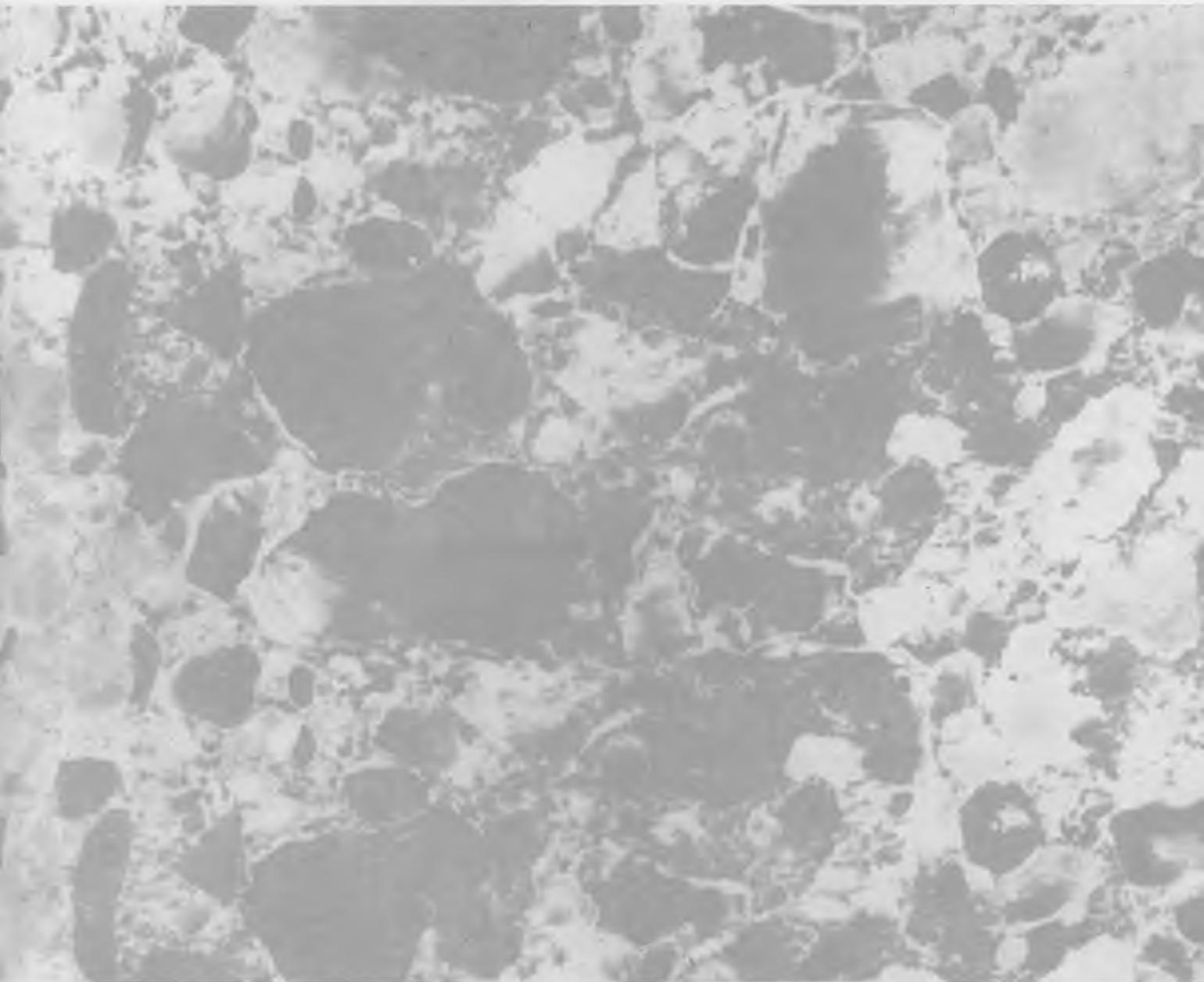


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 9

1983

20





Макет памятника Победы в Великой Отечественной войне 1941—1945 годов в Москве
(к статье «Архитектурно-скульптурный ансамбль памятника Победы»)

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!	
<i>Заседателей И. Б., Малинский Е. Н., Темкин Е. С.</i> Использование солнечной энергии для тепловой обработки железобетонных изделий	2
Трибуна соревнующихся	
Об итогах Всесоюзного общественного смотра-конкурса на лучшее качество строительства, проведенного в 1982 г.	4
Экономия ресурсов	
<i>Санталов С. В.</i> Оптимизация режима термообработки изделий в пропарочной камере	5
<i>Золотухин Ю. Д., Ташкинов А. Г., Звезгинцева С. Ю.</i> Экономичная камера пропаривания	7
<i>Иванов В. В., Родичкин Е. Г.</i> Малометаллоемкие стыки колонн в каркасах многоэтажных промзданий	8
Конструкции	
Архитектурно-скульптурный ансамбль памятника Победы	10
<i>Жив А. С.</i> Вибрационные испытания пространственных конструкций покрытий	12
Для сельского строительства	
<i>Гейлер Е. С., Иссерс Ф. А., Карев В. И., Скороиков Б. А.</i> Натурные испытания сборного преднапряженного силоса диаметром 18 м	14
<i>Руф Л. В., Чикваидзе Т. В., Тотибадзе Т. Г.</i> Эффективные стойки для виноградников	15
Бетоны	
<i>Патурсев В. В., Сысоев О. М., Соловьев Г. К., Уварова И. Б., Свиридов В. Г.</i> Тяжелые полимербетоны на основе метилметакрилата	17
<i>Маркан И. Ф., Гусак Н. И., Заволока М. В., Мильто А. А.</i> Пенобетон на основе жидкого стекла	18
<i>Пименов Г. Н., Кухаренко Ф. А.</i> Усадка бетона на гранулированном пеностекле	19
Арматура	
<i>Дьяченко В. Т.</i> Оценка точности натяжения арматуры в преднапряженных конструкциях	20
<i>Щеглюк М. Р.</i> Уточнение расчета электронагрева арматуры периодического профиля	22
Заводское производство	
<i>Корзун С. И., Рудицер Р. М.</i> Рациональный режим формования железобетонных центрифугированных труб	23
Строительное производство	
<i>Актуганов И. З.</i> Новая технология заделки трещин в конструкциях	25
В помощь проектировщику	
<i>Цигенюк И. Ф., Ходак Л. Е.</i> Оптимальное проектирование сейсмостойких монолитных зданий	26
<i>Маилян Р. Л., Мекеров Б. А.</i> Методика учета эффекта преднапряжения при расчете прочности железобетонных элементов	28
<i>Катин Н. И., Степанов И. В.</i> Несущая способность закладных деталей при повторных знакопеременных нагрузжениях	30
<i>Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т.</i> Влияние виброполюзучести на коэффициент асимметрии цикла напряжений	31
<i>Мальшев А. Н., Русинов И. А.</i> Потери преднапряжения в спиральной или кольцевой арматуре от смятия бетона под витками	32
Теория	
<i>Дроздов П. Ф.</i> Расчет железобетонных конструкций монолитных зданий	34
Вопросы качества	
<i>Терентьева А. В.</i> Об экономической эффективности мероприятий по обеспечению заданного уровня качества изделий	35
Использование промышленных отходов	
<i>Ермаков Г. И.</i> О плотности бетона на щебне из шлака фосфорного производства	37
На ВДНХ СССР	
Повышать эффективность и качество сельского строительства	38
Основа научно-технического прогресса	40
Информация	
<i>Жуков В. В., Сегалов А. Е.</i> Огнестойкость бетонных и железобетонных конструкций	42
<i>Королев К. М.</i> Бетоносмесители новой серии	43
<i>Ратинов В. Б., Ларионова З. М., Курбатова И. И.</i> Современные методы исследования цемента, цементного камня и бетона	44
Библиография	
<i>Миклашевский Е. П.</i> Монолитный бетон	45
Нам пишут	
<i>Лавриенко В. П., Архитектор Е. А.</i> Об эксплуатации I очереди АСУП Алма-Атинского завода мостовых конструкций	46

9

[342]

сентябрь 1983



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

Вологодская областная универсальная научная библиотека

© Стройиздат, 1983

www.booksite.ru

ВОЛОГОДСКАЯ

УДК 691.327:697.329

И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, д-р техн. наук (ВНИПИТеплопроект); Е. Н. МАЛИНСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ); Е. С. ТЕМКИН, канд. техн. наук (Минстрой УзССР)

Использование солнечной энергии для тепловой обработки железобетонных изделий

В условиях все большего лимитирования расходов топливно-энергетических ресурсов актуальной становится проблема практического использования в народном хозяйстве возобновляемых источников энергии и, прежде всего, солнечной. В отличие от большой энергетики, не имеющей пока экономически целесообразной технологии широкомасштабного использования солнечной энергии, прикладная гелиоэнергетика может и должна находить все большее применение в различных областях современной техники. В связи с этим большой научный и практический интерес представляет проблема использования солнечной энергии в технологии бетона, и особенно для ускорения его твердения, вместо традиционной тепловлажностной обработки — пропаривания изделий и конструкций при температурах до 100°C. Прежде всего это относится к районам страны с жарким климатом, в которых ежегодно производится более 30 млн. м³ сборного железобетона (причем значительная часть его изготавливается на полигонах) и на тепловую обработку 1 м³ бетона расходуется в среднем 780 кг пара.

До настоящего времени имелись предложения по использованию энергии для ускорения твердения бетона с помощью различных гелиокамер. Применение их для двухстадийной обработки позволяет сократить цикл пропаривания, увеличить оборачиваемость пропарочных камер и форм и поэтому обосновано с технологических позиций. Однако при этом нельзя отказаться от использования тепловой или электрической энергии, сохраняется наиболее энергоемкая стадия тепловой обработки — начальный прогрев изделий, форм, ограждений камер и т. д. Гелиокамерам для одностадийной обработки присущи следующие недостатки: сложность обеспечения требуемого влажностного режима; неэффективность штабелирования изделий, при котором воспринимающие излучение поверхности весьма ограничены и теплообмен в камере осуществляется через промежуточный

теплоноситель — воздушную среду, что резко снижает скорость прогрева изделий; трудоемкость установки; недостаточная надежность и долговечность и др. Недостатками гелиокамер объясняется отсутствие их практического применения в настоящее время, хотя разработаны они почти 10 лет назад. Дальнейшее совершенствование существующих и создание новых эффективных гелиокамер и гелиоустановок является одним из направлений развития производства сборного железобетона в районах с жарким климатом.

Прогрев под действием прямой солнечной радиации бетонных изделий, укрытых для предохранения от теплопотерь прозрачной полимерной пленкой, не позволяя использовать лучистый поток с высоким КПД, приводит к большой неравномерности суточной температуры бетона, и в результате требуемая прочность приобретает им более чем за 2 сут. В большей степени это проявляется в весенне-осенний период, а также при снижении интенсивности радиационного потока, связанном с географической широтой местности.

Коллективами НИИЖБ, ВНИПИТеплопроект и Минстроя УзССР проведена работа по созданию современной технологии ускоренного твердения изделий и конструкций в полигонных условиях с использованием солнечной энергии. Сущность этой технологии заключается в том, что прогреваемое в форме изделие выполняет функции гелиоприемника, при этом собственно твердеющий бетон является поглощающим и аккумулирующим элементом приемника, металлическая форма — его корпусом, а крышка специально рассчитанными светотехническими и теплотехническими параметрами — прозрачным покрытием гелиоформы. В результате выполнения расчетов тепло- и массопереноса при твердении бетона в гелиоформах различного типа, оптимизации технологических параметров бетонной смеси, проведения стеновых и полигонных испытаний в условиях Средней Азии и Южного Йемена

предложены и апробированы следующие способы ускоренного твердения бетона с использованием солнечной энергии:

в гелиоформах с применением солнцезащитных покрытий (СВИТАП). Разработаны также разновидности этого способа, позволяющие путем повышения коэффициента поглощения солнечной радиации и за счет применения специальной оснастки максимально использовать прямую и диффузную солнечную радиацию; с применением влагонепроницаемого солнцезащитного экрана в сочетании со съемной теплоизоляцией;

в гелиоформах с аккумулирующими элементами. Разработаны разновидности этих форм с комплектующими элементами, которые увеличивают солнцезащитные поверхности системы и повышают длительность теплового воздействия на бетон;

из тяжелого и легкого бетонов в гелиоформах с применением специальных теплоаккумулирующих стенов;

при производстве их по круглогодичному циклу в гелиоформах с комбинированным использованием солнечной и электрической энергии.

Одним из наиболее эффективных является способ ускорения твердения бетона в гелиоформах с применением покрытий СВИТАП. На рис. 1 приведены зависимости $R=f(\text{Ц/В})$ для бетонов различного возраста, твердевших под СВИТАП оптимальной конструкции. Образцы размером 15×15×15 см твердели в индивидуальных формах, установленных на специальном лабораторном стенде, в котором пять граней форм изолировали от окружающей среды сыпучим керамзитом. Максимальная температура воздуха во время проведения экспериментов составляла 37°C. Суточная прочность бетона марки М200, приготовленного на портландцементе Ахангаранского завода марки 400 и твердевшего под СВИТАП в этих условиях, составляет 40—45% $R_{28}^{\text{н.т}}$, бетона марки М300 — 45—55%, а марки М400 — 55—60%. Аналогичные результаты получены нами при испытании образцов

на подобном лабораторном стенде в НДР Йемен (на полигоне сборного железобетона в Адене) в декабре 1980 г. — январе 1981 г. при использовании солнцезащитного экрана в сочетании со съемной теплоизоляцией.

