ, Ю. С. КУЗНЕЦОВ, кандидаты техн. наук, Н. И. ИШЕВА, инж. (Пензенский инженерно-строительный ин-т)

### Применение отходов производства антибиотиков в качестве пластифицирующих добавок для бетонов

В Пензенском инженерно-строительном институте в содружестве с Минмедпромом СССР начиная с 1978 г. изучается возможность утилизации в строительстве побочных продуктов от производства антибиотиков. На таких предприятиях образуются нативные растворы, представляющие разбавляемые водой перед удалением в канализацию отходы, мицелиальные остатки в виде пастообразных масс и газообразные продукты, выделяемые в процессе ферментации. Отработанные нативные растворы представляют собой темную окрашенную жидкость плотностью 1,014—1,025. Содержание в ней орга-

нических и органоминеральных веществ доходит до 30 000 мг/л. Отработанные нативные растворы олеандомицина, леворина, тетрациклина, эритромицина и некоторые другие (далее сокращенно называемые ОНРО, ОНРЛ) с предприятий Пензы, Кургана, Саранска успешно применяются в производстве сборного железобетона.

Важная особенность производства антибиотиков заключается в том, что выход массы изготавливаемых препаратов во много раз меньше массы требуемых исходных продуктов и их попутных остатков производства. Эти попутные продукты представляют значительный

ку нейтрализуется свободной щелочью бетона. Следует также учитывать, что рекомендуемые дозировки ОНРО, ОНРЛ и ОНРЭ не превышают 0,2% массы цемента.

Липиды — жироподобные вещества, входящие в состав всех живых клеток. Химические и физические свойства липидов определяются наличием в их молекулах как полярных группировок ( $-\text{COOH}$ ,  $-\text{OH}$ ,  $-\text{NH}_2$ ), так и неполярных углеводородных цепей. Благодаря такому строению большинство липидов является поверхностно-активными веществами. Закономерно отождествлять содержание липидов с потенциальным пластифицирующим эффектом нативных растворов на цементные композиции.

Особое место занимают редуцирующие вещества, содержащиеся в нативных растворах. В связи с негативным действием на гидратацию цемента принятые ТУ ограничивают их содержание (см. табл. 1). Редуцирующие вещества представлены пятиатомным и шетиатомным сахарами, полисахаридами (крахмал), аминосохарами.

Для проведения многоступенчатых процессов извлечения антибиотиков на стадиях фильтрации, экстракции и рекстракции вводят органические растворители — этанол, бутилацетат. Несмотря на то, что на предприятиях медпрепаратов проводится регенерация, в небольшом количестве они остаются в нативных растворах. Положительная роль подобных веществ заключается в стабилизирующем эффекте, предотвращающем порчу добавок при длительном хранении, отрицательная в специфическом запахе, не вредном для здоровья человека и не сохраняющемся в готовых железобетонных изделиях.

Для аналогии нативных растворов олеандомицина и леворина с ПАВ приведены показатели снижения поверхностного натяжения дистиллированной воды. На рисунке эти данные показаны в зависимости от концентрации добавок (на сухое вещество) и поверхностного натяжения самих отработанных (т. е. разбавленных водой) нативных растворов. Из рисунка видно, что поверхностное натяжение воды снижается пропорционально увеличению количества ОНРО и ОНРЛ.

Действие нативных растворов на цементные композиции отражает избирательный характер минералов клинкера. Интенсивность пластифицирующего эффекта различна в зависимости от минералогического состава цемента. Известно, что для лигносульфоната кальция, входящего в состав СДБ,

Таблица 1

Показатель	Нативные растворы		
	ОНРО	ОНРЛ	ОНРЭ
pH, не менее	6,8	5,0—6,5	8,4
Сухой остаток, не менее, г/л	20,0	25,0	18,0
Сырой протеин, не менее, г/л	5,0	7,0	7,0
Редуцирующие вещества, не более, г/л	5,0	5,0	2,0
Бутилацетат, не более, г/л	5,0	—	5,0
Антибиотик, не более, ед/мл	20,0	100,0	250

Таблица 2

Минерал	Диаметр расплыва паст, мм	Увеличение подвижности паст, %
C <sub>3</sub> A	40,5/41,0*	32/32
C <sub>3</sub> S	49,5/50,0	63/61
BC <sub>2</sub> S	46,0/46,5	52/60
C <sub>4</sub> AF	47,0/36,5	57/24

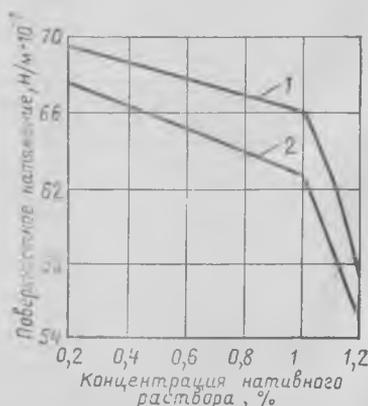
\* Перед чертой — нативный раствор олеандомицина; после черты — леворина.

ранжировка минералов по этому признаку следующая: C<sub>3</sub>A > C<sub>4</sub>AF > C<sub>3</sub>S > > C<sub>2</sub>S.\* Результаты авторов, представленные в табл. 2, подтверждают избирательный характер минералов клинкера в отношении нативных растворов.

Из табл. 2 следует, что наиболее интенсивный пластифицирующий эффект проявляется на порошке C<sub>3</sub>S. Алюминатная составляющая клинкера (C<sub>3</sub>A) пластифицируется в меньшей степени. Действие растворов олеандомицина и леворина практически одинаково.

Естественно, что избирательный характер пластифицирующего действия нативных растворов вызывает различную пластификацию бетонной смеси одного и того же состава на разных цементах. Практика применения рассматриваемых добавок в Пензе и Кургане показала, что наибольший эффект их действия проявляется на бетонных смесях с

\* Хигерович М. И., Байер В. Е. Гидрофобно-пластифицирующие добавки для цементов. М.: Стройиздат, 1979.



Снижение поверхностного натяжения воды в зависимости от количества нативных растворов антибиотиков

цементом высоко- и среднеалитового составов и на шлакопортландцементе. Такими вяжущими являются цементы Вольского, Жигулевского, Ульяновского, Алексеевского, Чимкентского и других заводов.

В табл. 3 приведены данные для бетонов разного состава на портландцементе Вольского завода марки М400.

Стабильное нарастание прочности бетона связано в основном с твердением цементного камня. Именно он наиболее чутко реагирует на влияние добавок и условия окружающей среды. Поэтому наряду с контролем прочности на бетонных образцах испытания добавок нативных растворов проводили на цементно-песчаных растворах составов 1:2 и 1:3 по методике ГОСТ 310.4—76. При этом снижения прочности не отмечалось.

Таблица 3

цемент	Расход, кг/м <sup>3</sup>	воды	Количество добавки, %		Пластичность, см удобоукладываемость, с	Прочность, с МПа
			СДБ	ОНРО		
335	214	—	—	1	16,2/24,1*	
335	214	0,15	—	3	17,5/25,8	
335	203	—	0,2	3	18,1/27,7	
364	266	—	—	7	12,1/17,4	
364	266	0,15	—	16	12,8/21,0	
364	254	—	0,2	14	12,5/19,8	
410	215	—	—	45	26,0/31,0	
410	215	0,15	—	30	24,2/37,2	
410	201	—	0,2	30	26,5/37,1	
433	225	—	—	2	28,6/36,1	
433	225	0,15	—	4	23,7/34,7	
433	211	—	0,2	4	26,5/40,3	
530	270	—	—	11	23,0/35,1	
530	270	0,15	—	16	24,1/30,4	
530	252	—	0,2	19	25,3/34,6	

\* Перед чертой — для пропаренных образцов; после черты — через 28 сут нормального твердения.

Так, при добавке 0,3% нативного раствора эритромицина прочность образцов состава 1:3 на портландцементе Топкинского завода через сутки составила  $R_{из} = 0,76$  МПа,  $R_{сж} = 4,7$  МПа, через год  $R_{из} = 1,26$  МПа,  $R_{сж} = 50,2$  МПа. Те же показатели через год для раствора состава 1:3 без добавки равнялись  $R_{из} = 1,18$  МПа,  $R_{сж} = 47$  МПа.

При использовании шлакопортландцемента Топкинского завода прочность оказалась выше — через сутки  $R_{из} = 1,33$  МПа,  $R_{сж} = 5,1$  МПа, через год  $R_{из} = 1,36$  МПа,  $R_{сж} = 53,4$  МПа.

В соответствии с ГОСТ 24211—80 исследованные нативные растворы от производства некоторых антибиотиков являются пластифицирующими добавками для бетонов.

За прошедшие годы в Пензе и Кургане изготовлено более 500 тыс. м<sup>3</sup> сборного и монолитного железобетона для жилищного, промышленного и сельского строительства с использованием нативных растворов.