Из существующих способов ухода за бетоном в условиях сухого жаркого климата только применение готовой полимерной пленки можно условно отнести к способу ускоренного твердения бетона (см. таблицу). Однако из-за указан-

Способ ухода за бетоном	Степень зрелости бетона в суточном возрасте, град. ч	Суточная прочность бетона марки М300, при сжатии, %
Нормальное твердение	528	100,0
Способ покрывающих водных бассейнов	637	80,5
Укрытие бетона постоянно увлажняемой мешковиной	645	110,2
Применение разжиженного битума, осветленного раствором извести	664	116,9
Применение полиэтиленовой пленки, укладываемой непосредственно на бетон	—	144,1
Применение СВИТАП	801	170,8
Применение солнцезащитного экрана в сочетании со съемной теплоизоляцией	907	179,2

ных недостатков его применение малоэффективно. В то же время применение СВИТАП и солнцезащитного экрана в сочетании со съемной теплоизоляцией позволяет в суточном возрасте получить прочность образцов, в 1,7—1,8, а в соответствии с рис. 1 — в 2 раза превышающую прочность бетона нормального твердения и составляющую 40—60% $R_{28}^{н.т.}$.

На лабораторном стенде изучали влияние вида цемента, начальной температуры бетонной смеси, различных химических добавок и других технологических факторов на процессы формирования структуры, кинетику прогрева и набора прочности бетоном при твердении под СВИТАП и применении других способов ускоренного твердения бетона.

Первое опытно-промышленное внедрение СВИТАП и других способов было осуществлено на Наримановском заводе ЖБИ Минсельстроя УзССР. Для этой цели впервые в мировой практике построен специальный гелиополигон с проектной мощностью 5 тыс. м³ сборного железобетона в год. Освоен выпуск колонн СКТ-2-42-1, плит ПЦ-1 и полурам ПР-12-1Б; готовится выпуск изделий серии ИИС-04. Технология изготовления изделий предусматривает суточную оборачиваемость форм. Вследствие влия-

ния нагревающегося массива и экзотермии цемента температура прогрева бетона в изделиях, твердеющих под СВИТАП, значительно выше, чем в том же бетоне в контрольных образцах, твердеющих на лабораторном стенде (рис. 2). При этом количество градусо-часов, полученных бетоном, например, в колоннах СКТ-2-42-1 в 1,4—1,5 раза выше, чем в образцах. Как показали испытания, проведенные ультразвуковым импульсным методом на приборе «Бетон-12» и другими неразрушающими методами, фактическая прочность бетона изделий, изготовленных на портландцементе марки 400 и твердевших под СВИТАП, через 22—23 ч после изготовления составляет 45—55% $R_{28}^{н.т.}$ для бетона марки М200, 55—65% — марки М300, 65—70% и выше — для бетона марки М400. Поскольку с помощью СВИТАП удастся блокировать физические деструктивные процессы в свежееуложенном бетоне, структура его в изделиях получается плотная, без дефектов, а поверхность изделий — без трещин, неизбежно появляющихся в процессе тепловой обработки паром в термоформах.

Опыт эксплуатации гелиополигона показал, что изготовление сборного железобетона по новой технологии позволяет стабильно обеспечить суточный оборот форм, так как за 22—23 ч бетон приобретает прочность, равную 45—70% $R_{28}^{н.т.}$, в большинстве случаев достаточную

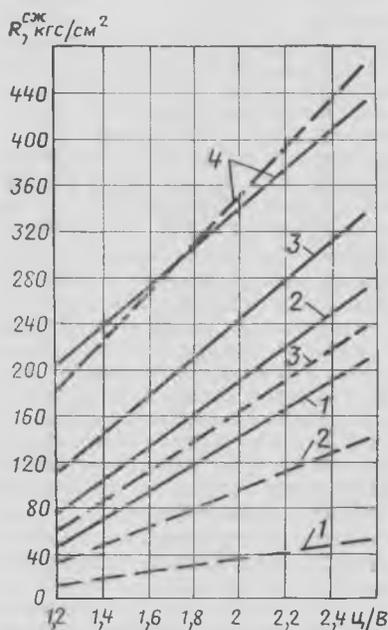


Рис. 1. Зависимость прочности бетона от цемента-водного отношения
1 — в возрасте 12 ч; 2 — то же, 1 сут; 3 — то же, 2 сут; 4 — то же, 23 сут; — — — — — твердение в нормальных условиях; — — — — — то же, до 2 сут под СВИТАП, а далее — на солнце без ухода

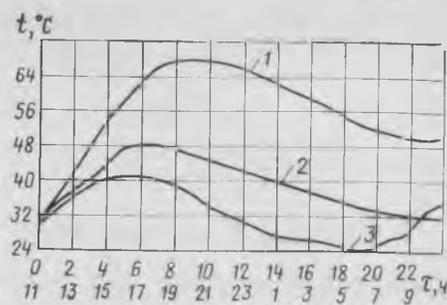


Рис. 2. Прогрев бетона под СВИТАП

1 — в центре колонны СКТ-2-42-1 размером 0,2×0,2×4,2 м; 2 — в центре контрольного образца-куба размером 0,15×0,15×0,15 м; 3 — температура окружающей среды

для распалубки изделий и размещения их на посту последующего ухода. Такая распалубочная прочность достигается в районах с жарким климатом в течение 5—7 мес в году без традиционного пропаривания. Расширить возможности новых способов и производить сборный железобетон в течение 7—9 мес в году без пропаривания можно, используя гелиоформы различных типов, высокомарочные быстротвердеющие портландцементы, эффективные химические добавки (включая суперпластификаторы и комплексные) и др. Круглогодично можно производить сборный железобетон на полигонах в гелиоформах с комбинированным использованием солнечной и электрической энергии.

При широкомасштабной реализации новой технологии необходимо уделить особое внимание обоснованию минимально допустимой распалубочной прочности различных изделий и конструкций, установлению времени достижения $R_{в}^{кп}$ в конкретных производственных условиях, разработке общих принципов проектирования гелиополигонов и др. Эти вопросы разрабатывают НИИЖБ и ВНИПИТеплопроект совместно с Минстроем УзССР, ПИ-2 Госстроя СССР, Минводхозом СССР и другими организациями.

Внедрение новой технологии изготовления изделий и конструкций на полигонах и открытых площадках в районах жаркого климата, реализующее энергетически обоснованные режимы внешнего радиационного воздействия на твердеющий бетон с максимальным использованием внутреннего источника тепла в прогреве изделий, обеспечит получение бетона высокого качества при суточном цикле оборачиваемости форм и позволит полностью отказаться от традиционного пропаривания изделий в весенне-летне-осенние периоды года, а в зимний период — значительно сократить расход энергии на их тепловую обработку.

УДК 69.003:658.387.64

Об итогах Всесоюзного общественного смотра-конкурса на лучшее качество строительства, проведенного в 1982 г.

Всесоюзный общественный смотр-конкурс на лучшее качество строительства в 1982 г. проходил в обстановке всенародного творческого подъема и широко развернувшегося социалистического соревнования по достойной встрече 60-летия образования СССР, выполнению заданий второго года одиннадцатой пятилетки и исторических решений XXVI съезда КПСС.

Смотр-конкурс способствовал мобилизации коллективов строительных, монтажных и специализированных организаций, комбинатов, трестов и предприятий промышленности строительных материалов и строительной индустрии на досрочное выполнение плановых заданий, дальнейшее улучшение качества конечной строительной продукции, изделий, конструкций и материалов. В ходе смотра-конкурса широко внедрялись достижения новой техники, прогрессивная технология, эффективные строительные материалы и конструкции.

В смотре-конкурсе приняло участие более 2300 коллективов строительных, монтажных, специализированных объединений и трестов, домостроительных и сельских строительных комбинатов, свыше 700 производственных объединений, комбинатов и трестов промышленности строительных материалов и строительной индустрии, десятки проектных и конструкторско-технологических организаций.

В ходе смотра-конкурса рабочими и инженерно-техническими работниками строительных организаций было внесено около 140 тыс. предложений, направленных на улучшение качества строительства, из них свыше 127 тыс. предложений было внедрено в практику строительства.

Активное участие в организации и проведении смотра-конкурса приняли организации Минтяжстроя СССР, Минэнерго СССР, Минводхоза СССР, Минмонтажспецстроя СССР, Миннефтегазстроя и Минстройматериалов СССР, улучшили организационную работу госстрои Украинской ССР, Белорусской ССР, Узбекской ССР, Казахской ССР, Киргизской ССР.

Недостаточно уделяли внимания проведению смотра-конкурса Минстрой СССР, Минвостокстрой, Минсельстрой СССР, Главмосинжстрой при Мосгорисполкоме, Главмособлстрой при Мособлсполкоме, Главленинградстрой при Ленгорисполкоме госстрои Грузинской ССР, Таджикской ССР и Азербайджанской ССР. Снизили качество представляемых материалов Минпромстрой СССР и Госстрой РСФСР.

Госстрой СССР, ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности стройматериалов, Центральное правление НИО строиндустрии и правление Союза архитекторов СССР, рассмотрев предложение Центральной комиссии по проведению и рассмотрению итогов Всесоюзного общественного смотра-конкурса на лучшее качество строительства, в частности, постановили признать победителями и наградить следующие коллективы.

Дипломом I степени с денежной премией награжден Краснопресненский завод железобетонных конструкций ДСК № 1 Главмостроя при Мосгорисполкоме — за высокое качество выпускаемой продукции, в том числе 18,7% с государственным Знаком качества, освоение изделий по новым улучшенным сериям, внедрение передовой технологии, комплексной системы управления качеством продукции, хорошие технико-экономические показатели.

Дипломом II степени с денежной премией награждены:

Таллинский ДСК им. 60-летия Октября Минстроя Эстонской ССР — за высокое качество строительства 47 крупнопанельных жилых домов серии 121 в районах Ласнамяэ и Выйке-Ыйсмая Таллина, широкое внедрение бригадного подряда, прогрессивных конструкций и новых эффективных материалов, совершенствование системы оплаты труда и премирования с учетом качества работ, хорошие технико-экономические показатели;

Ордена Трудового Красного Знамени ДСК № 1 им. Комсомола Украины Главкиевгорстрой при Киевском горисполкоме — за высокое качество строительства 97 крупнопанельных жилых домов в районах Оболонь, Виноградарь, Радужный и Южная Борщаговка Киева, внедрение прогрессивных конструкций, передовых методов труда, элементов комплексной системы управления качеством строительства, хорошие технико-экономические показатели;

Опорно-показательный экспериментальный ДСК Саратовского облколхозстройобъединения Росколхозстройобъединения — за высокое качество комплексной застройки сел Генеральское, Ленинское, Заветное, поселков Жасминный, Колос и Пушкино в Саратовской области, совершенствование технологии строительного производства, хорошие технико-экономические показатели.

Дипломом награждены:

Сыктывкарский ДСК СМО Комитаяжстрой Минтяжстроя СССР — за хорошее качество строительства 14 объектов

жилищно-гражданского назначения, в том числе 9-этажных крупнопанельных жилых домов серии III-125 в микрорайоне «Орбита» и двух детских садов-яслей серии ИИ-04 в Сыктывкаре;

ДСК управления строительства Севосетинпромстрой Минпромстроя СССР — за хорошее качество строительства 10 крупнопанельных жилых домов в г. Орджоникидзе и освоение изделий 16-этажных жилых домов по типовому проекту серии III-92-2С-ОР для строительства в районах сейсмичностью 7 баллов;

Белоцерковский ДСК комбината Киевоблпромстрой Минпромстроя Украинской ССР — за хорошее качество строительства двенадцати 9-этажных крупнопанельных жилых домов в городах Беляя Церковь и Фастове, применение прогрессивной технологии и передовых методов труда;

Светлогорский ДСК производственного объединения Промстроймонтаж Минпромстроя Белорусской ССР — за хорошее качество строительства 12 крупнопанельных жилых домов в городах Светлогорске, Мозыре, Речице;

Минское производственное объединение индустриального домостроения им. 50-летия СССР Минпромстроя Белорусской ССР — за хорошее качество строительства 50 крупнопанельных жилых домов в микрорайонах Сурганове-Горьком, Запад-3, Юго-Запад-3, Серова-1 Минска;

ДСК № 3 комбината Минскстрой Минпромстроя Белорусской ССР — за хорошее качество строительства 14 жилых домов объемно-блочной конструкции в микрорайонах Запад-2 и Запад-3 Минска, в поселках Минского, Дзержинского и Смолевичского районов Минской области;

Вильнюсский ордена Ленина опорно-показательный ДСК Минстроя Литовской ССР — за хорошее качество строительства 50 крупнопанельных жилых домов и объектов культурно-бытового назначения в жилом районе Шекшинес Вильнюса;

Рижский ДСК Минстроя Латвийской ССР — за хорошее качество строительства 17 крупнопанельных жилых домов серии 119 в жилом массиве Деглова Риги, внедрение новых прогрессивных конструкций и материалов;

ДСК ордена Ленина производственного объединения Камгэсэнергострой Всесоюзного строительного-монтажного объединения Союзатомэнергопромстрой Минэнерго СССР — за хорошее качество строительства 32 крупнопанельных жилых домов со сдачей «под ключ» в городе Брежнев и в поселках энергетиков Татарской АЭС и Башкирской АЭС;

ДСК управления строительства Татэнергострой Всесоюзного строительного-монтажного объединения Союзатомэнергопромстрой Минэнерго СССР — за хорошее качество строительства 20 крупнопанельных жилых домов улучшенных серий в 10-, 17- и 18-м микрорайонах Нижнекамска Татарской АССР;

ДСК № 1 Всесоюзного производственно-строительного объединения Союзэнергожилстрой Минэнерго СССР — за хорошее качество строительства 24 крупнопанельных жилых домов в Центральном и Автозаводском районах г. Тольяти;

ДСК производственного объединения Татнефгестрой Миннефтегазстроя — за

хорошее качество строительства 23 жилых домов в городах Лениногорске, Альметьевске, Бугульме, в совхозах «Татарстан» и «Чишминский» Татарской АССР;