Г. И. ГОРЧАКОВ, д-р техн. наук, (МИСИ); Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Л. А. СЕЙЛАНОВ, канд. техн. наук (Оргэнергострой)

## Криогенная деструкция железобетонных конструкций

Анализ источников [1—5] свидетельствует о том, что при фиксированных критериях, характеризующих структуру бетона, режим циклического замораживания-оттаивания, особенности конструирования железобетонных сооружений, их криогенная стойкость определяется параметрами влажностного  $W$  и напряженно-деформированного  $\sigma$  состояний материала конструктивных элементов. В работах по установлению влияния влажностного [3] и напряженно-деформированного [2] состояний бетона на его стойкость при действии отрицательных температур были впервые выдвинуты гипотезы об экстремальном характере воздействия параметров  $W$  и  $\sigma$ , заключающихся в том, что водонасыщение или механическое нагружение бетона выше критического (с точки зрения его морозостойкости) уровня приводит к интенсификации процесса деструкции циклически замораживаемого материала. В дальнейшем эти гипотезы были подтверждены экспериментально.

Однако критический анализ исследований, предпринятых в этом направлении, показывает, что до последнего времени воздействие  $W$  и  $\sigma$  на морозостойкость бетона рассматривали отдельно. Так, например, варьировали вид и уровень напряженного состояния бетона при фиксированных значениях  $W$ , влияние же влажностного состояния материала исследовали практически без учета  $\sigma$ . Вместе с тем известно, что ни влажностное, ни напряженно-деформированное состояние бетона и железобетона не остаются постоянными в процессе замораживания-оттаивания реальных нагруженных конструктивных элементов. Именно то, что при проведении многочисленных исследований морозостойкости бетона и железобетона не моделировались одновременно их влажностное и напряженно-деформированное состояния, не позволяет в настоящее время однозначно определять криогенную стойкость железобетонных конструкций

морозостойкостью бетона, из которого они изготовлены. Кроме того, необходимо учитывать, что в условиях воздействия на материал конструкций значительных градиентов напряжений, температуры и влажности железобетон является гетерогенной системой со стойкостью, не адекватной таковой у бетона.

Поэтому для установления в общем виде механизма криогенной деструкции железобетонных сооружений целесообразно испытывать нагруженные крупномасштабные элементы конструкций на воспроизводимые циклы замораживания-оттаивания при учете специфических процессов изменения влажностного и температурного состояния материала образцов.

В связи с этим НИИЖБ совместно с МИСИ исследовали стойкость изгибаемых и ненагруженных железобетонных конструктивных элементов на циклическое замораживание (в термовлагодбарокамере СТБВК-8000 с увеличенным до 14,4 м<sup>3</sup> рабочим объемом) в течение 8 ч до температуры бетона образцов, равной 223 К, и оттаивание в течение 16 ч в средах различной влажности. Основ-

ным критерием криогенной деструкции железобетонных балок были приняты их продольные остаточные относительные деформации, замеряемые реперной системой на четырех уровнях в сжатой и растянутой частях сечения изгибаемых элементов с  $R_{пр} = 37,1 \dots 41,8$  МПа,  $\mu = 1,99\%$ ,  $\epsilon_{лн} = 0,480 \dots 0,487$  (рис. 1). Температурные режимы промораживания образцов контролировали термометрами ХК, замоналиченными во фрагменты балок с теплоизолированными торцами. Изменение влажностного состояния материала циклически замораживаемых железобетонных балок контролировали по их фрагментам гравиметрическим методом. Также определяли влажность проб бетона из крайних растянутых, сжатых и из нейтральных зон балок. Всего провели три серии экспериментов, в каждой из которых испытывали на циклическое замораживание-оттаивание 4 попарно нагруженные и 2 ненагруженные балки из тяжелого бетона одинакового состава. Три состава бетонной смеси были спроектированы исходя из условия получения максимально идентичных механических характеристик крупно-

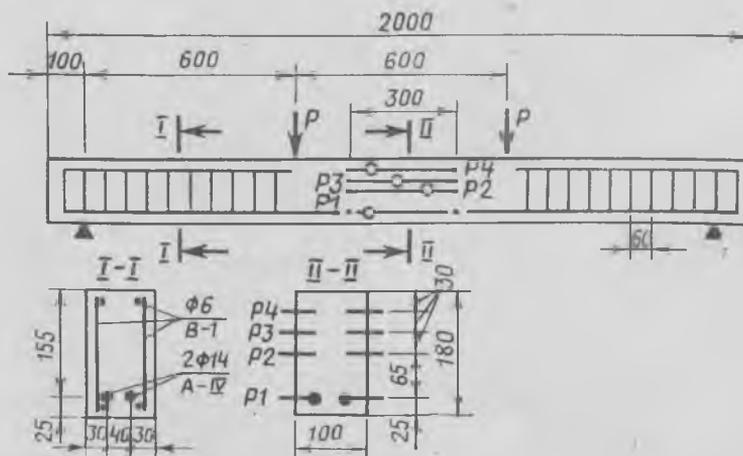


Рис. 1. Конструкция опытной железобетонной балки, схемы ее нагружения и расположения реперов (P1—P4) для замера продольных деформаций

зернистого бетона. Различия в составах (вид цемента и наличие либо отсутствие добавок ПАВ) определяли разную морозостойкость бетона — Мрз 100, Мрз 500 и Мрз 400. Возраст бетона опытных образцов превышал 820 сут [5].

Результаты исследований деструкции и кинетики изменения влажностного состояния циклически замораживаемых изгибаемых железобетонных элементов представлены на рис. 2, 3. При этом кинетика разрушения и водонасыщения балок в процессе испытаний особенно наглядно просматривается при анализе данных серии 1, в которой действию отрицательных температур подвергались образцы из наименее морозостойкого бетона.

Начальные остаточные деформации бетона и железобетона в крайних волокнах изгибаемых элементов связаны с деструктивным влиянием первого замораживания. В дальнейшем рост деформаций бетона в сжатой зоне балок, оттаивших в воде, приостанавливается и начинается обратный процесс, связанный с набуханием бетона. Вместе с тем в растянутой зоне продолжается увеличение остаточных деформаций железобетона, которое, однако, не связано с деструкцией материала, а вызвано также его набуханием. После приостановления процесса набухания деформации бетона и железобетона (ориентировочно с 10-го цикла) уже главным образом отражали деструктивное влияние отрицательных температур, результатом которого явилось увеличение остаточных деформаций материала в растянутых и, в значительно меньшей степени, в сжатых зонах циклически замораживаемых изгибаемых элементов. Существенно менее интенсивное увеличение остаточных деформаций материала в крайних волокнах изгибаемых элементов происходило при их попеременном оттаивании в естественно-влажностной среде, что указывает на большое влияние влажности среды оттаивания на интенсивность криогенной деструкции железобетонных конструкций.

Превалирующий рост остаточных деформаций железобетона в крайней растянутой зоне балок обуславливается особо неблагоприятным совместным влиянием на материал максимальных (по сечению изгибаемых элементов) растягивающих напряжений и напряжений, возникающих в микро- и макроструктуре бетона в связи с фазовыми переходами вода→лед [1].

Процесс деструкции циклически замораживаемых элементов сопровождался увеличением их водонасыщения при попеременном оттаивании балок в воде и, в значительно меньшей степени, при их

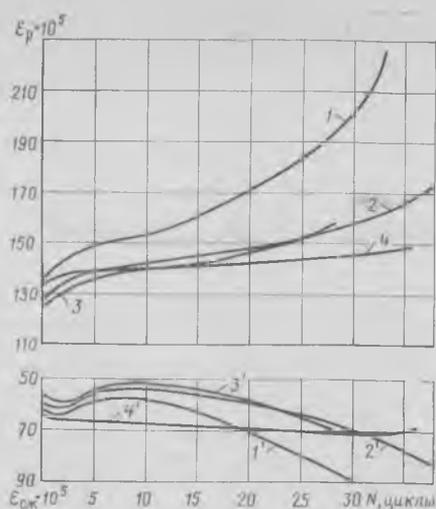


Рис. 2. Остаточные относительные деформации железобетона (1—4 — по Р1) и бетона (1'—4' — по Р4) в крайних волокнах, нагруженных до уровня  $M_{ДП} = 0,61 M_{DП}^{оп}$  железобетонных балок из бетона первого (1,1, 4,4'), второго (2,2') и третьего (3,3') составов в процессе их испытаний на циклическое замораживание и оттаивание в воде (1,1', 2,2', 3,3') и в естественно-влажностной среде (4,4')

оттаивании в естественно-влажностной среде. Наиболее интенсивно происходило увеличение влажности бетона нагруженных балок. При этом интенсивность водонасыщения материала в крайней растянутой зоне циклически заморажи-