научно-производственное объединение «Прокатдеталь» Главмостроя при Мосгорисполкоме — за хорошее качество строительства экспериментальных зданий жилищного, культурно-бытового и гражданского назначения в Москве;

ДСК № 3 Главкиевгорстроя при Киевском горисполкоме — за хорошее качество строительства 25 крупнопанельных жилых домов в районах массовой застройки Киева;

Гулькевичский сельский строительный комбинат Росколхозстройобъединения — за хорошее качество работ по монтажу 39 жилых домов серии ПБКР-2М, а также объектов сельскохозяйственного производственного назначения из сводовых оболочек и полурамных конструкций;

челябинский завод железобетонных изделий № 1 треста Челябинстройконструкция Главжуралстроя Минтяжстроя СССР — за хорошее качество изготовления железобетонных конструкций для объектов промышленного и жилищно-гражданского назначения;

республиканское промышленно-комплектовочное объединение Промкомплект Минстроя Эстонской ССР — за хорошее качество выпускаемых сборных железобетонных конструкций, металлоизделий и продукции деревообработки для объектов промышленного и гражданского назначения;

Барановичский комбинат железобетонных конструкций, проектно-конструкторско-технологическое бюро с опытным производством Минпромстроя Белорусской ССР — за хорошее качество выпускаемых сборных железобетонных конструкций по всей запланированной номенклатуре, внедрение передовой технологии и освоение новых прогрессивных конструкций;

производственное объединение Сумжелезобетон республиканского промышленного объединения Укрпромжелезобетон Минпромстроя Украинской ССР — за хорошее качество выпускаемых сборных железобетонных конструкций, освоение изделий новых серий;

Ивантеевский завод железобетонных конструкций треста Элеваторстройконструкция Минсельстроя РСФСР — за хорошее качество выпускаемых железобетонных элементов для элеваторостроения, в том числе 39% с государственным Знаком качества, освоение производства элементов с конструктивной защитой вертикальных и горизонтальных швов;

Целиноградский строительный комбинат Минсельстроя Казахской ССР — за хорошее качество выпускаемого технологического оборудования для производства сборных железобетонных конструкций, совершенствование технологии изготовления металлических конструкций и механизацию вспомогательных работ;

производственное объединение Водстройматериалы Госкомводстроя Узбекской ССР — за хорошее качество выпускаемых железобетонных конструкций и стеллярных изделий для объектов водохозяйственного, промышленного и жилищно-гражданского назначения;

Стахановский завод ЖБИ-8 республиканского объединения по шахтному строительству Укршахтострой Минугле-

прома СССР — за хорошее качество выпускаемой продукции, применение прогрессивной технологии;

Хорошевский завод железобетонных изделий ДСК № 1 Главмостроя при Мосгорисполкоме — за хорошее качество выпускаемых санитарно-технических кабин, вентиляционных блоков и блоков инженерных коммуникаций для жилых домов новых улучшенных серий, строящихся в Москве;

завод ЖБИ № 1 производственного объединения Моспромжелезобетон Главмостромстройматериалов при Мосгорисполкоме — за хорошее качество выпускаемых сборных железобетонных конструкций, в том числе 10,3% продукции с государственным Знаком качества;

завод ЖБИ № 18 производственного объединения Моспромжелезобетон Главмостромстройматериалов при Мосгорисполкоме — за хорошее качество сборных железобетонных изделий для промышленного и гражданского строительства, в том числе за выпуск 34,6% продукции с государственным Знаком качества;

производственное объединение Моспешжелезобетон Главмоспромстройматериалов при Мосгорисполкоме — за хорошее качество выпускаемых сборных железобетонных конструкций для инженерных сооружений, в том числе 13% продукции с государственным Знаком качества;

Буньковский экспериментальный завод по производству деталей домов для села Главмособлстройматериалов при Мособлисполкоме — за хорошее качество выпускаемых изделий для крупнопанельных индивидуальных жилых домов, промышленных и культурно-бытовых зданий;

трест Промстройматериалы Башмехколхозстройобъединения Росколхозстройобъединения — за хорошее качество выпускаемых железобетонных и металлических конструкций, кирпича, нерудных материалов.

Строительным министерствам, ведомствам, госстроим союзных республик, республиканским комитетам профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов надлежит обсудить итоги Всесоюзного общественного смотря-конкурса на лучшее качество строительства, проведенного в 1982 г., принять меры по внедрению на стройках и предприятиях передового опыта коллективов, добившихся в ходе смотра-конкурса высокого качества строительно-монтажных работ, выпускаемой продукции; продолжить работу по повышению технического уровня строительного производства и степени заводской готовности строительных конструкций и изделий, обучению рабочих и инженерно-технических работников передовым методам организации труда.

Необходимо принять меры по устранению недостатков и причин низкого качества строительства, выявленных в ходе смотра-конкурса, повысить требовательность к качеству выполняемых строительно-монтажных работ и выпускаемых конструкций, изделий и материалов, обратить особое внимание на качество, ритмичность ввода и соблюдение правил приемки в эксплуатацию законченных строительством объектов массового жилищного строительства,

Экономия ресурсов

УДК 691.327:66.04

С. В. САНТАЛОВ, инж.
(ЦОКТБ Оргтехснаб ВНИИМСа)

Оптимизация режима термообработки изделий в пропарочной камере

При программной реализации режима термообработки железобетонных изделий наибольшее влияние на их качество оказывают этапы подъема и снижения температуры среды. Скорость изменения температуры значительно влияет на структурные нарушения в теле бетона: чем выше скорость, а следовательно, больше разность температур по толщине изделия, тем ощутимее их проявления [1]. Наиболее ярко эта закономерность проявляется на начальной стадии подъема и охлаждения в первые 1,5—2 ч. В связи с этим, все режимы по скорости подъема и снижению температуры в объекте можно разделить на следующие: с постоянной скоростью; со ступенчатым изменением скорости; с прогрессивно нарастающим (убывающим) темпом изменения скорости. Недостатком этих режимов является отсутствие строгой математической связи с параметрами объекта. В частности, не учитывается распределение температуры в изделии как по толщине, так и во времени.

Необоснованное назначение режимов ведет к излишнему расходу тепловой энергии на прогрев поверхности и значительному отставанию в нагреве центральной части изделий.

Отсутствие математической модели затрудняет оптимизацию процесса термообработки, необходимость которой диктуется не только возможностью улучшения качества, но и поиском менее энергопотребляющих режимов. Как отмечалось в [2], перерасход тепла в ямных камерах, к. п. д. которых часто не превышает 10—15%, особенно велик.

Математическая модель процесса теплопередачи выражается системой, состоящей из двух дифференциальных уравнений первого порядка и одного уравнения второго порядка в частных производных с начальными граничными условиями. Полученная система может быть решена методом сеток. При этом дискретно по интервалам шагов сетки можно определить зависимость относительной температуры паровоздушной смеси в свободном объеме камеры от времени. Эту зависимость

можно определить и экспериментально. Кроме того, температура смеси θ_{nb} для термообрабатываемых изделий является управляющим параметром. Характер ее изменения показан на рисунке.

Используя полученную нами математическую модель, можно определить температуру в любой точке изделия в зависимости от изменяющейся во времени температуры паровоздушной смеси данного объекта. Это положено в основу оптимизации процесса термообработки, к которому предъявляются требования минимальной разности температур между поверхностью и любой точкой по толщине изделия и экономичного ведения процесса с минимальным расходом тепловой энергии, который характеризует-ся интегралом температуры паровоздушной смеси за период нагрева.

В соответствии с этим критерий оптимальности J можно записать так

$$J = \int_0^R [\bar{\theta}(T, x) - \bar{\theta}(T, R)]^2 dx + \beta \int_0^T \bar{\theta}_{nb}^2 dt, \quad 0 \leq x \leq R, \quad \beta = 1, \quad (1)$$

где R — половина толщины изделия; $\bar{\theta}(T, x)$ — относительная температура по толщине изделия в конце нагрева; $\bar{\theta}(T, R)$ — относительная температура поверхности в конце нагрева; θ_{nb} — относительная температура смеси.

Наиболее характерными по толщине изделия следует считать точки поверхности и в центре изделия, между которыми наблюдается наибольшая разность температур, поэтому критерий оптимальности (1) можно переписать

$$J = [\bar{\theta}(T, 0) - \bar{\theta}(T, R)]^2 + \beta \int_0^T \bar{\theta}_{nb}^2 dt, \quad \beta = 1, \quad (2)$$

где $\bar{\theta}(T, 0)$ — относительная температура центра изделия (при $t=T$).

Исходя из этого, задача оптимального нагрева изделия состоит в том, чтобы осуществить подъем температуры среды $\bar{\theta}_{nb}$ в камере за заданное время $t=T$ при минимально возможном значении критерия оптимальности (2).

Для решения поставленной задачи мы воспользовались результатами, полученными в [3, 4]. За основу принимаем относительную температуру поверхности изделия в конце подъема, которую получаем из математической модели или по данным эксперимента, а затем рассматриваем ее как член разложения. Для изделия с известными параметрами определяем относительный коэффициент теплообмена (критерий Био) [5]:

$$Bi = \frac{\alpha_6 R}{\lambda_0}, \quad (3)$$

где α_6 — коэффициент теплообмена между паровоздушной смесью и изделием; λ_0 — коэффициент теплопроводности материала изделия; R — характерный размер изделия (половина толщины).

Кроме того, определяем относительное время (критерий Фурье)

$$F_0 = \frac{aT}{R^2}, \quad (4)$$

где a — коэффициент температуропроводности изделия; T — продолжительность нагрева, ч.

Если $F_0 > 0,2$, то можно ограничиться первым членом разложения. По критерию Био определяем из таблиц [5] параметр, зависящий от него, λ_1 . Затем вычисляем функции $\sin \lambda_1$ и $\cos \lambda_1$.

Пользуясь значениями Bi и λ_1 , определяем вспомогательные коэффициенты функции оптимального управления по формулам

$$\omega_1 = \frac{\lambda_1^2 + Bi^2 + Bi}{2(\lambda_1^2 + Bi^2)}, \quad (5)$$

$$\delta_1 = \frac{2\lambda_1}{\lambda_1^2 + Bi^2 + Bi}, \quad (6)$$

При известной относительной температуре поверхности $\bar{\theta}(T, R)$, представим ее как член разложения $\bar{\theta}_1^0(T, R)$

$$\bar{\theta}_1^0(T, R) = \frac{1}{\omega_1 \lambda_1} \bar{\theta}(T, R) \sin \lambda_1. \quad (7)$$

Затем определяем коэффициенты функции оптимального управления из системы

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= \frac{\delta_1}{\lambda_1^2 + \lambda_1^2} [1 - e^{-(\lambda_1^2 + \lambda_1^2)T}]; \\ b_1 &= k_1 \bar{\theta}_1^0(T, R) \cos \lambda_1; \\ c_1 &= \frac{Bi b_1}{1 + Bi^2 k_1}. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Закон оптимального изменения температуры паровоздушной смеси на стадии подъема в относительных единицах будет выражаться формулой

$$\bar{\theta}_{nb}^{\text{опт}} = Bi [\bar{\theta}_1^0(T, R) \times \cos \lambda_1 - Bi c_1] e^{\lambda_0^2(t-T)}, \quad (9)$$

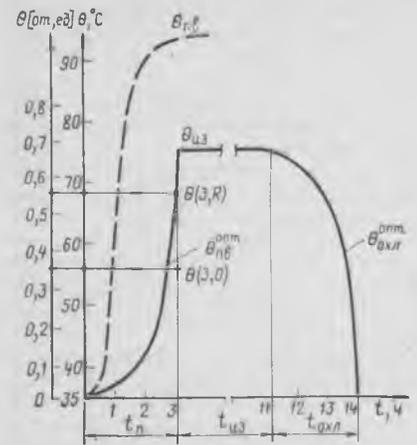
где e — основание натуральных логарифмов.

Распространяя изложенные выше рассуждения на период охлаждения и приняв его длительность, равной интервалу подъема, можно записать

$$\bar{\theta}_{охл}^{\text{опт}} = \bar{\theta}_{из} - \bar{\theta}_{nb}^{\text{опт}}(t), \quad (10)$$

где $\bar{\theta}_{из}$ — относительная температура изотермического прогресса.

На рисунке приведен оптимальный программный режим тепловой обработ-



Оптимальная программа тепловой обработки

$t_{из}$ — время подъема; $t_{из}$ — время изотермического прогресса; $t_{охл}$ — время охлаждения; θ_{nb} — временная характеристика объекта (кривая разгона)

ки для пяти плит типа ПТК. Здесь же показаны расчетные значения температуры поверхности $\theta(3, R)$ и центра $\theta(3, 0)$ плит в конце подъема в абсолютных и относительных единицах.

Реализация оптимального режима на стадии нагрева осуществляется подачей пара в объект в соответствии с программой, а охлаждения — подключением свободного объема камеры к системе вентиляции.

Оптимальный режим мягче существующих, так как характер изменения температуры среды соответствует характеру нарастания прочности. Практическая реализация оптимальных режимов с помощью программных многоканальных систем типа ПАМИР на предприятиях Рязанского треста Железобетон показала, что температурные перепады по толщине изделия сокращаются вдвое по сравнению с типовыми режимами. Благодаря этому улучшается качество изделий, полностью удается избежать брака. Оптимальные программные режимы позволяют сократить нормы расхода цемента в среднем на 7,2% и теплопотребление в среднем на 11%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Миронов С. А., Малинина Л. А. Ускорение твердения бетона. М., Стройиздат, 1964.
2. Ресурсам — строгий учет. Строительная газета, 1982, 9 апр., № 43.
3. Егоров А. И., Рафатов Р. О приближенном решении одной задачи оптимального управления. — Журнал вычислительной математики и математической физики. 1972, № 12. № 4.
4. Егоров А. И. Оптимальное управление тепловыми и диффузионными процессами. М., Наука, 1979.
5. Лыков А. И. Теория теплопроводности. М., Высшая школа, 1967.

Ю. Д. ЗОЛОТУХИН, канд. техн. наук; А. Г. ТАШКИНОВ, С. Ю. ЗВЕГИНЦЕВА, инженеры (БелИИЖТ)

Экономичная камера пропаривания

На ускоренное твердение железобетонных изделий в камерах пропаривания расходуется около 17% тепловой энергии, а 83% составляют теплопотери, значительная часть которых может и должна быть уменьшена [1]. Особенно велики потери в ямных камерах пропаривания. Объясняются они большой теплопроводностью ограждающих конструкций (стен, крышки и днища), плохой герметизацией, длительной загрузкой и выгрузкой изделий, однократной обрачиваемостью камеры в сутки, низкими коэффициентами ее заполнения, отсутствием контрольно-измерительной аппаратуры для поддержания требуемых режимов.

На кафедре «Строительные конструкции и мосты» БелИИЖТ предложена конструкция сборной ямной камеры с трехслойной стенкой [2]. Такая ямная камера более 7 лет успешно эксплуатировалась на заводе сборного железобетона Гомельского ДСК, однако теплотехнические характеристики ее панелей ограждения оказались недостаточно эффективными во времени ввиду того, что утеплитель не был надежно защищен от увлажнения. Этот недостаток устранен в конструкции модернизированной камеры, построенной в 1981 г. на том же заводе [3].

Камера (рис. 1) состоит из сборных панелей толщиной 300 мм, соединенных сваркой закладных деталей. Внутренний слой панели выполнен из тяжелого бетона марки М300 повышенной плотности толщиной 50 мм с сеткой из арматуры диаметром 10 мм класса А-II с шагом 150 мм в двух направлениях. Наружный слой состоит из керамзитобетона марки М200, толщиной 100 мм с такой же арматурой, но с шагом 200 мм. Обе сетки соединены гибкими связями. Теплоизоляционный слой толщиной 150 мм для различных участков панели выполнен из минераловатных плит, гидрофобизированного керамзита и блочного пеностекла. В качестве пароизоляции применены фольгоизол, термостойкие пленки и лакоткань. В панелях предусмотрены

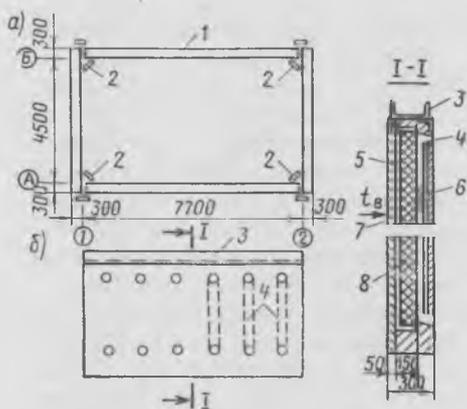


Рис. 1. Конструкция сборной камеры

а — план (гидрозатвор не показан); б — фасад панели; 1 — панель; 2 — металлические накладки по закладным деталям; 3 — гидрозатвор; 4 — вентиляционный канал; 5 — тяжелый бетон; 6 — легкий бетон; 7 — пароизоляция; 8 — утеплитель

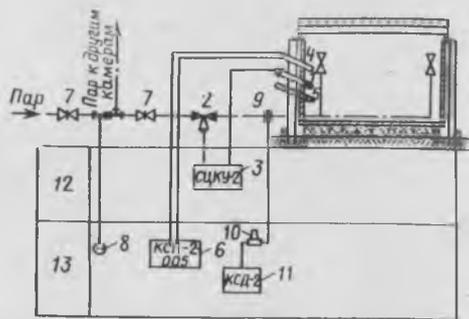


Рис. 2. Схема управления камерой

1 — преобразователь температуры; 2 — исполнительный механизм подачи пара; 3 — станция централизованного контроля и управления (СЦКУ); 4 — термопара; 5 — ртутный термометр; 6 — потенциометр КСП-2-005; 7 — задвижка; 8 — манометр; 9 — диафрагма ДК-6-65; 10 — дифманометр; 11 — вторичный прибор КСД-2; 12 — установка «Пуск-3П»; 13 — приборы и аппаратура по месту

вентиляционные каналы для испарения влаги из теплоизоляционного материала (при ее проникании через неплотности пароизоляции).

Поддача пара в камеру (рис. 2) осуществляется насосами-кондиционерами, обеспечивающими равномерную влажность и температуру паровоздушной смеси. Камера оборудована пневматической установкой централизованного контроля, программного регулирования и дистанционного управления «ПУСК-3П».

Межведомственной комиссией Министерства промышленного строительства БССР выполнены приемочные испытания камеры по программе, согласованной с ВНИИЖелезобетоном. Объем камеры $V=80 \text{ м}^3$, модуль заглубления $K_r=0,69 \text{ м}^{-1}$, модуль надземной поверхности $K_y=0,85 \text{ м}^{-1}$.

Камеру испытывали по заранее отработанным режимам термообработки бетонных и керамзитобетонных изделий при одном обороте в сутки (предварительное их выдерживание в камере после бетонирования при закрытой крышке 2 ч, подъем температуры до 85°C — 3 ч, изотермия 5 ч, остывание при закрытой крышке 8 ч, остывание при открытой крышке 2 ч). Полный цикл термообработки $\tau=(2)+3+5+8+(2)=20$ ч. На распалубку, чистку формы, бетонирование и установку изделий в камеру требуется 4 ч.

Температуру среды по высоте камеры и ее распределение по толщине стенки и днища измеряли малоинерционными хромель-копелевыми термопарами (рис. 3). Для измерения расхода пара поставлены диафрагмы ДК6-65 (ГОСТ 14322—73), дифманометр ДМ-3583 (ГОСТ 18140—72) и вторичный прибор КСД-2. Прочность бетона изготовленных изделий определяли неразрушающими методами, и при испытаниях контрольных кубов, твердевших вместе с изделиями, она находилась в пределах 0,7—0,9 их марки.

Результаты испытаний приведены в табл. 1. Повторные испытания камеры через два года ее эксплуатации показали, что теплотехнические характеристики панелей не ухудшались. Перепады температур по толщине утеплителя практически остались прежними, температур-

Таблица 1

Коэффициент заполнения камеры K_z	Температура наружного воздуха, $^\circ\text{C}$	Металлоемкость форм, т/м^3	Расход пара, кг			Удельный расход, кг/м^3
			подъем температуры	изотермия	общий	
Не заполнена	+25	—	371	225	596	—
0,076	+9	0,9	595	500	1095	180
0,103	+1	1,18	604	556	1160	140
0,236	+1	1,36	1271	594	1865	99

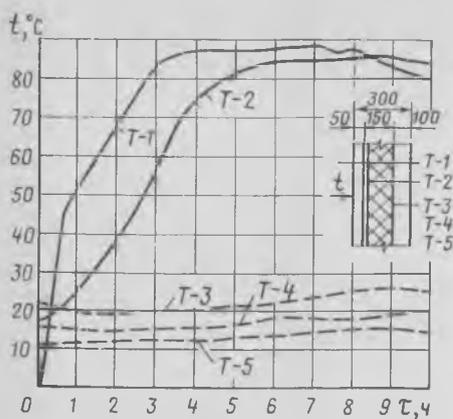


Рис. 3. Распределение температуры в камере и по толщине панели при $K_3 = 0,103$ и схема расположения термомпар

T-3 поставлена за слоем керамзита; T-4 — за пеностеклом; T-5 — за минераловатной плитой

ные кривые для характерных точек оказались идентичными, а весовая влажность материала ограждений и теплоизоляции несколько уменьшилась (табл. 2).

Таблица 2

Материал	γ_0 , кг/м ³	Весовая влажность, %	
		XI. 1980 г.	XI. 1982 г.
Тяжелый бетон марки М300	2300	8,3	8,2
Насыпной керамзит	680	7,9	6,2
Блочное пеностекло	230	6,0	4,1
Минераловатные плиты	75	13	4,7
Керамзитобетон марки М200	1940	9,6	7,3

УДК 69.057.4:69.022.97

В. В. ИВАНОВ, инж. (НИИЖБ); Е. Г. РОДИЧКИН, инж. (Воронежский завод ЖБИК № 389)

Малометаллоемкие стыки колонн в каркасах многоэтажных промзданий

Опыт применения замоноличенных стыков колонн на ванной сварке выпусков арматуры в гражданском строительстве на основе каркасов серии ИИ-04, Московского унифицированного каталога и Рижской серии ИИ-16г позволил использовать их в каркасах промзданий вместо стыков на стальных оголовниках. Изготовление колонн с такими стыками для каркасов промзданий было начато Московским заводом ЖБИ № 22 по разработке НИИЖБ [1].

Опыт применения стыков на ванной сварке выпусков арматуры взамен сты-

Технико-экономические показатели камеры

Затраты тепла на нагрев 1 м ² ограждения, кДж	9756
Затраты тепла на компенсацию теплопотерь через 1 м ² ограждения, кДж	109
Термическое сопротивление ограждения, м ² ·К/Вт	1,46
Удельный расход пара на твердение 1 м ³ бетона при $K_3 = 0,07 \dots 0,1$, кг/м ³	180—130
Сметная стоимость камеры объемом 80 м ³ , р.	5934
Годовой экономический эффект, р.	4258

Технико-экономические показатели могут быть улучшены за счет теплоизоляции крышки (крышка испытанной камеры не имела тепловой изоляции) и дна.

При заглублении камеры в грунт вентиляционные каналы устраивают зигзагообразно с принудительной вытяжкой, наружный слой панели покрывают гидроизоляцией. Отсеки камеры разделяют по длине температурными швами, чтобы устранить краевой эффект заземления стенок в днище. Панели устанавливают в стакан бетонного фундамента с полным заполнением швов герметиком. Днище камеры рекомендуется изготавливать из многослойных керамзитобетонных панелей серии 1-141 [4] при устройстве двухслойной паронизолации и цементной стяжки по сетке. Его можно изготавливать также из монолитного керамзитобетона, укладывая внутри дренажные трубки с уклоном 1/10 к канализационному коллектору с защитой дна от увлажнения полимерным покрытием. Это позволит изменить режим термообработки, ограничившись только подъемом температуры при выдерживании изделий, когда пар отключен. Падение темпера-

туры в камере происходит со скоростью 1,5—2°C/ч. В летний период камеру можно эксплуатировать при двух оборотах в сутки по режиму $\tau = (2) + 3 + 0 + 6 + (1)$.

Выводы

Разработанная в БелИИЖТ сборная камера пропаривания позволяет получить из керамзитобетона и тяжелого бетона готовую продукцию, отвечающую требованиям ГОСТов и технических условий при экономии тепловой энергии в 2,5—3 раза больше по сравнению с камерами со сплошными бетонными стенками. Лучшими теплотехническими характеристиками обладают минераловатные плиты при их надежной защите от увлажнения.

Термосное выдерживание изделий при выключенном паре, повышение коэффициента заполнения и оборачиваемости камеры открывают дальнейшие резервы экономии тепловой энергии.

Годовой экономический эффект от использования пяти работающих камер на заводе сборного железобетона Гомельского ДСК составил 22 тыс. р.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Объезденко Г. А. Резервы экономии тепловой энергии при производстве сборного железобетона. — Бетон и железобетон, 1982, № 3.
- Золотухин Ю. Д., Башилов Н. И. Сборные камеры для тепловой обработки железобетонных изделий. — Бетон и железобетон, 1978, № 1.
- Золотухин Ю. Д., Ташкинов А. Г. Новые камеры пропаривания для ускоренного твердения железобетонных изделий. Тезисы докладов республиканской научно-технической конференции «Проблемы создания новых строительных конструкций и технология их производства». Минск, 1982.
- Ленский С. Е., Беккер Л. Н., Цесельский М. М. Экономичные пропарочные камеры ямного типа. — Бетон и железобетон, 1982, № 3.

ботки чертежей. С целью скорейшего внедрения эффективных стыков колонн для многоэтажных производственных зданий НИИЖБ и КТБ НИИЖБ разработали «Рекомендации по замене стыков со стальными оголовниками и арматурными накладками на стыки с ванной сваркой выпусков арматуры в каркасе серии ИИ-20/70» на основе Руководства [2], содержащие рабочие чертежи концевых участков колонн и монтажных стыков, указания по расчету, изготовлению и монтажу колонн с безметалльными стыками, а также технико-экономические показатели. В них исключены оголовники верхних колонн, взамен которых в крайних колоннах для сопряжения с ригелями предусмотрены закладные уголки.

Такие стыки выполняются ванной сваркой выпусков продольной арматуры, располагаемых в боковых подрезках, с последующим замоноличиванием (рис.

1). Концы колонн и бетон замоноличивания подрезок усилены сетками косвенного армирования, сгруппированными в пакеты. Расчет и конструирование стыков производили из условия их равнопрочности стволу колонны. Вместо стальных прокладок на торцах колонн предусмотрены центрирующие бетонные выступы в виде усеченного конуса или пирамиды. Для упрощения распалубки колонн граням подрезок придан технологический уклон. Все остальное армирование колонн оставлено без изменения. Колонны с такими стыками полностью взаимозаменяемы с колоннами на стальных оголовниках и не требуют переработки рабочих чертежей, в результате чего представляется возможность их применения в каркасах промзданий серии ИИ-20/70, не дожидаясь разработки проектов зданий с новым каркасом серии 1.420, в котором предусмотрены аналогичные стыки.

Массовый выпуск элементов колонн со стыками по указанным Рекомендациям организован в 1981 г. на Воронежском заводе ЖБИиК № 389.