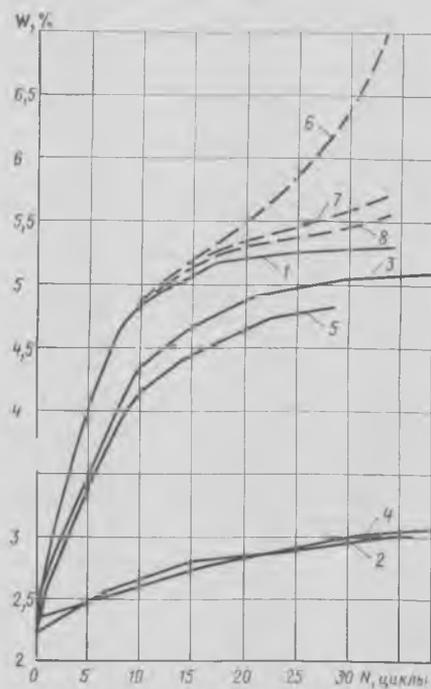


Рис. 3. Изменение влажности (по массе) бетона первого (1, 2, 6—8); второго (3, 4) и третьего (5) составов при циклическом замораживании и оттаивании в воде (1, 3, 5—8) и в естественно-влажностной среде (2, 4) в нагруженном (6—8) и ненагруженном (1—5) состояниях; 6 — крайняя растянутая зона; 7 — крайняя сжатая зона; 8 — нейтральная зона

ваемых элементов значительно превалирует над таковой в крайней сжатой и нейтральной зонах. Увеличение влажности наиболее интенсивно разрушающегося материала в крайних волокнах растянутых зон в основном происходит вследствие сорбции влаги из среды оттаивания, происходящей при расширении замороженного материала при повышении его температуры, с соответствующим появлением разрежений в отдельных микрообъемах, а также в результате миграции влаги в виде пара из тех зон изгибаемых элементов, где разрушение бетона происходит менее интенсивно. Влагоперенос из менее разрушенных и, следовательно, более микропористых зон в активно разрушающуюся крупнопористую структуру материала растянутой зоны изгибаемых элементов объясняется разностью давления пара метастабильной переохлажденной адсорбированной воды в мелких порах и давления пара кристаллического льда на свободной поверхности в крупных порах.

Анализом установлено, что одновременно со значительным увеличением остаточных деформаций железобетона в крайней растянутой зоне происходит его интенсивное водонасыщение. Очевидно, что интенсификация кинетики водонасыщения железобетона произошла на последней стадии испытаний, одновременно с интенсификацией деструкции материала. Это указывает на достижение железобетоном (к 27 циклу) в крайней растянутой зоне циклически замораживаемых изгибаемых элементов критических напряженно-деформированного и влажностного состояний при напряжениях в материале  $\sigma = 75...80\%$ , и его влажности  $W = 60...65\%$  предельных величин. Таким образом установлено, что криогенное разрушение изгибаемых элементов преимущественно определяется процессами, происходящими в растянутой зоне, где по мере циклического замораживания-оттаивания в результате взаимосвязанных и взаимовлияющих процессов роста остаточных деформаций (деструкции) и водонасыщения железобетона его напряженно-деформированное и влажностное состояние постепенно становятся критическими с точки зрения морозостойкости материала.

Основываясь на результатах настоящих исследований и анализе некоторых других работ, установлено, что интенсивность криогенного разрушения железобетонных элементов конструкций возрастает с увеличением начальных параметров напряженно-деформированного и влажностного состояния скорости и минимальной (до 203 К) температуры замораживания материала, влажности среды оттаивания и лимитируется морозостой-

костью бетона, а также деформативностью арматуры при отрицательной температуре. Таким образом можно заключить, что механизм деструкции циклически замороженных железобетонных элементов конструкций в основном определяется следующими особенностями.

Циклическое замораживание-оттаивание конструктивных элементов увеличивает начальные параметры, характеризующие их напряженно-деформированное и влажностное состояния.

Повышение уровня напряженно-деформированного состояния и степени водонасыщения конструктивных элементов при циклических воздействиях отрицательных температур — это одновременно протекающие, взаимосвязанные и взаимовлияющие процессы.

Криогенная деструкция неоднородно-напряженных элементов конструкций в основном определяется процессами, происходящими в их отдельных зонах, где сочетание вида и уровня действующих напряжений от механических нагрузок и напряжений, возникающих в структуре материала в связи с фазовыми переходами вода—лед, оказывается особо неблагоприятным с точки зрения морозостойкости бетона и железобетона.

Критические значения  $\sigma$  и  $W$  материала элементов конструкций, приводящие к интенсификации процесса их криогенной деструкции, могут быть достигнуты не только в результате предварительного нагружения и водонасыщения, но и в результате постепенного увеличения по мере циклического замораживания-оттаивания уровня напряженного состояния и степени водонасыщения.

Циклически замораживаемые железобетонные элементы конструкций разрушаются при одновременном достижении материалом в их отдельных зонах критических (экстремальных) величин параметров, определяющих как напряженно-деформированное, так и влажностное состояние.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горчаков Г. И. О давлении воды, замораживающей в капиллярах цементного камня. Морозостойкость бетонов. — В сб. трудов НИИЖБ, вып. 12, 1959.
2. Москвин В. М., Подвальный А. М. О морозостойкости бетона в напряженном состоянии. — Бетон и железобетон, 1960, № 2.
3. Горчаков Г. И. Некоторые вопросы физической теории морозостойкости бетона. — Научные доклады высшей школы. Строительство, 1958, № 2.
4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гусев. М.: Стройиздат, 1980.
5. Сейланов Л. А. Деформативные свойства тяжелого бетона в железобетонных элементах, подвергаемых совместному действию изгибающей нагрузки и отрицательной температуры. — Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1981.

## Библиография

### Ценная монография

Михайлов К. В., Бердичевский Г. И., Волков Ю. С., Захаров Л. В., Крамарь В. Г. Предварительно напряженный железобетон. — М.: Стройиздат, 1983. — 208 с.

Вышедшая в свет книга написана по материалам VIII конгресса Международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП), Лондон, 1979 г., группой советских ученых — участников этого форума.

В главе 1 на основании генеральных докладов представителей — членов ФИП дана всесторонняя оценка современного уровня развития и использования предварительно напряженного железобетона, рассмотрены проблемы дальнейшего совершенствования конструкций из этого материала. В частности, генеральный доклад руководителя советской делегации, члена совета ФИП К. В. Михайлова посвящен применению высокопрочных бетонов для изготовления преднапряженных конструкций, стойких в различных агрессивных средах, исследованиям в области повышения прочностных характеристик напрягаемой стальной арматуры и другим проблемам в области преднапряженного железобетона.

Новые данные по исследованию и применению материалов и конструкций при проектировании и испытании сооружений обобщены в главе 2. Особый интерес представляют бетоны с полимерными добавками и суперпластификаторами, легкие и облегченные бетоны, фибробетон. Здесь же приведены результаты исследований напрягаемой арматуры, долговечности бетона, влияния криогенных температур на свойства бетона и арматуры.

В главе 3 сгруппированы интересные сведения о широком применении предварительно напряженных конструкций в гражданских и производственных зданиях с большими пролетами и высотой. В качестве примеров приводятся уникальные здания и сооружения, строительство которых без преднапряженного железобетона было бы практически невозможно: олимпийский плавательный бассейн в Брюгге (Бельгия), главный корпус завода искусственного волокна в Форли (Италия), припортовый склад в Альхесирасе (Испания).

В этой главе обоснованно утверждается, что широкое развитие предварительно напряженного железобетона позволило осуществить новые направления в проектировании и строительстве многоэтажных зданий различных назначений и модификаций (здание высотой около 100 м Международной организации гражданской авиации в Монреале, радиочувствительный центр высотой 102 м в Кельне). Показана также высокая эффективность использования напрягаемой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном.

По материалам конгресса в главе 4

приведены характерные примеры прогрессивных конструкций из преднапряженного железобетона при устройстве защитных оболочек и корпусов ядерных реакторов АЭС в некоторых странах мира.

Дальнейшее применение получил преднапряженный железобетон в морском строительстве для освоения залежей полезных ископаемых на шельфах. Наиболее характерные объекты — нефтедобывающие платформы и плавучие сооружения. В главе 5 приведены интересные примеры конструкций и методов производства работ построенных в некоторых европейских странах железобетонных платформ, а также железобетонных плавучих сооружений (доков, заводов, хранилищ, колонн, морских судов).

По мнению участников конгресса ФИП, применение сборного железобетона в судостроении перспективно, что подтверждается теоретическими и опытными разработками в этой области во многих странах мира.

Обширные сведения, приведенные в главе 6, характеризуют особенности развития железобетонного мостостроения за 1974—1979 гг., свидетельствуют о повсеместном применении сборных промышленных преднапряженных конструкций.

Широкое распространение в мировой практике находят автодорожные железобетонные мосты с пролетными строениями длиной на пролет.

Возрос объем строительства мостов на индустриальной базе в странах социалистического содружества. Преднапряжение автодорожных пролетных строений длиной на пролет позволило увеличить диапазон пролетов таких конструкций, выработать оптимальные формы и размеры поперечных сечений балок.

В материалах конгресса подчеркивается, что создание неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строений из стандартных балок и плит повышает эксплуатационные и архитектурные качества мостов и их технико-экономические показатели. Примерами таких конструкций служат виадук д'Эпанд (Швейцария), мост через р. Тигр (Ирак) и др.

Серийная заводская продукция успешно используется в рамно-неразрезных и комбинированных системах мостов, обладающих существенными архитектурными и технологическими преимуществами. Интересным инженерным сооружением этого типа представляется железобетонная криволинейная эстакада из стандартных преднапряженных балок длиной 26, 16 и 34,5 м над действующими железнодорожными путями в Москве.

С увеличением перекрываемых проле-

тов широкое применение находят составные по длине пролетные строения. Преднапряжение их обусловлено не только конструкцией пролетного строения, но и методом монтажа. Навесная сборка способствует возрастанию применению экономичных неразрезных систем.

Навесной монтаж составных по длине пролетных строений в Советском Союзе является также одним из основных методов строительства железобетонных мостов. Массовое внедрение навесного монтажа вызвало необходимость создания эффективного оборудования для производства работ: шлюзовых и кабельных кранов, монтажных агрегатов, домкратов и т. д.

В практике мирового мостостроения применяется и сборка составных по длине пролетных строений на подмостях, однако значительно реже — методом навесного монтажа, так как оптимальный пролет для такого метода не превышает 60 м. В СССР значительное облегчение подмостей достигается их перемещением в уровне опор моста по мере монтажа балок (мост через Днепр у Смоленска).

Важное значение для индустриализации строительства неразрезных многопролетных мостов имеет унификация блоков пролетных строений. В Советском Союзе эта идея осуществлена, например, на мосту через Западную Двину (г. Велиж) с помощью усиления надопорного сечения пролетного строения железобетонной подпругой. Унификация позволила использовать блоки одинаковой высоты для всего моста, что не только снизило монтажную массу блоков, но и предопределило новый оригинальный способ монтажа — продольную навивку.

Эффективен осуществляемый в нашей стране метод сборки преднапряженных

пролетных строений на берегу с последующей перевозкой их в пролет на плавучих средствах (мост через Западную Двину в Риге). Монтаж пролетных строений из унифицированных элементов значительно эффективнее применяемых в зарубежной практике методов, когда надвигаемые пролетные строения бетонировать на всю длину либо крупными секциями на подходах к сооружаемому мосту.

В зарубежном мостостроении применяют монолитные конструкции с натяжением напрягаемой арматуры на затвердевший бетон, причем ведущее место занимает навесное бетонирование пролетных строений. Этим методом построены уникальные по длине перекрываемых пролетов сооружения в различных странах мира. Наряду с навесным за рубежом широко применяют поперечное бетонирование.

В монографии читатель может ознакомиться с принципиально новыми методами монтажа (например, вращением пролетного строения вокруг вертикальной оси) и оригинальными конструкциями (мост с предварительно сжатой преднапрягаемой арматурой).

В последние годы активизировалось строительство вантовых мостов различных конструкций и длин перекрываемых пролетов (мост через Сену во Франции длиной 1278,4 м с русловой частью по схеме 143,5+320+143,4 м). В числе вантовых авторы продемонстрировали построенный в СССР мост через Днепр в Киеве, особенностью которого является прогрессивная конструкция преднапряженных пилонов и вант из канатов полной степени заводской готовности.

Рассмотрены определенные успехи в строительстве железнодорожных преднапряженных мостов из железобетона

индустриальными методами. Сооружение таких мостов, как правило, осуществляется из стандартных элементов по типовым проектам. Так, неразрезные коробчатые балки применены на мосту через р. Олифанта длиной 1035 (23×45) м в ЮАР — рекордной по длине конструкции, надвинутой продольно. В некоторых странах построены вантовые железнодорожные мосты, первый в Европе вантовый путепровод длиной 110 (2×55) м близ Лондона, мост длиной около 400 м через р. Омато в Японии и др. При переустройстве мостов и путепроводов за рубежом широко применяют поперечную навивку пролетных строений. Во Франции и Великобритании ведут опыты такой передвижки на воздушной подушке. Отмечены определенные успехи, в том числе и в СССР, в строительстве железобетонных мостов с главными решетчатыми фермами.

Анализ материалов конгресса показал, что уровень научно-технического прогресса в отечественном железобетонном мостостроении в отдельных случаях опережает зарубежный опыт.

VIII конгресс ФИП продемонстрировал дальнейшее развитие и совершенствование преднапряженных железобетонных конструкций в различных областях строительства. Преднапряженный железобетон по праву становится ведущим конструктивным элементом.

Внимательное изучение изложенных в монографии материалов, использование мирового опыта внедрения прогрессивных преднапряженных конструкций в отечественном строительном производстве позволят изыскать дополнительные резервы для дальнейшего повышения эффективности и качества строительства.

И. Г. ВЫПОВ, канд. техн. наук

УДК 691.115:674.816.2(06)

## Нужное издание

Наназашвили И. Х. Арболит — эффективный строительный материал. — М.: Стройиздат, 1984.

Одним из направлений научно-технического прогресса в области использования эффективных строительных материалов на основе отходов промышленного производства является широкое внедрение конструкций и изделий из арболита. Известно, что арболит — легкий бетон крупнопористой структуры, получаемый подбором состава смеси из органического целлюлозного наполнителя, минерального вяжущего, воды и химических добавок. В новой книге, выпущенной Стройиздатом, содержатся сведения о самом дешевом наполнителе — древесных отходах, получаемых на основе арболита и конструкциях из него.

Во введении указаны основные сведе-

ния об арболите, его преимущества и недостатки. В сжатой форме характеризуются наиболее распространенные конструкции стеновых панелей, плит покрытия и перекрытия, других элементов жилых, промышленных и сельскохозяйственных зданий. Отмечается, что при строительстве малоэтажных зданий конструкции и изделия из арболита эффективно заменяют кирпич, керамзитобетон, ячеистые бетоны, а по ряду эксплуатационных свойств превосходят их.

Книга состоит из десяти разделов. Самый большой и важный раздел «Пути повышения прочности арболита и интенсификация процесса его твердения». Автору удалось отчетливо и полно изло-

жить некоторые сложные теоретические вопросы, например адгезия ранней и поздней древесины с цементным камнем, влияние давления набухания древесного наполнителя на структурообразование арболита. Простота изложения позволяет широкому кругу читателей, в том числе без специального химического образования, разобраться в сложных процессах системы «древесина — цементный камень».

В разделе проанализировано сцепление древесного наполнителя с цементным камнем и когезионная прочность последнего. Отмечается, что проведенные исследования выявили факторы, оказывающие решающее воздействие на адгези-

онную прочность арболита. Это, прежде всего, степень воздействия влажных деформаций, давления набухания. В связи с этим предложена формула для определения прочности арболита оптимальной структуры.

Определенный интерес представляют предлагаемые способы повышения прочности структуры арболита. Отмечается, что на границе «вяжущее — древесина» существует межмолекулярное взаимодействие. Поэтому даже незначительная модификация поверхности древесины вызывает изменение этого взаимодействия. Для повышения сцепления древесного заполнителя с цементным камнем более эффективны те виды химикатов и добавок, которые более полярны.

Рассматриваются также влияние на прочность арболита пленкообразующих и минеральных добавок, модификации цементного камня и режима уплотнения упругой арболитовой смеси.

Четыре небольших по объему раздела посвящены применению и производству конструкций и изделий из арболита. К сожалению, в них приведены очень сжатые сведения по технологии изготовления арболитовых изделий, несмотря на то, что их производство отличается от производства сборного железобетона. Однако это не снижает ценности издания.

Автор приводит пример наиболее удачных разработок конструкций и изделий из арболита. Так, дано описание плит перекрытий серии 115 для жилых и общественных зданий, разработанных НИИЖБ совместно с Союзнаучплитпромом, мелкоштучных арболитовых блоков, выпуск которых освоен на Волоколамском ЭЗСК и др.

В заключительном, десятом разделе дан анализ технико-экономических показателей производства и применения изделий и конструкций из арболита. Отмечается, что эффективность арболита реализуется при одновременном максимальном использовании его теплозащитных и прочных свойств в малоэтажном жилищном и сельскохозяйственном производственном строительстве. Применение арболита позволяет снизить массу здания и сократить стоимость строительных работ.

Книга «Арболит — эффективный строительный материал» содержит систематизированные сведения о свойствах и технико-экономических показателях арболита. Она, несомненно, будет способствовать развитию и совершенствованию производства изделий и конструкций на его основе.

**В. П. САВЕНКОВ, инж.**

## Информация

### О деятельности научно-координационного совета Госстроя СССР по бетону и железобетону

В мае 1984 г. состоялась XV сессия пленума научно-координационного совета Госстроя СССР по бетону и железобетону. С отчетным докладом о деятельности совета за 1983 г. выступил его председатель д-р техн. наук, проф. К. В. Михайлов.

В отчетном году совет определил задачи научно-исследовательских и проектных организаций по применению железобетонных конструкций в районах Крайнего Севера. Основными из них являются повышение качества железобетонных работ и долговечности возводимых зданий и сооружений, особенно фундаментов и подземных конструкций, совершенствование конструктивных решений, технологии производства работ и режимов эксплуатации зданий и сооружений в условиях Севера и районов распространения вечной мерзлоты.