Особенность технологии изготовления колонн заключалась в наличии в арматурных каркасах металлических прямоугольных пластинок на размер подрезок толщиной 2—3 мм с отверстиями на диаметр стержня, которые надевали на выпуски продольной арматуры и оставляли в колонне после бетонирования. Практически не увеличивая расход металла, они выполняли также роль кондукторов при сборке арматурных каркасов. Такие пластинки позволяют с большой точностью фиксировать расположение продольной арматуры, обеспе-

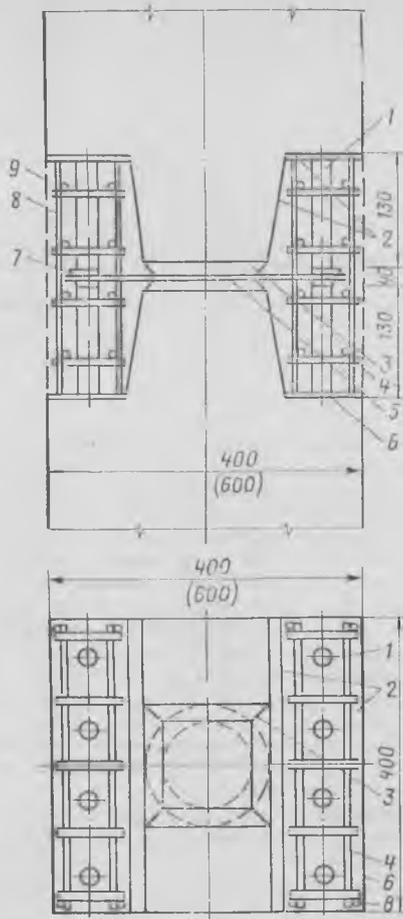


Рис. 1. Стык колонны

1 — выпуск продольной арматуры; 2 — подрезки бетона; 3 — центрирующий бетонный выступ; 4 — сетки косвенного армирования бетона подрезок; 5 — хомут; 6 — пластинка с отверстиями; 7 — стык ванной сварки выпусков; 8 — дополнительные стержни для фиксации сеток в подрезках бетона; 9 — бетон замоноличивания

чивают надежную герметизацию отверстий и проектную толщину защитного слоя, а также соосность выпусков на монтаже. При этом значительно упростились конструкция опалубки для образования подрезок колонн, их распалубка, предотвращаются сколы бетона в углах.

Опыт применения такой опалубки позволяет рекомендовать ее для колонн каркасов гражданских зданий с угловыми подрезками. В таких колоннах для образования подрезок можно использовать квадратные пластинки $\delta=1$ мм с соответствующими отверстиями для выпусков на размер угловой подрезки, надеваемые на выпуски и устанавливаемые вплотную к углам вкладышам подрезок или привариваемые к крайней сетке косвенного армирования. В случае отсутствия обрывов продольной арматуры в стыке все сетки косвенного армирования за пределами подрезок, кроме крайних, могут быть исключены.

Монтаж колонн в соответствии с Рекомендациями производили в следующем порядке. На концах нижних колонн устанавливали и закрепляли кондуктора, на верхние арматурные выпуски этих колонн надевали сетки косвенного армирования подрезок и укладывали на торце, затем монтировали колонны верхнего яруса и закрепляли в кондукторах (рис. 2). После этого выверяли проектное положение колонн и на арматурных выпусках устанавливали и закрепляли инвентарные медные или графитовые формы и производили ванную сварку.

Сетки косвенного армирования подрезок раздвигали по высоте и фиксировали в проектном положении привязкой к выпускам арматуры или приваркой к вертикальным дополнительным стержням $\varnothing 3A1$ в углах, производили зачеканку швов между торцами колонн жестким бетоном и устанавливали в зоне шва одиночные хомуты. Далее монтировали металлическую инвентарную опалубку с растресками и навешенными на ней вибраторами и замоноличивали стыки бетоном марки М300 на мелком щебне.

Работы по замоноличиванию выполняли после сборки каркаса на высоту здания до четырех этажей. Определенная последовательность ванной сварки стыков арматуры осуществлялась с целью исключения отклонения колонн в результате усадочных и температурных деформаций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Замоноличивание стыков колонн железобетонных каркасов многоэтажных промзданий / А. П. Васильев, Н. Г. Матков, В. В. Иванов и др. — Промышленное строительство, 1978, № 4.
2. Руководство по проектированию и выполнению замоноличивания стыков колонн. М., Стройиздат, 1976.



Рис. 2. Монтаж колонн с малометаллоемкими стыками каркаса серии ИИ-20 при строительстве здания в Московской области

Архитектурно-скульптурный ансамбль памятника Победы

В ближайшие годы в Москве на Поклонной горе будет сооружен ансамбль памятника Победы и музея Великой Отечественной войны с залом Славы, который увековечит бессмертный подвиг советского народа в битве с фашизмом.

В столице нашей Родины будет создан торжественный, уникальный по своему замыслу и эмоциональному воздействию памятник Победы советского народа в Великой Отечественной войне 1941—1945 гг. (см. рисунок на 2-ой стр. обложки). Авторы комплекса: скульпторы Н. В. Томский (руководитель авторского коллектива), О. С. Кириухин, Ю. Л. Чернов, архитекторы Я. Б. Белопольский, Л. Г. Голубовский, А. Т. Полянский, Б. Р. Рубаненко, А. Р. Корабельников, художник Ю. К. Королев, инженер Ю. А. Дыховичный. Разработке проекта архитектурно-скульптурного ансамбля памятника Победы предшествовали несколько туров конкурса, в котором приняли участие ведущие мастера архитектуры, крупные скульпторы и художники.

Архитектурно-скульптурный ансамбль памятника Победы обращен в сторону центра Москвы — Кремля и соединяется главным парадным подходом с существующей площадью Победы. Территория парка Победы расположена вдоль трассы проспекта маршала Гречко. С восточной стороны она примыкает к площади Победы, с западной стороны — к Минской улице, а с юга граничит с Киевской железной дорогой. Общая площадь парка составляет 120 га.

Существующая система дорог обеспечивает удобный подъезд к территории парка Победы и общественного, и индивидуального транспорта. Проект предусматривает расширение проезжей части проспекта маршала Гречко с 17 до 34 м и устройство дополнительной трассы для троллейбусного и автомобильного транспорта из района Филей к центру города, что позволит исключить пересечение потоков в движении. Не более чем в 1,5 км от парка Победы находятся станции метро «Кутузовская» и «Филей». Около парка предусмотрены открытые стоянки на 1500 автомобилей.

Главный вход в парк предусмотрен с площади Победы; имеются также входы с Минской улицы и с юго-западной стороны. На территории парка создаются аллеи, декоративные водоемы с фонтанами и бассейнами, кафе. Восемь радиальных аллей ведут к главному монументу, который будет виден с разных точек города и парка.

У входа к площади Победы, предназначенного для сбора экскурсантов и посетителей парка, начинается парадная аллея протяженностью 300 м, ведущая к главной площади ансамбля. С обеих сторон этой аллеи располагаются декоративные водоемы и фонтаны, газоны и цветники. Через каждые 100 м на гранитных постаментах устанавливаются бронзовые стеллы, на которых в рельефах и текстах отражены главные события каждого года Великой Отечественной войны, с левой стороны — посвященные ратным подвигам армии, с правой — трудовым свершениям народа.

Центром ансамбля является круглая площадь диаметром 230 м. Она расположена на самой высокой отметке парка. Зеленые откосы, устраиваемые по контуру площади, образуют холм и создают впечатление приподнятости всей площади над территорией парка. Здесь расположен главный монумент ансамбля — скульптурная композиция «Народ-победитель», осененный победным красным ленинским знаменем». Выполняемая в красном граните скульптурная композиция монумента высотой около 90 м состоит из семи фигур высотой 18 м. В центре на первом плане — фигуры солдата, рабочего и колхозника, по обеим сторонам монумента — фигуры летчика и матроса, женщины и партизана. Красное знамя с барельефным портретом В. И. Ленина увенчано красной рубиновой звездой. У подножия пьедестала сооружаются трибуна, а также специальные места для возложения венков и цветов.

Полукольцом вокруг главного монумента, в газонах, на гранитных плитах устанавливаются многофигурные композиции высотой 3,5—4 м. Темы композиций — «Проводы на фронт», «Коммунисты, вперед!» (атака), «Народные мстители», «Освободительная миссия Советской Армии», «Все для фронта» (промышленность), «Хлеб — Родине» (сельское хозяйство), «Встреча победителей», «Во имя мира» (ради жизни на земле). Замыкает перспективу площади монументальное архитектурное сооружение — белокаменное здание Музея Великой Отечественной войны.

В дни празднеств на площади будут проводиться митинги, военные парады, приниматься воинские присяги и др. Предусмотрено устройство декоративного подсвета, музыкального и дикторского сопровождения.

Здание Музея Великой Отечественной войны — Дворца Победы представляет собой монументальное сооружение, состоящее из двух объемов — полукруглой пилонады и связанного с ней объема, в центре которого размещается купольный зал Славы. Общий объем здания около 200 тыс. м³.

Музей станет художественной летописью Великой Отечественной войны. Его экспонаты — произведения всех видов и жанров изобразительного искусства передадут атмосферу 1419 дней и ночей войны — суровых и героических, неуклонно приближавших народ к Победе.

Диаметр главного зала — около 60 м, а общая высота его в наивысшей точке — 30 м. На беломраморных пилонах, увенчанных бронзовым венком Славы, будут высечены имена 12 400 Героев Советского Союза и полных кавалеров орденов Славы.

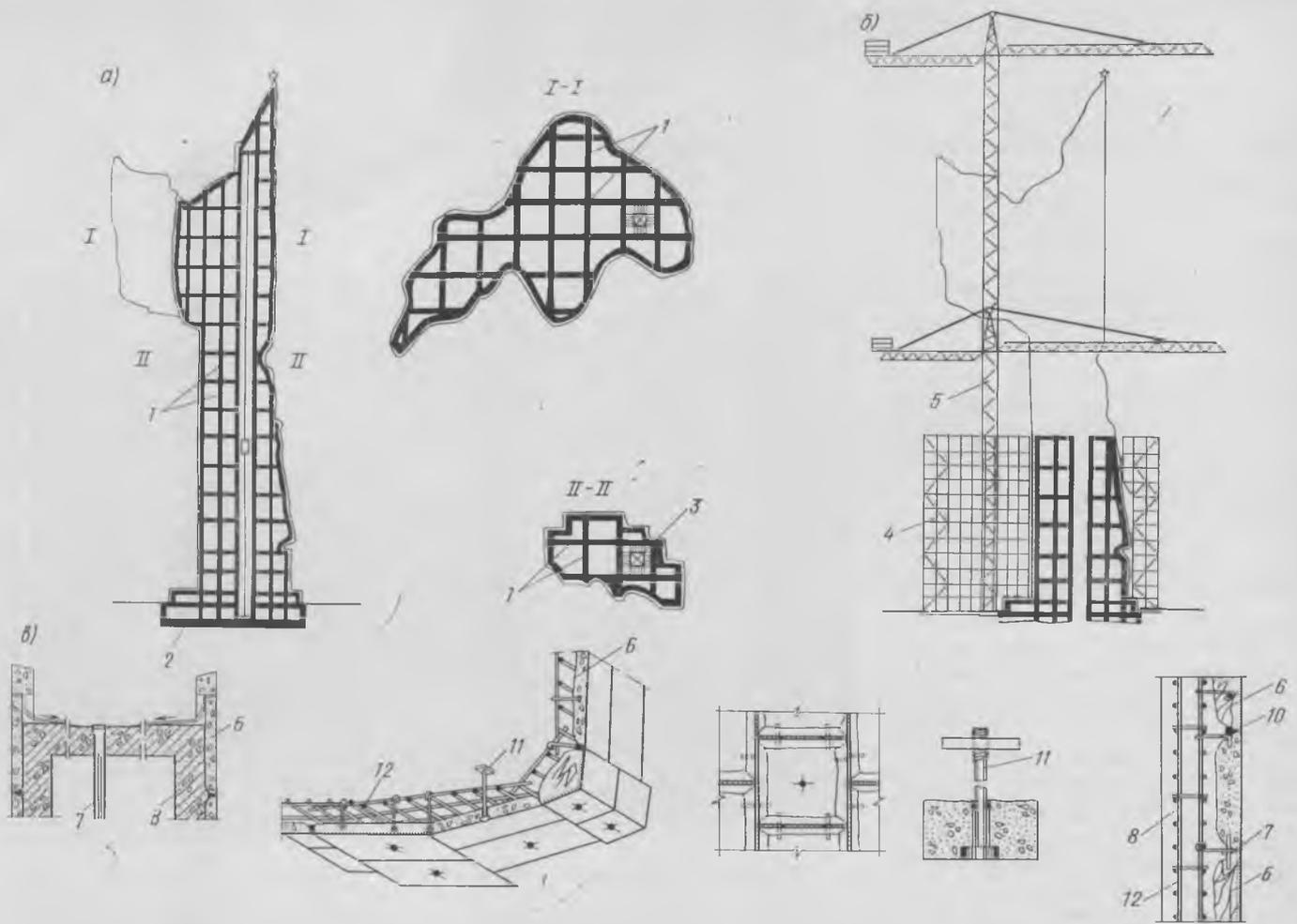
В центре зала — хрустальный пилон, в котором помещается подлинное знамя Победы водруженное над рейхстагом. В нишах стен круглого зала устанавливаются бюсты полководцев и государственных деятелей, руководивших разгромом врага. На стенах и куполе зала предусмотрена монументально-декоративная композиция из смальты, изображающая парад Победы на Красной площади в Москве, а также основные победные эпизоды войны, знамена и гербы Советского Союза и союзных республик, увитые гвардейской лентой, на фоне праздничного победного салюта. В зале могут происходить торжественные церемонии встреч ветеранов, прием в ряды комсомола и пионеров и другие военно-патриотические мероприятия.

На стенах и пилонах музейных залов, окружающих центральный зал Славы, будут высечены названия воинских формирований, армий, гвардейских соединений и дивизий, участвовавших в боевых действиях. После осмотра этих помещений посетители попадают в галерею полукруглой части здания, где будут экспонированы произведения искусства — живопись, скульптура, военные плакаты, а также документальные фотопанно, повествующие о войне.

В состав музея входит также обширный зал, в котором расположены шесть диорам — «Разгром фашистов под Москвой», «Оборона Ленинграда», «Сталинградская битва», «Битва на Курской дуге», «Форсирование Днепра» и «Взятие Берлина», посвященных решающим этапам Отечественной войны. В центре этого этажа намечено разместить зал, посвященный памяти жертв нашего народа в Великой Отечественной войне.

Сооружение монумента является сложной инженерной задачей (см. рисунок).

Скульптурная композиция высотой 90 м выполняется из железобетона, облицованного гранитными плитами. Конструктивная схема решена следующим образом. В скульптурную композицию вписана регулярная перекрестная система вертикальных железобетонных стен, которая обеспечивает необходимую прочность и жесткость сооружения. Все усиления, воздействующие на сооружение, передаются на жесткую фундаментную коробку, покоящуюся на свайном основании.



Конструктивное решение

a — разрез и горизонтальные сечения; б — схема возведения; в — детали крепления гранитных плит; 1 — перекрестные монолитные железобетонные стены толщиной 300–500 мм; 2 — коробчатый железобетонный фундамент на свайном основании; 3 — лестница и лифт; 4 — стальной каркас (монтажные подмости) для возведения монумента; 5 — башенный кран; 6 — гранитные плиты; 7 — внутренний водосток; 8 — монолитный железобетон; 9 — герметизация; 10 — анкера из нержавеющей стали; 11 — дополнительное крепление подвешенных (горизонтальных) гранитных плит; 12 — рабочая арматура

Возведение монумента осуществляется с помощью пространственного металлического каркаса — своего рода лесов, внутри которых будет сооружаться монумент.

Монтаж гранитной облицовки ведется методом одновременного бетонирования, т. е. гранитная облицовка будет использована в качестве опалубки. Гранитные плиты устанавливаются по вертикали, ряд за рядом, снизу вверх. Камни каждого ряда устанавливают насухо на деревянные клинья с шлифовкой кромок стыка. Затем положение камня или плиты жестко фиксируется установкой металлических анкеров из нержавеющей стали с приваркой их к основной арматуре сооружения. Производится герметизация вертикальных и горизонтальных швов гранитной облицовки изнутри. Заделка швов является весьма ответственным этапом монтажа, так как она обеспечивает долговечность сооружения и его декоративную сохранность, препятствуя прониканию атмосферной влаги внутрь сооружения и появлению высолов на его лицевой поверхности.

Внутренние поперечные перекрестные стены и перекрытия выполняются в инвентарной переставной опалубке. Будет осуществлен подбор бетона особой ре-

цептуры, в частности плотного, высокопрочного с малой усадкой.

Для эксплуатации сооружения предусматриваются лифт и лестница. Водосток с горизонтальных поверхностей монумента обеспечивается внутренним водостоком, что исключает возможность образования наледей и сосулек.

Для подъема гранитных блоков и строительных материалов используется приставной башенный кран. Установка наиболее массивных гранитных блоков нижних ярусов выполняется с помощью подвижных кранов на гусеничном ходу.

Несущие конструкции здания музея предусмотрены в сборно-монолитном железобетоне, что обеспечивает высокую капитальность сооружения и возможность возведения его промышленными методами.

Монтаж купола осуществляется на лесах в виде системы радиальных ферм и кольцевых балок. Внешняя поверхность купола гидроизолируется синтетическими мастиками. Сверху на купол укладываются декоративные панели размером 60×60 см из стеклокремнезита с фактурным слоем золотистого цвета или бетонные плиты с отделкой смальтой. Декоративные панели укладываются по слою эпоксидной мастики. Возможен вариант покрытия листовой медью.

Подвесной потолок, нижняя поверхность которого отделана смальтой, образован сборными железобетонными панелями. Нижняя поверхность панелей сферическая. Потолок подвешивается к куполу при помощи тяжей с фаркопами, позволяющими рихтовать положение потолка.

Принятая система конструкции музея позволяет вести строительные работы широким фронтом, ведя одновременно монтаж купола и художественно-мозаичные работы по панелям потолка вне строительной площадки. Это даст возможность сократить сроки сооружения музея.

Гранитные стенки и другие художественные элементы благоустройства выполняются из железобетона с учетом использования гранитных плит в качестве наружной опалубки.

Фундаменты представляют собой сборные железобетонные забивные сваи и монолитные железобетонные ростверки. Грунтовые условия в зоне комплекса вполне благоприятные: грунты представлены суглинками, залегающими слоем большой мощности.

С завершением строительства этого комплекса Москва получит новый крупный градостроительный ансамбль.

Вибрационные испытания пространственных конструкций покрытий

Во Владимирском политехническом институте и Казахском Промстройини-проекте проведены натурные вибрационные испытания различных пространственных конструкций покрытий. При этом исследовали своды, призматические складки, длинные и короткие цилиндрические оболочки, пологие оболочки положительной и отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольные и квадратные в плане, купольное покрытие, круглое в плане. Эти конструкции выполнены сборными, монолитными, некоторые оболочки имели отверстия для фонарей и могли воспринимать нагрузки от подвешного кранового оборудования грузоподъемностью 5—10 т.

Задача исследований наряду с контролем прочности, жесткости и трещиностойкости заключалась в определении динамических параметров пространственных конструкций для оценки их сейсмостойкости согласно работе [1] и СНиП II-7-81.

Испытаниям подвергли опытные конструкции и предназначенные для экспериментального строительства (рис. 1). Внешнюю нагрузку (штучные грузы, песок) располагали сверху конструкций.

Динамические характеристики сооружений определяли при гармонических колебаниях, когда частота могла меняться в широком диапазоне, при собственных колебаниях, возбуждаемых ударом или начальным смещением конструкции, а также при колебаниях в переходном режиме во время пуска или остановки вибромотора.

Для возбуждения вынужденных колебаний конструкций применяли различные вибромоторы. В большинстве случаев кинематический момент вибромотора регулировался. Максимальная величина пульсирующей нагрузки составляла 2—5 кН.

При создании горизонтальных вынужденных колебаний, имитирующих сейсмическое воздействие, в силовую линию «конструкция — трос — нагрузка» включали тарированную на определенное усилие металлическую вставку.

Особенность динамических испытаний заключается в необходимости приводить в движение одновременно испытатель-



Рис. 1. Испытания призматической складки

ную нагрузку и приборы для записи деформаций. Поэтому были сняты нити прогибомеров, закрыты предохранительные рычаги механических тензометров, разъединены стержни индикаторов и удлинителей баз и др.

Схема расстановки приборов обусловлена задачами исследований, методикой нагружения и техническими возможностями, связанными с испытанием натуральных конструкций в полевых условиях

и в действующих цехах. Она включала известную и апробированную многочисленными испытаниями схему при статических нагружениях [2] с установкой в тех же сечениях и динамических приборов.

Для измерения деформаций при статических нагрузках применяли механические рычажные тензометры с базой 100 и 200 мм, тензометрические датчики с базой 20 и 50 мм, индикаторы с ценой

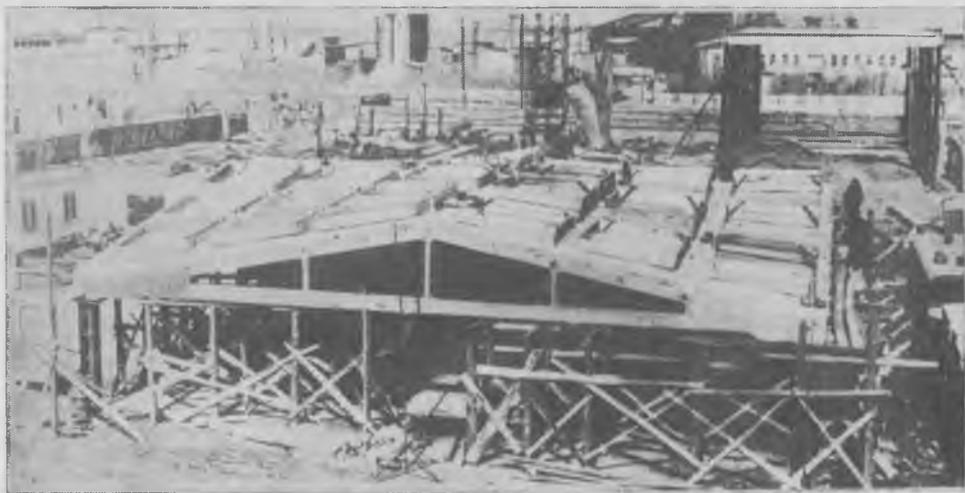


Рис. 2. Испытания асимметричного свода

деления 0,01 и 0,001 мм и базой 100—1000 мм, прогибомеры с ценой деления 0,1 и 0,01 мм. Для измерения динамических характеристик конструкций использовали вибродатчики К-001, ВЭГИК, ВБП-3, СПЭД-56 М, МВ-23, МВ-24.

Колебания конструкций записывали по осям x , y , z . Вибродатчики К-001 и ВЭГИК использовали при горизонтальных и вертикальных колебаниях с максимальной амплитудой до 1 мм. Диапазон измерения амплитуд вибродатчиками ВБП-3 составлял 1—100 мм. ВБП-3 устанавливали на колоннах для записи горизонтальных перемещений системы «колонны — оболочки». Приборы СПЭД-56М применяли при частотах до 20 Гц для определения ускорений, от 20 до 40 Гц — для установления скоростей, более 40 Гц — для фиксации перемещений. С помощью вибродатчиков МВ-23 и МВ-24 записывали скорости. Диапазон работы этих приборов 7—350 мм/с при ускорении не более 10 g и частотах 25—300 Гц. Регистрирующими устройствами служили светолучевые магнитоэлектрические осциллографы Н-700 и НО41V 4.2.

Исследования осуществляли в лабораторных условиях с измерением деформаций и записью динамических параметров в расчетных сечениях при различном сочетании статических и динамических нагрузок.

Основные результаты испытаний приведены в таблице. Во всех пространственных конструкциях четко выделяется несколько групп частот собственных вертикальных колебаний. Первая зависит от конструктивных особенностей опорного контура, неупругих деформаций в бетоне, податливости стыков в сборных оболочках и т. п. Формы колебаний конструкций при этом поступательные и изгибно-поступательные. Спектр частот на основе известной динамической теории оболочек определить невозможно. Наиболее приемлемые результаты при сопоставлении с опытными данными были получены из расчетов опорных контуров на скатные составляющие аналогично методу расчета, используемому при установлении усилий в диафрагмах оболочек при статических нагружениях [3].

Остальные группы частот возникают при колебаниях оболочек на абсолютно жестком контуре, в этом случае расчет в соответствии с положениями технической теории [4] дает хорошее совпадение с опытами.

По результатам опытов оценили сейсмостойкость натуральных сооружений с учетом динамических модулей деформативности и плотности грун-



Рис. 3. Установка приборов для записи динамических параметров

Конструкция	Размер, м	Частота вертикальных колебаний, Гц		Логарифмический декремент	Оценка сейсмостойкости конструкций по	
		I группа	II группа (основной тон)		волновой теории $\sigma_{\text{макс.в}}^s$ / $\gamma_{\text{стат. макс.в}}^s$ %	СНиП II-7-81 $\sigma_{\text{макс.г}}^s$ / $\gamma_{\text{стат. макс.в}}^s$ %
Складчатый свод	3×24	—	9,00/10,52	0,16	21,0	25,0
Сборная призмная складка	12×24	2,75/2,80*	5,50/5,29	0,09	8,0	2,5
Монолитная цилиндрическая оболочка	12×24	1,80/1,85	4,25/4,80	0,10	7,9	2,4
Панели-оболочки КЖС	3×18	—	4,30/4,71	0,06	7,5	1,8
	3×24	—	3,70/3,48	0,21	8,1	2,4
Пологие оболочки двоякой положительной кривизны	12×24	5,00/6,50	19,50/20,00	0,09	6,5	1,5
	18×18	5,00/5,80	19,50/20,04	0,10	5,4	2,0
	40×40	6,00/6,50	10,5/10,38	0,09	5,6	2,5
Четырехлепестковый асимп-лоид	18×18	4,50/5,20	9,25/10,20	0,10	12,8	15,1
	Купол	Ø 44	—	3,50/3,74	0,15	8,43

* Перед чертой — опытные данные, после черты — расчетные.

тов, их динамических параметров, проявляющихся при передаче сооружению внешнего волнового эффекта. Для этого были привлечены записи аццеллограмм реальных землетрясений, полученных в Казахском Промстройини-проекте [5].

Как показали сравнительные расчеты, максимальные усилия в сечениях оболочек от вертикальной составляющей сейсмической нагрузки не превышают 5—15% усилий, полученных из статического расчета при сейсмичности района 9 баллов. При воздействии на пространственные конструкции горизонтальной сейсмической нагрузки это отношение в соответствии со СНиП II-7-81 еще меньше. Исключение составляют сводчатые конструкции, где учет вертикальных и горизонтальных составляющих сейсмической

нагрузки для пролетов 24 м и более является обязательным.

Для пролетов 18—40 м вертикальная составляющая сейсмической нагрузки не оказала существенного влияния на армирование и основные размеры сечений оболочек, несмотря на низкий логарифмический декремент колебаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Синицын А. П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. М., Стройиздат, 1967.
2. Чиненков Ю. В. О методике испытаний пространственных конструкций покрытий. — Бетон и железобетон, 1970, № 6.
3. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. М., Стройиздат, 1979.
4. Ониашвили О. Д. Некоторые динамические задачи теории оболочек. М., Изд-во АН СССР, 1957.
5. Жуусов Т. Ж. Колебания зданий при взрывах в Медео. — В кн.: Колебания зданий при взрывах и землетрясениях. Алмата, «Казахстан», 1972.