Научно-исследовательским и проектными организациям необходимо добиваться повышения уровня индустриализации монолитного железобетона путем внедрения автоматизированных бетонных узлов, бетононасосов, бетоноукладчиков и транспортных средств в северном исполнении. Минвостокстрою, Минтяжстрою СССР, Минцветмету СССР, Миннефтегастрою, Минуглепрому СССР рекомендовано создать специальные предприятия по централизованному изготовлению электронагревательных установок, устройств и электроматериалов, внедрять на договорных началах различные способы прогрева и обогрева бетона на стройках. Научно-исследовательским организациям Минэнерго СССР предложено продолжить разработку составов специальных видов бетона для применения их в северных зонах. Совет постоянно уделяет внимание развитию новейших методов исследований, в частности голографии. Было отмечено, что развитие и внедрение методов голографической и лазерной интерферометрии открывает большие перспективы в изучении физических свойств строительных материалов, в том числе бетона, и исследовании напряженно-деформированного состояния строительных конструкций при воздействии нагрузок и внешней среды. Рекомендовано шире применять эти методы, а НИИСФ — оказывать необходимую научно-техническую помощь и разработать руководство по применению голографических методов в исследованиях строительных материалов и конструкций.

Координация важнейших научно-исследовательских работ по бетону и железобетону в целом проводится в соответствии с координационным планом научно-исследовательских работ на одиннадцатую пятилетку.

Помимо сессии пленума совета в 1983 г. состоялось пять заседаний бюро совета, на которых решались вопросы, связанные с дальнейшим улучшением работы секций и комиссий, заслушивались отчеты отраслевых лабораторий вузов, научно-исследовательских организаций.

Совместно с НТС НИИЖБ бюро совета обсудило проблему «Производство азерита — искусственного пористого заполнителя и использование его в легких бетонах» и наметило пути дальнейшего совершенствования технологии азерита, перспективы развития и применения азеритобетона и конструкций на его основе. Научно-координационный совет принял участие в подготовке и проведении IX Всесоюзной конференции «Повышение эффективности и качества бетона и железобетона», проходившей в июне 1983 г. в Ташкенте. В совете 10 секций и 13 комиссий, которые работают согласно плану проведения координационных совещаний. В 1983 г. ими проведено 39 совещаний.

В деятельности совета были отмечены отдельные недостатки. Так, в 1983 г. совет не рассмотрел вопросы координации перспективных и поисковых работ в области бетона и железобетона. При обсуждении на декабрьском (1983 г.) заседании бюро деятельности отраслевых и проблемных лабораторий вузов, не было выработано достаточно конкретных предложений по их упорядочению, изменению и уточнению направлений исследований с целью ликвидации дублирования в работе.

Пленум научно-координационного совета Госстроя СССР по бетону и железобетону отметил разнообразие форм координации, способствующих концентрации усилий ученых на решении важнейших научно-технических проблем. Среди них формирование и реализация сводных координационных пятилетних планов важнейших научно-исследовательских работ; выработка перспективных научных направлений и прогнозов дальнейшего развития исследований в области бетона и железобетона; постановка комплексных исследований, предусматривающих теоретические, экспериментальные, проектные работы и мероприятия по внедрению научных разработок в производство; уточнение и контроль направленности деятельности негосударственных научно-исследовательских организаций различных министерств и ведомств, а также отраслевых и проблемных лабораторий вузов; распределение средств, выделяемых Госстроем СССР, для выполнения важнейших научно-исследовательских работ в области бетона

и железобетона по целевым комплексным и отраслевым программам.

С учетом замечаний и предложений, высказанных на сессии пленума, работа научно-координационного совета, его секций и комиссий за 1983 г. была одобрена.

На сессии пленума совета был обсужден ход выполнения сводного координационного плана научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона на одиннадцатую пятилетку, а также рассмотрен и утвержден проект сводного координационного плана на двенадцатую пятилетку.

Контроль за выполнением научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона осуществляется советом и НИИЖБ как головной научно-исследовательской организацией в рамках сводного пятилетнего координационного плана.

В решении пленума совета отмечено, что сводный координационный план важнейших научно-исследовательских работ на одиннадцатую пятилетку организациями-соисполнителями выполняется. Одобрен проект сводного координационного плана важнейших научно-исследовательских работ по бетону и железобетону на двенадцатую пятилетку. Бюро научно-координационного совета необходимо доработать план с учетом высказанных на сессии замечаний и дополнений.

Заинтересованным министерствам и ведомствам при формировании и утверждении планов работ подчиненных научно-исследовательских организаций учитывать их участие в сводном координационном плане на двенадцатую пятилетку, включать в планы новой техники разработки из сводного координационного плана на одиннадцатую пятилетку.

На сессии были также рассмотрены состояние и перспективы применения дисперсно-армированных материалов в строительстве. Конструкции с сетчатым дисперсным армированием, так называемые армоцементные, являются разновидностью тонкостенных железобетонных, имеют меньшую ширину раскрытия трещин, повышенную морозостойкость и водопроницаемость и позволяют изготавливать конструкции с толщиной стенки 15—30 мм. При армировании стальной фиброй можно выпускать тонкостенные конструкции сложной формы без сеток и каркасов, роль которых выполняет фиброармирование. Изготовление таких конструкций имеет в 1,5—2 раза меньшую трудоемкость, чем железобетонных, и значительно сокращает объем сварочных работ на заводах ЖБК. Сталефибробетонные конструкции (СФК) обладают повышенной ударной вязкостью, морозостойкостью, износостойкостью. Армирование стеклянными фибрами поз-

воляет заменить металлическую арматуру, обеспечить изготовление стеклофибробетонных конструкций (СтФК) с наименьшей толщиной стенок и полок, коррозиестойких в условиях, опасных для стальной арматуры.

Пленум совета определил основные направления исследований в области технологии изготовления дисперсно-армированных конструкций: вибропрофилирование тонкостенных армоцементных конструкций; приготовление фибросмеси со стальной и стеклянной фибрами, приспособление для этой цели типовых бетоносмесительных узлов; укладка и виброуплотнение фибросмеси в тонкостенные и массивные элементы (на обычных технологических линиях для СФК и специальных технологических линиях для СтФК); применение набрызга для изготовления армоцементных, стале- и стеклофибробетонных конструкций.

На сессии пленума были рассмотрены экономические аспекты и народнохозяйственное значение применения несущих и ограждающих конструкций из дисперсно-армированного бетона.

Л. Н. ЗИКЕЕВ, канд. техн. наук;  
С. В. НЕНАХОВ, инж.

## Совершенствовать объемно-блочное домостроение

Одним из перспективных направлений в индустриализации жилищного строительства в нашей стране является объемно-блочное домостроение.

Госстроем СССР утвержден перечень предприятий, на которые возлагалось освоение принципиально нового метода строительства, а Госгражданстроем обеспечено проведение комплекса научно-исследовательских и проектных работ по основным проблемам этого метода. Головным институтом, ответственным за координацию и практическую реализацию программы объемно-блочного домостроения, был определен ЦНИИЭП жилища.

К настоящему времени сложилось шесть основных технических направлений, каждое из которых отличается архитектурно-планировочными конструктивными решениями, применяемыми материалами и способами изготовления объемных блоков. Соответственно этому выделено шесть головных предприятий по их отработке и усовершенствованию в Краснодаре, Кременчуге, Минске (Минпромстрой СССР), Хабаровске, Вологде (Минтяжстрой СССР), Приднепровске (Минэнерго СССР).

По предварительным расчетам, новый метод индустриального домостроения позволит обеспечить в объемно-блочном домостроении 70—80%-ную заводскую

готовность, сократить сроки строительства наземной части здания в 2—3 раза, уменьшить сметную стоимость строительства 1 м<sup>2</sup> общей площади на 5—8% по сравнению с крупнопанельным домостроением. Значительно повысилась культура производства и улучшились условия труда на монтажных площадках.

За истекшие годы в стране построено более 8 млн. м<sup>2</sup> общей площади жилых домов, а также здания общественного назначения. При этом на лучших предприятиях степень заводской готовности достигла расчетных показателей, более чем вдвое снижены сроки возведения наземных частей зданий (по сравнению с крупнопанельными), средняя сметная стоимость 1 м<sup>2</sup> общей площади в эквивалентных условиях в Краснодаре и Минске была ниже соответственно на 4 и 11%.

Вместе с тем в целом по стране объемно-блочное домостроение не достигло того технического уровня, при котором оно составило бы устойчивую конкуренцию крупнопанельному.

На заседании Госгражданстроя была обсуждена проблема нынешнего состояния этого вида строительства и намечены перспективы решения насущных проблем.

При строительстве и дальнейшей эк-

сплуатации отдельных заводов были снижены их производственные мощности: например, Хабаровского — со 167 до 127, Минского — со 110 до 80, Вологодского — со 108 до 72 тыс. м<sup>2</sup> общей площади в год. Причина этого — в явных просчетах в определении основных параметров предприятий. К этому следует добавить более низкий (0,69), чем в крупнопанельном домостроении (0,77), коэффициент использования оборудования.

Ниже предполагавшихся оказались и показатели по заводской готовности изделий — всего 55—60%. Это вызвано отсутствием и несвоевременной поставкой необходимых материалов, включая столлярные изделия, которые зачастую приходилось устанавливать не в заводских условиях, а на строительной площадке, и недостаточной оснащенностью отделочных переделов на заводах специализированными механизмами и инструментами. Возникли трудности обеспечения сохранности отделки и комплектации объемных блоков в процессе их складирования, транспортирования и монтажа.