УДК 631.243.244

Е. С. ГЕЙЛЕР, Ф. А. ИССЕРС, кандидаты техн. наук (НИИЖБ);
В. И. КАРЕВ, Б. А. СКОРИКОВ, кандидаты техн. наук (ЦНИИПромзернопроект)

Натурные испытания сборного преднапряженного силоса диаметром 18 м

В элеваторостроении получают распространение конструкции сборных квадратных силосов размером 3×3 м и цилиндрических диаметром 6 м из преднапряженных криволинейных элементов полной степени заводской готовности. Эти конструкции изготавливаются механизированным способом с помощью арматурно-навивочных машин [1].

Для создания силосов большого диаметра целесообразно использовать имеющуюся базу сборного железобетона с механизированным натяжением напрягаемой арматуры. Этой задаче отвечает конструктивное решение цилиндрических силосов диаметром 18 м, разработанное ЦНИИПромзернопроект и НИИЖБом при участии Главэлеваторспецстроя Минсельстроя РСФСР.

Силосы емкостью 5,5 тыс. т запроектированы отдельностоящими (рис. 1). Фундаментом служит монолитная железобетонная кольцевая балка таврового сечения. Зерно выгружается по тоннелю из сборных железобетонных элементов, устроенному вдоль оси силоса. Днище силосов имеет форму, обеспечивающую выпуск зерна на транспортер самотеком. Для повышения сохранности зерна в силосах предусмотрена активная вентиляция через центральную шахту, к которой примыкают разгрузочные трубы для направленной разгрузки зерна. Покрытие силоса решено в виде стального купола, собираемого из трапециевидных элементов заводского изготовления. Надсилосная галерея монтируется из несущих металлических ферм с обшивкой асбестоцементными листами. Стены силосов высотой 30,6 м собираются из сборных преднапряженных криволинейных элементов длиной 6,96 м, высотой 1,78 м при толщине стенки 14 см. Они армированы семипроволочными арматурными канатами диаметром 6 мм, натяжение которых производится арматурно-навивочной машиной электромеханическим способом.

Кольцевое усилие с арматуры стыкуемых элементов передается через металлические листы закладных деталей, свариваемые при монтаже. Подробное описание конструкции приведено в [2]. Надежность стыкового сопряжения проверяли при испытании фрагментов, имитирующих часть стыка по высоте силоса [3]. Опыт проектирования и строительства показал технико-экономическую эффективность сборных силосов диаметром 18 м из преднапряженных криволинейных элементов (см. таблицу).

Отработанная на заводе ЖБИ технология изготовления преднапряженных элементов силосов обеспечила требуемое

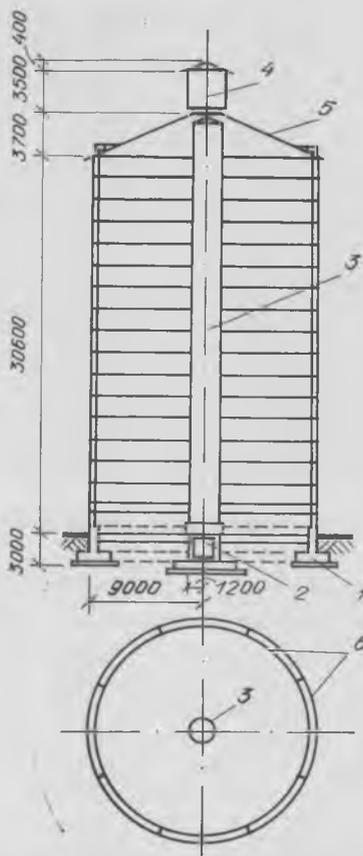


Рис. 1. Сборный силос диаметром 18 м

1 — фундамент; 2 — подсилосный тоннель; 3 — вентиляционная шахта; 4 — надсилосная галерея; 5 — купольное покрытие; 6 — элементы стен силоса

натяжение арматуры и качество изделий. По единой технологической схеме можно изготавливать преднапряженные элементы стен силосов различной конструкции и размеров. Принятая технология

Тип силоса	Расход материалов		Трудоемкость строительства, чел.-дн.	Стоимость строительства, тыс. р.
	бетона, м ³	стали, т		
Типовой	186	18,2	281	25,1
Сборный Ø 18 м	75	13,3	256	19,6

поэлементного монтажа с применением разработанной трестом «Элеватороргстрой» оснастки, обеспечила высокие темпы строительства и необходимое качество производства работ.

После завершения строительства были проведены комплексные испытания сооружения, включающие исследования емкостной части силоса, фундаментов, основания, а также проверку технологического оборудования. Оценивали также работу стен и днища силосов при давлении зерна. В расчетах горизонтальное давление на стены принималось равномерно-распределенным по периметру интенсивностью p_0 по СН 261-77. Возможная неравномерность и изменение давления при нагрузке учитывались коэффициентом $a=1,5$.

В одном из силосов по восьми образующим в нескольких уровнях по высоте и в трех радиальных направлениях по днищу для измерения давления зерна были установлены мессдозы ЦНИИСК. Одновременно в тех же уровнях измеряли радиальные перемещения, деформации бетона стен и стыковые сопряжения. Радиальные перемещения измеряли индикаторами с ценой деления 0,01 мм, установленными на металлической балочке, шарнирно прикрепленной к силосу. Деформации стыковых сопряжений, а также деформации бетона фиксировали тензорезисторами, наклеенными на анкерах закладных деталей при изготовлении сборных элементов. Силос загружали вначале на 40 и 70% емкости, а затем заполняли полностью. Частичные выгрузки, догрузки, а также проточные режимы с последовательной разгрузкой были проведены через выпускные отверстия всех шести секций разгрузочной трубы. При 7-м и 8-м проточных режимах разгрузку осуществляли через выпускные отверстия в днище силоса.

При всех эксплуатационных режимах трещины в преднапряженных элементах стен не образовывались. При первой загрузке образовались вертикальные трещины в монолитной стене кольцевого фундамента вследствие распорных усилий, возникших из-за некачественной заделки днища. После усиления монолитной стенки трещины не образовывались.

Во время загрузки рост радиальных перемещений и деформаций стен силоса начался при высоте зерна над рассматриваемым уровнем 5—6 м. При полностью заполненном силосе интенсивность роста перемещений не изменялась (высота зерна над уровнем измерения перемещений составляла максимально 28 м). Радиальные перемещения по периметру силоса неравномерны, эпюра имеет эллипсовидную форму. По отношению к начальным отсчетам перемещения имели положительные и отрицательные значения: при полностью загруженном силосе на уровне 12,4 м от днища максимальные значения составляли +4,75 и —3,95 мм (рис. 2).

Деформации анкеров стыковых соединений элементов, расположенных на диаметрально противоположных сторонах силоса, отличаются друг от друга. На уровне 15,3 м деформации стыка 2 превышали деформации стыка 1 более чем в 3 раза, а на уровне 8,1 м они близки между собой. Характер радиальных перемещений и деформаций по периметру силоса объясняется в основном неравномерным распределением горизонталь

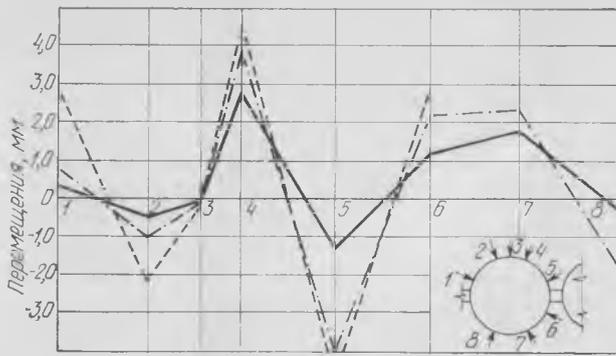


Рис. 2. Радиальные перемещения на уровне 8,1 м
 — 1-я загрузка; - - - 2-я загрузка; - · - · 3-я загрузка; 1...8 — №№ приборов

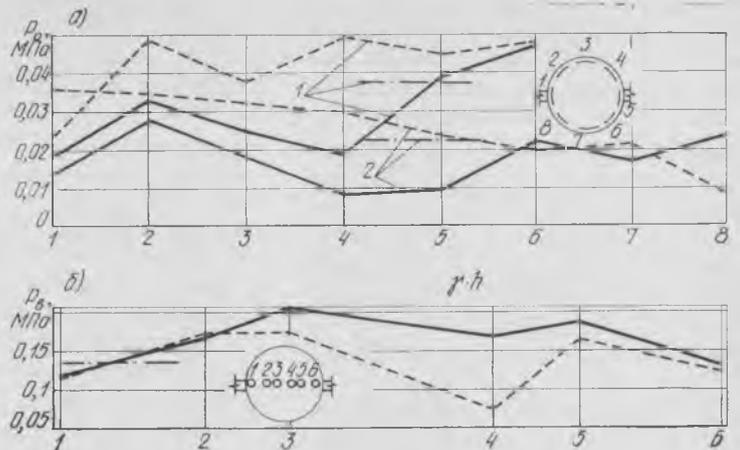


Рис. 3. Давление зерна в силосе
 а — горизонтальное на уровне 15,3 [1] и 22,5 м [2]; б — вертикальное на днище
 — загрузка; - - - проточный режим; - · - · p_0 и $p_{в}^H$
 1...6, 8 — №№ приборов

ного давления, а также отклонением фактической формы поперечного сечения силоса от круга. При разгрузке и проточных режимах радиальные перемещения и деформации изменялись. При первых проточных режимах с выпуском зерна через разгрузочную трубу деформации всех стыковых соединений, как правило, увеличивались в среднем на 20—30%. В дальнейшем деформации практически стабилизируются. Во время внецентренного выпуска зерна через крайние отверстия в днище силоса наиболее заметно изменялись деформации со стороны разгрузки. Максимальные относительные деформации анкерных стержней закладных деталей не превосходили $30 \cdot 10^{-5}$. В процессе движения зерна с увеличением горизонтальных деформаций вертикальные уменьшаются. Горизонтальные относительные деформации бетона, измеряемые с внутренней и наружной стороны силоса, не превосходили $(30-40) \cdot 10^{-5}$. Опытные относительные деформации бетона и анкеров закладных деталей не превышали теоретических, определенных по СНиП II-21-75 при образовании трещин с учетом обжатия бетона.

При измерении горизонтального давления особое внимание уделялось его распределению по периметру силоса. После загрузки давление даже по соседним месдозам, расположенным на расстоянии 6—7 м, может отличаться более чем

в 2 раза. Примерно это же соотношение сохранялось при выгрузке зерна, когда горизонтальное давление увеличивалось. При проточном режиме с внецентренной выгрузкой наблюдали наибольшее изменение горизонтального давления. Как и в силосах меньших размеров, давление изменяется не монотонно, а периодически уменьшаясь и увеличиваясь.

На уровне 15,3 м максимальное давление составило $0,5 \text{ кгс/см}^2$, что выше p_0 в 1,33 раза, а минимальное — $0,25 \text{ кгс/см}^2$ — ниже в 1,65 раза. В верхней зоне силоса на уровне 22,5 м разница между давлением при загрузке и во время проточного режима выше при меньшем давлении (рис. 3,а). Вертикальное давление зерна на днище в полностью загруженном силосе у стен меньше, чем в центральной части, где оно в некоторых случаях приближается к значению, определенному по зависимости $p_{в}^H = \gamma h$, где h — высота силоса (рис. 3,б).

При разгрузке и проточных режимах изменяется вертикальное давление зерна в зоне выпуска. Так, при внецентренной разгрузке через ближнюю к стене воронку давление на днище в этой зоне уменьшается в несколько раз, а в центре

силоса остается неизменным. Аналогичная картина наблюдалась при выпуске зерна через центральную разгрузочную трубу: давление у стен не менялось, а в зоне выпуска — уменьшилось. Максимальное давление на днище было при загрузке силоса.

Выводы

Испытания подтвердили достаточную трещиностойкость стен силосов диаметром 18 м из преднапряженных элементов. При эксплуатационных режимах горизонтальное давление зерна по периметру силоса распределяется неравномерно, особенно при проточных режимах с внецентренным выпуском зерна.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Карев В. И., Скориков Б. А. Новые конструктивные решения стен сборных силосных корпусов. — Бетон и железобетон, 1980, № 6.
2. Скориков Б. А., Иссерс Ф. А., Негодайлов Н. И. Силосы большей емкости из преднапряженных криволинейных элементов. — Бетон и железобетон, 1978, № 3.
3. Иссерс Ф. А., Гейлер Е. С. Стыковые сопряжения сборных конструкций с передачей растягиваемого усилия через закладные детали. — В кн.: Предварительнонапряженные конструкции зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1981.

УДК 624.75.234/24

Л. В. РУФ, канд. техн. наук (НИИЖБ); Т. В. ЧИКВАИДЗЕ (Минсельхоз ГССР); Т. Г. ТОТИБАДЗЕ (Марнеульский з-д ЖБИ)

Эффективные стойки для виноградников

Шпалерный способ выращивания винограда является наиболее целесообразным для большинства районов виноградарства в нашей стране. Этот способ требует установки большого количества (500—700 шт/га) стоек-опор для поддержания шпалерной проволоки, на которой формируется виноградный куст.

Только три основных производителя

винограда — министерства сельского хозяйства СССР, пищевой промышленности СССР и плодоовощного хозяйства СССР — ежегодно изготавливают около 100 млн. стоек для виноградных шпалер, а к концу одиннадцатой пятилетки их производство увеличится на 8—12%.

Министерство сельского хозяйства СССР утвердило в 1973 г. разработанные

НИИЖБ унифицированные конструкции железобетонных стоек. Число их типоразмеров было сокращено до трех вместо 32, применявшихся различными районами и ведомствами.