Нарушения технологии на заводах и монтажных площадках вызвали серьезные недостатки при эксплуатации зданий. Практикой строительства выявлены неоправданность решений по блочно-па-

нельным конструкциям, имеющим большую разницу в массе монтажных элементов и степени заводской готовности.

В целом объемно-блочное домостроение потребовало более сложной, чем в крупнопанельном, организации заводского и строительного производства, технологической дисциплины и применения дефицитных материалов, что значительно снизило его технико-экономическую эффективность. Однако коррективы по улучшению деятельности отдельных предприятий своевременно не были внесены, а министерства и ведомства, которым они подчинены, за исключением Минпромстроя СССР, не уделяли должного внимания совершенствованию технологии, улучшению организации труда.

Минстройдормаш не обеспечил в достаточном количестве выпуск мобильных, маневренных монтажных кранов с требуемой грузоподъемностью, что сдерживает применение блоков массой до 20 т.

Гипростроммаш недостаточно занимался совершенствованием технологического оборудования. Мелкие работы по модернизации не ведут к кардинальным и технически более совершенным решениям, направленным на улучшение оборудования. В результате строящийся в Ташкенте завод объемно-блочного домостроения оснащается оборудованием, разработанным 15 лет назад.

При ЦНИИЭП жилища создан межведомственный координационный совет по объемно-блочному домостроению. Однако он несколько лет не собирался и тем самым утеряны рычаги управления этим важным направлением жилищного строительства.

Госгражданстрой принял решение, направленное на коренное улучшение объемно-блочного домостроения. Так, начиная с 1985 г. в планах научно-исследовательских и проектных работ будет предусмотрено создание более совершенных проектов домов из объемных блоков, бо-

лее глубокое изучение практики применения полублоков, освоенных на предприятиях Росколхозстройобъединения. Будет повышена роль ЦНИИЭП жилища в определении мощностей предприятий, в том числе и выпускающих объемные блоки для сельского строительства. Намечены меры по активизации работы Межведомственного координационного совета.

Гипростроммашу следует расширить проведение исследований, направленных на создание многих видов оборудования и машин, включая и краны повышенной грузоподъемности.

Госгражданстрой постановил также разработать для каждого из заводов объемно-блочного домостроения мероприятия по повышению эффективности производства, по освоению выпуска домов по откорректированным проектам.

**В. С. ЭПШТЕЙН, руководитель пресс-центра Госгражданстроя**

УДК 691.327:666.974.2(063)

## Советание по жаростойким бетонам

В июне 1984 г. в Липецке было проведено совещание «Жаростойкие бетоны с использованием отходов промышленности и конструкции из них», организованное Липецким областным комитетом КПСС, научным советом по проблеме «Физико-химические основы получения новых жаростойких неорганических материалов» АН СССР, секцией «Жаростойкие бетоны и конструкции из них» научно-координационного совета по бетону и железобетону Госстроя СССР, НИИЖБ, Липецким политехническим институтом, Главлипецкстроем Минтяжстроя СССР, Центральным и Липецким областным Правлением НТО Стройиндустрии. На нем присутствовало 80 участников из всех республик и различных городов страны. Программа совещания предусматривала, кроме того, ознакомление с работой некоторых строительных предприятий города.

Было заслушано 48 докладов и сообщений и восемь выступлений, в которых освещен отечественный и зарубежный опыт получения жаростойких бетонов с использованием различных отходов промышленности, разработка составов таких бетонов и создание из них новых высокоэффективных конструкций.

В 1983 г. общий экономический эффект от внедрения жаростойких бетонов в народное хозяйство страны составил более 30 млн. р. В большинстве сообщений отмечалось, что особое значение приобретает при этом использо-

вание местных строительных материалов и отходов производств. Весьма ценным материалом для жаростойких бетонов являются продукты шлакопереработки металлургических производств — феррохромовые, силикомарганцевые шлаки, золошлаковые материалы, шлаки алюминотермических производств. Использование в качестве заполнителя шлаковой пемзы позволяет получить легкие и облегченные жаростойкие бетоны с различной температурой эксплуатации.

В настоящее время такие бетоны широко применяют при строительстве тепловых агрегатов на Новолипецком металлургическом комбинате.

Несколько сообщений было посвящено использованию отходов производств для получения вяжущих, стойких в условиях воздействия высоких температур. Наиболее эффективным является способ получения высокоглиноземистых цементов из шлаков алюминотермического производства, из отходов производства этил- и изоприлбензола, а также из отработанного катализатора ИМ-2201.

Введение в состав глиноземистого цемента алюмосодержащих шлаков значительно улучшает его свойства, т. е. увеличивает активность цемента и сокращает сроки твердения. Это позволило применить жаростойкий бетон на глиноземистом цементе улучшенного качества вместо аналогичных импортных бетонов.

Два сообщения были посвящены получению жаростойких бетонов с применением новых бесцементных вяжущих на основе кремнегелевых и других составляющих, содержащих различные модификации кремнезема. Важной задачей является использование в жаростойких бетонах в качестве заполнителей различных отходов производства огнеупорной промышленности, кремнеграфитовых тиглей, асбестовой промышленности и др.

Участники совещания отметили экономическую эффективность производства и применения жаростойких бетонов. Использование отходов производств дает значительный экономический эффект. Так, при замене шамотного заполнителя шлаковым стоимость жаростойкого бетона снижается с 38 до 11 р., а при использовании вторичных огнеупоров — с 38 до 23 за 1 м<sup>3</sup>.

В настоящее время разработаны составы жаростойких бетонов с использованием различных отходов производств с широким диапазоном свойств: температурой применения 200—1500°C, плотностью 500—3000 кг/м<sup>3</sup> и прочностью при сжатии 1—50 МПа.

Разработанные составы широко применяют для различных конструктивных решений: элементов футеровок промышленных печей, полов для сталеплавильных, прокатных, доменных и других горячих цехов промышленных предприятий, дымовых труб, подземных га-

зоходов, коксовых батарей, туннельных печей, вагонеток и др.

В одиннадцатой пятилетке намечено внедрить 1,2 млн. м<sup>3</sup> жаростойкого бетона, из которых около 40% с применением отходов производства.

В настоящее время экономия на 1 м<sup>3</sup> кладки от замены штучных огнеупорных материалов жаростойким бетоном составляет в среднем 40—50 р. При замене части исходных материалов отходами производства экономический эффект возрастает до 70—80 р на 1 м<sup>3</sup>.

Однако годовой объем производства и применения жаростойких бетона и железобетона возрастает сравнительно медленно. Это объясняется нерешенностью организационной структуры специальных заводов по производству компонентов, сухих бетонных смесей для жаростойкого бетона, а также по изготовлению сборных жаростойких бетонных и железобетонных элементов. Не организован промышленный выпуск качественных компонентов для жаростойких бетонов из отходов производства. Недостаточно оперативно решается вопрос об организации производства новых эффективных жаростойких цементов, например, высокоглиноземистого цемента с использованием отходов при производстве этилпропилбензола. Проектные организации мало закладывают в проекты тепловых агрегатов конструкций с применением жаростойких бетона и железобетона.

В принятых участниками совещания рекомендациях предлагается расширить объемы планирования и развития производства жаростойких бетонных и железобетонных изделий; разработать

предложения с определением ведомств и предприятий об организации производства блоков и панелей из жаростойких бетона и железобетона повышенной степени заводской готовности, а также производства компонентов и сухих бетонных смесей для жаростойкого бетона. Намечается реконструировать существующие в системе Минмонтажспецстроя СССР заводы и базы по выпуску изделий из жаростойких бетона и железобетона, расширить производство тонкомолотых добавок и заполнителей для такого бетона из вторичных огнеупоров, реконструировав Саратовский опытный завод огнеупорных материалов. Рекомендуется решить вопрос о строительстве установок по производству высокоглиноземистого цемента на Ключевском и Актюбинском ферросплавных заводах на базе шлаков алюминотермических производств (40 тыс. т в год), а также на Череповецком азототуковом заводе и на ПО Нижнекамскнефтехим и Уфимском заводах синтетического спирта (по 5 тыс. т в год для каждого предприятия). На предприятиях черной металлургии предлагается организовать специальный выпуск шлаковой пемзы и изошлакового заполнителя для жаростойкого бетона.

Проектным организациям максимально использовать жаростойкие бетоны, изготовленные с применением местных материалов и отходов промышленности; разработать с учетом экономической целесообразности проект завода по производству сухих бетонных смесей для жаростойких бетонов; а также проекты по реконструкции существующих

заводов, баз и цехов по производству жаростойких бетонов.

Предусматривается дальнейшее развитие научных исследований в области жаростойких бетонов. Целесообразно шире использовать различные отходы производства при разработке новых составов жаростойких бетонов; развивать исследования по созданию теории прочности, деформативности, термической стойкости, теплопроводности и других характеристик жаростойкого бетона во взаимосвязи с его химическим составом и физической структурой, свойствами заполнителей и вяжущего. Рекомендуется продолжить работы по созданию новых эффективных вяжущих для жаростойких бетонов с использованием различных отходов производства, а также разработать техническую документацию на отходы промышленности, рекомендуемые для применения в жаростойких бетонах.

Необходимо распространять опыт применения жаростойких бетонов для строительства тепловых агрегатов и других конструкций, работающих в условиях воздействия высоких температур.

Участниками совещания намечены важные и полезные мероприятия, способствующие расширению производства и применения жаростойких бетонов в строительстве.

**К. Д. НЕКРАСОВ**, д-р техн. наук;  
**проф. А. П. ТАРАСОВА**,  
канд. техн. наук (НИИЖБ),  
**Г. М. ВАСИЛЬЕВА**, канд. техн. наук  
(Липецкий политехнический ин-т)

## X конгресс ФИП

Советский Союз является членом Международной федерации предварительно напряженного железобетона (ФИП) и активно участвует в работе конгрессов и симпозиумов, проводимых данной организацией каждые 4 года в разных странах мира. Последний, IX конгресс состоялся в Стокгольме в 1982 г.

Советом ФИП принято решение провести очередной X конгресс в Нью-Дели (Индия) в 1986 г. в период с 16 по 21 марта под девизом «Преднапряженный железобетон в развивающемся мире».

На конгрессе намечено рассмотреть широкий круг проблем: возведенные в последние годы выдающиеся мосты, здания и инженерные сооружения; достижения различных стран по бетонам и его составляющим, арматурным стальям и производству арматурных работ; совершенствованию расчета и проектиро-

вания конструктивных элементов и систем; новым конструктивным решениям из сборного, сборно-монолитного и монолитного железобетона; индустриальным методам заводского производства изделий; контролю качества изделий и сооружений; долговечности конструкций; возведению зданий и сооружений в сложных условиях окружающей среды.

На конгрессе будут демонстрироваться научно-технические кинофильмы различных стран; организуется выставка, в которой, как обычно, примут участие строительные фирмы многих стран.

Доклады, заказанные оргкомитетом, будут опубликованы в трудах конгресса и розданы делегатам. Докладчики могут выступать на любом из четырех рабочих языков (английский, французский, русский, немецкий), а синхронный перевод будет осуществляться только на английский язык.

Национальный комитет СССР ФИП разработал конкретные мероприятия по подготовке к конгрессу ФИП. Запланировано организовать подготовку сообщений по перечисленным проблемам, которые в виде отдельных оттисков на русском и английском языках (около 300—500 экз.) будут представлены авторами на конгрессе. Ряд докладов намечено опубликовать в тематическом номере журнала «Бетон и железобетон». Национальный комитет на очередной сессии (в сентябре 1985 г.) проведет обсуждение всех указанных материалов.

Заинтересованные в конгрессе министерства, ведомства и отдельные специалисты могут получить дополнительную информацию об условиях участия в X конгрессе непосредственно в Национальном комитете СССР ФИП (109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6. Тел. 171-88-91).

## CONTENTS

- Aliev R. N., Briskin N. Ya.* Application experience of K-19 class strands in posts of high-voltage lines
- Makhviladze L. S.* Calculation peculiarities for large-panel buildings with stressed reinforcement
- Prokopovich I. E., Mazur V. F.* Effect of long-term loads action on strength of reinforced concrete members
- Kuznetsov Yu. B., Baranov A. T., Ukhova T. A.* Norms for binding consumption for autoclave cellular concretes
- Kalinkin B. A.* Prognoses of concrete grade strength according to 4 day strength of concrete under normal storage
- Borisenko V. M., Pimenov A. N.* Flexural members made of high-strength acid-resisting concrete
- Pavlov V. I., Musomogombetov E. N., Skorokhodov V. B.* Influence of alumina on properties of polymer-silicate concrete
- Madatyan S. A., Petrosyan R. V., Klepikov A. G.* Effect of contact electrical heating on properties of strain hardened bars of At-VII class
- Mamedov T. I., Mikhailov K. V.* Raising the effectiveness of high-strength wire reinforcement by introduction of strength classes
- Kravtsov G. I., Stolyarov V. R.* Contactless method of strength determination for hot-rolled reinforcement
- Triphonov Yu. P., Zaitsev V. I., Yurchenko N. Z., Kovolev S. P., Anisimov V. Ya.* Manufacturing of removable blocks by pressing-in with injection steam-heating
- Ganichev V. V., Torkatyuk V. I., Goncharenko D. F., Gruzin N. E.* Development of designing, qualities and service of metal moulds
- Knelev E. P., Batmanov S. N., Geiser I. E.* Conveyer line for finishing of reinforced concrete panels
- Aphanasieva A. A., Arutyunov S. G., Podkopayev S. V., Abdullin I. B.* Concrete mix compacting by systems with angular form of oscillations
- Shestakov L. P., Krylov M. S.* Calculation of off-center compressed members with rectangular cross-section
- Drugov L. I.* Influence of normal forces on moments distribution in reinforced concrete frames
- Terin V. D.* Flexural members with At-III C class reinforcement
- Stavrov G. N., Rudenko V. V., Fedoseev A. A.* Strength and deformability of concrete under repeated statistical loadings

## CONTENU

- Alijev R. N., Briskine N. Ya., Popov V. V.* L'expérience d'application des câbles de renforcement du type K-19 dans les piliers des appuis VL
- Makhviladze L. S.* Les particularités de calcul des bâtiments en gros panneaux avec des armatures contraintes
- Prokopovitch I. E., Mazour V. Ph.* L'influence de longue action des charges sur la résistance des éléments en béton armé
- Kouzetsov Yu. B., Baranov A. T., Ukhova T. A.* Sur les normes de consommation des liants pour les bétons cellulaires autoclaves
- Kalinkine B. A.* La prévision de la résistance-type d'après la résistance de 4 jours du béton de stockage normal
- Borissenko V. M., Pimenov A. N.* Les éléments sollicités en flexion en béton à haute résistance inattaquable aux acides
- Pavlov V. I., Moussomogombetov E. N., Skorokhodov V. B.* L'influence de l'oxyde d'aluminium sur les propriétés de silicate-béton de résine
- Madatjan S. A., Petrossjan R. V., Klepikov A. G.* L'influence de chauffage électrique de contact sur les propriétés des armatures en barres de classe At-VII renforcées thermo-mécaniquement
- Mamedov T. I., Mikhailov K. V.* L'accroissement de l'efficacité des armatures en fils d'acier à haute résistance par la voie d'introduction des classes de résistance
- Kravtsov G. I., Stolyarov V. R.* Le moyen sans-contact de la détermination de la résistance des armatures laminées à chaud
- Triphonov Yu. P., Zaitsev V. I., Kovalev S. P., Yurchenko N. Z., Anisimov V. Ya.* La productions des plots démontables par le pompage avec rechauffage à la vapeur injectée
- Ganitchev V. V., Torkatuk V. I., Goncharenko D. Ph., Grouzine N. E.* L'amélioration de la construction, de la qualité et du service des formes métalliques
- Knelev T. P., Batmanov S. N., Geiser I. E.* La chaîne de production pour le finissage des panneaux en béton armé
- Afanassjev A. A., Aroutunov S. G., Podkopayev S. V., Abdoulline I. B.* Le compactage des bétons frais par les systèmes avec la forme angulaire des vibrations
- Chestakov L. P., Krylov M. S.* Le calcul des éléments comprimés hors du centre avec une section rectangulaire
- Drugov L. I.* Sur l'influence des forces normales sur la distribution des moments dans les cadres en béton armé
- Terine V. D.* Les éléments sollicités en flexion avec des armatures de classe At-III C
- Stavrov G. N., Roudenko V. V., Fedoseev A. A.* La résistance et la déformabilité du béton sous les charges répétées-statistiques

## INHALTSVERZEICHNIS

- Alijev R. N., Briskin N. Ja., Popov W. W.* Anwendungserfahrung von Bewehrungsseilen von K-19-Klasse in Ständern der Luftlinienmasten
- Machwiladze L. S.* Berechnungsbesonderheiten von Grossplattengebäuden mit spannbarem Bewehrungsstahl
- Prokopowitsch I. Je., Masur W. F.* Einfluss der langzeitigen Lasteinwirkung auf Festigkeit von Stahlbetonelementen
- Kusnezow Ju. B., Baranow A. T., Ukhowa T. A.* Verbrauchsnormen von Bindemitteln für Autoklavzellenbetone
- Kalinkin B. A.* Vorausbestimmung der Güteklassenfestigkeit nach 4 tägiger Betonfestigkeit bei normaler Lagerung
- Borissenko W. M., Pimenow A. N.* Auf Biegung beanspruchte Bauelemente aus hochfestem säurebeständigem Beton
- Pawlow W. I., Mussomogombetow Je. N., Skorochodow W. B.* Einfluss des Aluminiumoxydes auf Eigenschaften des Silikatbetons mit Plastzusatz
- Madatjan S. A., Petrossjan R. W., Klepikow A. G.* Einfluss der Kontaktelektroerwärmung auf Eigenschaften der thermomechanisch verfestigten Stabbewehrung von At-VII-Klasse
- Mamedow T. I., Michailow K. W.* Wirkungssteigerung der hochfesten Bewehrung mit Drahtbewehrung durch Einführung von Festigkeitsklassen
- Krawzow G. I., Stoljarow W. P.* Kontaktloses Verfahren der Festigkeitsbestimmung der warmgewalzten Bewehrung
- Triphonow Ju. P., Sajzew W. I., Kowalijow S. P., Jurtschenko N. S., Anissimov W. Ja.* Herstellung von abnehmbaren Blöcken durch Einpressen mit Injektionsdampferwärmung
- Ganitschew W. W., Torkatjuck W. I., Gontscharenko D. F., Grusin N. Je.* Verbesserung des Konstruierens, der Qualität und Ausnutzung von metallischen Formen
- Knelew Je. P., Batmanow S. N., Geiser I. E.* Fließfertigungsanlage für Putzen von Stahlbetonplatten
- Afanassjew A. A., Arutjunow S. G., Podkopajew S. W., Abdullin I. B.* Verdichtung von Betonmischungen durch Systeme mit Winkelform von Schwingungen
- Shestakow L. P., Krylow M. S.* Berechnung von aussermittlig gedrückten Elementen mit rechteckigem Querschnitt
- Dugow L. I.* Einfluss der Normalkräfte auf Momentverteilung in Stahlbetonrahmen
- Terin W. D.* Auf Biegung beanspruchte Bauelemente mit Bewehrung von At-III C-Klasse
- Stawrow G. N., Rudenko W. W., Fedosejew A. A.* Festigkeit und Verformbarkeit des Betons unter wiederholt statistischen Belastungen.

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

Технический редактор Сангурова Е. Л.

Корректор Федина А. В.

Сдано в набор 13.11.84.  
Формат 60x90<sup>1/8</sup>

Подписано в печать 19.12.84.

Печать высокая Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75 Уч.-изд. л. 8,38 Тираж 14310 экз.

Т-24320  
Зак. 451

Адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 292-41-34, 292-62-05

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

## Полезная книга

**Ю. Б. Чирков, Возведение монолитных конструкций и сооружений из легкого бетона. М.: Стройиздат, 1984. 168 с. (Наука производству). 12000 экз. 50 к.**

Выпущенная Стройиздатом книга посвящена проблемам индустриализации этого вида строительства. В ней на основе отечественного и зарубежного опыта освещен современный уровень развития технологии, организации и механизации бетонных работ при возведении монолитных конструкций из легкого бетона, показана его тесная взаимосвязь со специфическими свойствами монолитных смесей и бетонов на пористых заполнителях.

Применение легких бетонов для возведения монолитных конструкций различного назначения экономически оправдано, так как позволяет снизить материалоемкость, трудоемкость и энергоемкость строительства, сократить расходы на транспортирование, на отопление и эксплуатацию зданий, а также решить проблему охраны окружающей среды путем переработки отходов промышленного производства и использования их в качестве пористых заполнителей.

Однако, несмотря на очевидные преимущества монолитного легкого бетона, темпы увеличения объемов его производства и расширения области применения, в отечественной практике еще невысоки, что объясняется недостаточным уровнем развития научной, проектной и материально-технической базы данного вида строительства.

В связи с этим книга Ю. Б. Чиркова полезна и современна. Автору удалось не только собрать достаточно полный материал о прогрессивных технологических процессах, средствах механизации и формах организации бетонных работ с использованием легкобетонных смесей, но и обосновать и развить отдельные положения технологии монолитного бетона. Представлены прогрессивные технологические приемы производства бетонных работ с использованием легкобетонных смесей. Даны обоснованные рекомендации по назначению оптимальных параметров технологических процессов и определению областей применения различных

средств механизации и специализированного оборудования. В неразрывной связи с технологией бетонирования монолитных конструкций в книге рассмотрены свойства легкого бетона и предложена методика подбора его состава, которая в отличие от известных учитывает параметры и условия производства бетонных работ. Заслуживает внимания и приведенная в работе классификация (хотя и условная) монолитных конструкций из легкого бетона.

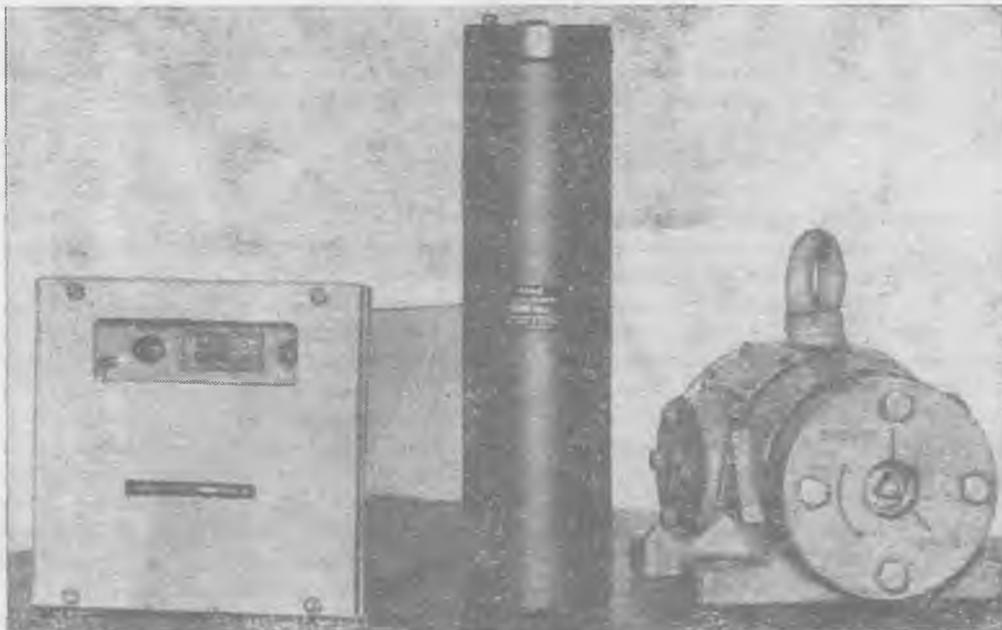
Как и все впервые публикуемые работы, монография не свободна от недостатков. Автору следовало бы дать перспективу применения и легкого бетона для возведения монолитных конструкций различного назначения, рассмотреть возможность увеличения его объемов в строительстве путем повышения доли товарных пенобетонов и ячеистых бетонов. Полезно было бы в качестве примеров рассмотреть организацию и технологию возведения конкретных объектов из передового отечественного и зарубежного опыта. В весьма сжатой форме изложены материалы и рекомендации по технологии и организации бетонирования в зимнее время и в условиях сухого жаркого климата. Кроме того, целесообразно было бы осветить опыт проектирования и оптимизации проектных решений монолитных конструкций, зданий и сооружений из легкого бетона с учетом технологичности их возведения.

Указанные пробелы большей частью объясняются еще недостаточностью отечественного опыта проектирования и строительства монолитных конструкций из легкого бетона. Их можно устранить в дальнейшем при подготовке к переизданию книги, актуальность и практическая значимость которой не вызывает сомнения.

**И. Г. СОВАЛОВ, лауреат Государственных премий СССР, д-р техн. наук**

# МОСКОВСКОЕ МЕЖОБЛАСТНОЕ ОТДЕЛЕНИЕ ВСЕСОЮЗНОГО ОБЪЕДИНЕНИЯ «ИЗОТОП»

предлагает для промышленности  
**НОВЫЕ ГАММА-РЕЛЕ**  
**РРП-3, РРПВТ-1, РРПВБ-1, РРПВЗ-1**



Новые гамма-реле, выпускаемые взамен гамма-реле ГР-6, ГР-7, ГР-8, обладают более высокой чувствительностью, надежностью и быстродействием.

Они предназначены для автоматического контроля и управления технологическими процессами в различных отраслях промышленности и выполняют следующие операции:

- бесконтактный позиционный контроль уровня жидких и сыпучих материалов;
- автоматическое регулирование заданного уровня;
- контроль границы раздела двух сред.

Исполнение прибора — нормальное (РРП-3), взрывозащищенное (РРПВЗ-1, РРПВБ-1), высокотемпературное (РРПВТ-1).

## ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ

Чувствительность прибора	не менее
	$0,65 \cdot 10^9$ имп/Р
Минимальное время срабатывания	0,02 с
Бесконтактный выходной сигнал:	
в состоянии «0»	0,6 В
в состоянии «1»	12 В
Контактный выход прибора имеет	
3 группы контактов с разрывной мощностью 500 ВА	
Потребляемая мощность	30 ВА
Масса приборов без блока источника типа Э или БГИ	
РРП-3	10 кг
РРПВЗ-1	10 кг
РРПВТ-1	13 кг
РРПВБ-1	44 кг

За дополнительной информацией и с заявками на гамма-реле просим обращаться в Московское межобластное отделение Всесоюзного объединения «Изотоп» по адресу: 117261, Москва, Ленинский пр-кт, дом 70/1, Научная библиотека