НИИЖБ провел также работу по определению расчетных нагрузок и по выявлению наиболее универсальных длин стоек (2,4 и 2,8 м) совместно с веду-

щими научно-исследовательскими виноградарскими и производственными организациями (ВНИИВиВ «Магарач», Всероссийский НИИВиВ, Марнеульский и Старокрымский заводы ЖБИ и др.).

Наряду с обычными железобетонными были предложены и преднапряженные стойки. В железобетонных стойках была применена эффективная арматурная проволока класса Вр-I, что в сочетании с рациональным конструированием позволило в 2—3 раза сократить расход стали, на 20—40% уменьшить расход бетона.

В Грузинской ССР с участием Минсельхоза республики и НИИЖБ были разработаны «Технические условия на стойки железобетонные» (ТУ-78 ГССР 013-74). С участием НИИЖБ были разработаны и утверждены республиканские стандарты и технические условия в остальных виноградарских республиках — Азербайджанской, Украинской, Молдавской и Армянской ССР.

За истекшие годы предприятия названных республик освоили производство новых железобетонных стоек с ненапрягаемой арматурой и получили существенную экономию стали и бетона.

Разработка преднапряженных стоек с использованием высокопрочной арматурной проволоки класса Вр-II позволяет еще в 4 раза сократить расход стали и существенно увеличить их долговечность (ориентировочно до 30 лет вместо 5 по существующим нормативам).

В настоящее время во всех республиках, кроме Грузинской и Узбекской, изготавливают стойки только с ненапрягаемой арматурой, так как для изготовления преднапряженных стоек нужна специализированная технологическая линия.

Наиболее целесообразным является повсеместный переход на выпуск преднапряженных стоек.

НИИЖБ изготовил и совместно с ВНИИВиВ «Магарач» установил в 1961 г. на виноградниках Крыма партию преднапряженных стоек, которые до сего времени находятся в отличном состоянии. Повышение их долговечности достигнуто за счет высокой трещиностойкости, благодаря чему на всех стадиях изготовления, транспортирования и эксплуатации в стойках не образуются трещины и, несмотря на повышенную агрессивность окружающей среды (удобрения, ядохимикаты, попеременное увлажнение и замораживание), стальная арматура оказывается надежно защищенной.

Учитывая полученные результаты и большой экономический эффект при переходе на преднапряженные стойки

(только стали по стране будет ежегодно сэкономлено более 100 тыс. т, бетона — 320 тыс. м³, в 6 раз увеличится долговечность стоек), НИИЖБ разработал ГОСТ 25598—83 «Стойки железобетонные предварительно напряженные для шпалер виноградаров. Технические условия». Стандарт утвержден и будет введен в действие с 1 января 1984 г.

Гипростроммаш Минстройдормаша разработал технологическую линию по производству преднапряженных стоек, в настоящее время монтируется оборудование головного образца линии на Дольском заводе ЖБИ (АзССР).

Первая специализированная технологическая линия по производству преднапряженных железобетонных стоек была разработана и смонтирована по инициативе Госстроя СССР и Минсельхоза Грузинской ССР на Марнеульском заводе ЖБИ в 1978 г. На протяжении нескольких лет эксплуатации выявились некоторые дефекты — недостаточные жесткость форм и точность натяжения арматуры, низкая прочность бетона и др., которые были вскрыты и устранены в результате совместных усилий работников завода и НИИЖБ.

Было изготовлено новое оборудование, смонтирована механизированная полуконвейерная линия, применительно к ее особенностям скорректирована конструкция стойки. Выпущена первая промышленная партия стоек, качество которых удовлетворяет требованиям действующего РСТ ГССР 354-81.

Учитывая особенности работы преднапряженных конструкций сравнительно малого сечения, НИИЖБ совместно с Марнеульским заводом ЖБИ проводит серию исследований, направленных на дальнейшее совершенствование конструкции преднапряженных стоек, улучшение их технологии с использованием наиболее современных и перспективных приемов.

Разработанная Индустройпроектом линия по производству преднапряженных стоек введена в эксплуатацию с 1980 г. на Эйвалеском заводе железобетонных шпал (УзССР) Главжелезобетона Минстройматериалов СССР. Применительно к условиям производства данного завода НИИЖБ разработал преднапряженную стойку, отличающуюся размерами от предусмотренных в ГОСТе.

Наряду с решенными проблемами — разработкой конструкции и технологии, выпуском ГОСТа сегодня существует еще ряд вопросов, без решения которых будет затруднен полный переход на изготовление преднапряженных стоек.

Прежде всего это вопрос выбора единицы измерения стоек при планировании.

До сих пор основной традиционной единицей измерения выпуска железобе-

тона в СССР является 1 м³. Аналогично заводам ЖБИ планируется выпуск стоек. Минимальная себестоимость продукции будет получена при максимальном объеме одного изделия, поэтому заводы не заинтересованы в уменьшении массы стоек. В то же время для народного хозяйства, для нужд виноградарей нужны легкие экономичные стойки.

Можно полагать, что решение вопроса будет найдено, если производство стоек планировать одновременно в штуках и в кубометрах, но второй показатель должен быть факультативным для заводов ЖБИ, а для организации планирующих и статистических сохранить его необходимо.

Не менее важным является дальнейшее совершенствование технологического процесса изготовления преднапряженных стоек. Принятая Гипростроммашем агрегатно-поточная технология недостаточно полно соответствует характеру изделий. Более эффективной для таких массовых и малогабаритных элементов была бы конвейерная линия с высоким уровнем автоматизации.

Существенной проблемой для железобетонных стоек любой конструкции, и особенно преднапряженных, является способ крепления к ним шпалерной проволоки. Для этого либо устраивали в стойке сквозные отверстия, либо закладывали в ее тело специальные стальные крюки, либо привязывали шпалерную проволоку к стойкам вязальной проволокой.

Все перечисленные способы имеют недостатки. Устройство отверстий в бетоне при изготовлении стоек нетехнологично, а в процессе эксплуатации они являются очагом разрушения стоек (при заморзании в них воды). Закладка крюков и петель также нетехнологична, металлоемка и не удобна в эксплуатации. (Виноградариам в зависимости от сорта винограда и возраста куста нужно закреплять шпалерную проволоку на различных уровнях.) Привязка вязальной проволокой требует большого ее расхода, кроме того, при весенней подтяжке шпалерной проволоки происходит поломка стоек.

По-видимому, оптимальным решением было бы создание инвентарного передвижного по высоте хомута-крюка, изготовленного из металла.

Оперативное решение поднятых здесь вопросов позволит в сжатые сроки и повсеместно перейти на изготовление преднапряженных железобетонных стоек для виноградных шпалер. Это позволит полнее решить задачи, поставленные Продовольственной программой, даст народному хозяйству большой экономический эффект.

УДК 691.327:691.175

В. В. ПАТУРОЕВ, д-р техн. наук, проф.; О. М. СЫСОЕВ, Г. К. СОЛОВЬЕВ, кандидаты техн. наук; И. Б. УВАРОВА, В. Г. СВИРИДОВ, инженеры (НИИЖБ)

Тяжелые полимербетоны на основе метилметакрилата

В настоящее время в разных отраслях промышленности все ошутимей сказывается отсутствие бетонов, сочетающих в себе химическую стойкость с прочностью и долговечностью. Перспективными для этой цели могут быть химически стойкие полимербетоны на основе метилметакрилата (ММА), обладающие, как показали ранее проведенные исследования*, высокой прочностью, химической стойкостью и технологичностью (способностью твердеть при нормальной температуре без подогрева).

Целью данной работы являлись разработка оптимальных составов полимербетонов на основе ММА с перекисной системой отверждения, исследование технологических, физико-механических свойств, а также определение рациональных областей их применения.

Оптимальный состав полимербетона определяли методом математического планирования эксперимента. В качестве компонентов полимербетонной смеси были выбраны: связующее — метилметакрилат (ММА), инициатор полимеризации — перекись бензоила (ПБ), ускоритель — диметиланилин (ДМА), стабилизатор — полистирол (ПС), пленкообразующая поверхностно-активная добавка — низкомолекулярный парафин (НП), тонкомолотый наполнитель — кварцевая мука (Н), мелкий заполнитель — песок люберецкий крупностью до 2 мм (П), крупный заполнитель — щебень гранитный фракции 5—10 мм (Щ).

Оптимизацию состава полимербетона проводили по прочности на сжатие. В качестве переменных факторов принимали содержание связующего, ПБ, ДМА, тонкомолотого наполнителя и заполнителей.

Был реализован дробный факторный эксперимент типа 2^{5-2} , а затем методом перевала были получены отдельные оценки для всех линейных эффектов. Дальнейшую оптимизацию состава про-

водили методом «крутого восхождения» по поверхности отклика. В результате опытов этого этапа получен состав с прочностью на сжатие 107,4 МПа, которая выше, чем на среднем этапе эксперимента (90,4 МПа). Оптимальная прочность полимербетона получена при расходе связующего 9%, ПБ — 0,08%, ДМА — 0,3%.

В отличие от цементных бетонов и полимербетонов на термореактивных смолах скорость твердения разработанного полимербетона значительно выше, и прочность, близкую к предельной, можно достигнуть в течение нескольких дней. В результате математической обработки результатов получена формула, связывающая рост прочности полимербетона ММА на сжатие с временем твердения:

$$R_T = R_0 \left(1 + 0,18 \frac{\lg T}{\lg 30} \right),$$

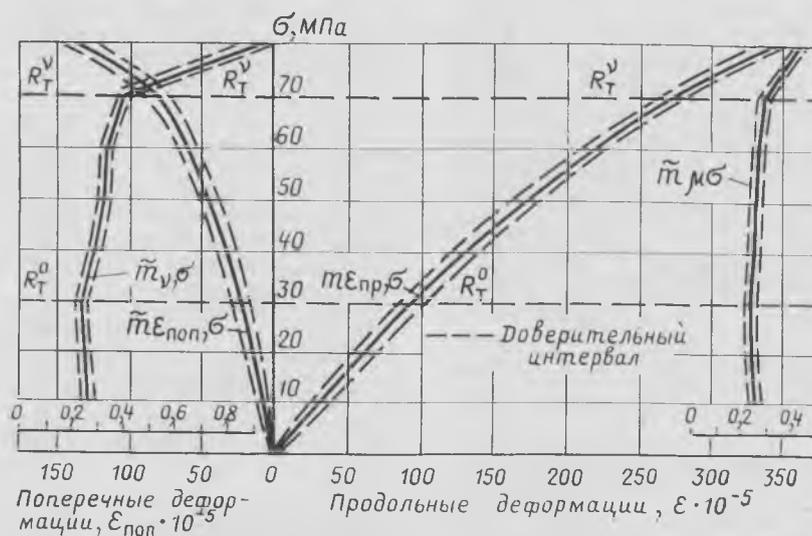
где R_0 — прочность полимербетона при сжатии в суточном возрасте; R_T — то же, в момент времени T ; T — возраст полимербетона.

В первые сутки естественного твердения бетон ММА набирает до 85% ме-

сячной прочности, что составляет 102 МПа. В дальнейшем рост прочности резко замедляется и достигает в возрасте 30 сут 120 МПа.

На рисунке представлены графики функций $\sigma-\varepsilon$, $\sigma-\mu$ и $\sigma-V$ для тяжелых полимербетонов ММА. Поведение этих функций можно проследить по их числовым характеристикам, полученным обработкой экспериментальных данных. Установить уровень напряжений, при которых фиксируется начало нелинейных процессов, можно только при совместном анализе всех четырех графиков. Результаты исследования показали, что зависимость $\sigma-\varepsilon$ развивается линейно для полимербетона оптимального состава до уровня напряжения $0,3 R_{пр}$. Верхняя граница микротрещинообразования $R_T^0 / R_{пр}$ полимербетонов на основе ММА соответствует границам, установленным для полимербетонов ФАМ, ПН и высокопрочных цементных бетонов. Нижняя граница микротрещинообразования соответствует цементному бетону и несколько ниже, чем у полимербетонов ФАМ и ПН.

Коррозионную стойкость полимербетона оценивали изменением предела прочности при сжатии образцов-кубов с размером ребра 5 см после выдержки их в воде и агрессивных средах через 15, 30, 60, 150, 270, 360 сут. Наибольшую стойкость испытываемые бетоны обнаружили в соляной кислоте, за 540 сут выдерживания коэффициент стойкости составлял 0,90. Минимальный, но достаточно высокий коэффициент стойкости имели полимербетоны и в едком натре (0,77). Это свидетельствует о том, что полимербетоны на основе ММА можно отнести к категории химически стойких к большинству агрессивных жидкостей.



* Уварова И. Б., Свиридов В. Г., Харатишвили Г. И. Химически стойкие полимербетоны на основе метилметакрилата. — Противоударные работы в строительстве, 1981, № 5.

Графики деформативных характеристик полимербетонов на основе ММА

В таблице приведена сравнительная оценка основных технологических и физико-механических свойств предлагаемых и известных полимербетонов. Данные таблицы показывают, что рекомендуемые составы по основным физико-механическим свойствам, за исключением деформативных характеристик, не уступают широко применяемым в строительстве полимербетонам ПН и ФАМ.

Показатель	Полимербетоны на связующих		
	фурфу-рольные	полиэфир-ных	метилме-такрилате
Жизнеспособность, мин	40	40	125
Удобоукладываемость, см	5	5	8
Предел прочности, МПа, при:			
сжатии	100	125	107
растяжении	7,5	14	20,6
изгибе	16	40	35,8
Призмная прочность, МПа	85	110	90
Модуль упругости при сжатии, МПа	30,0·10 ³	30,0·10 ³	27,6·10 ³
Нижний предел трещинообразования	0,55	0,50	0,37
$R_t/R_{пр}$			
Коэффициент Пуассона	0,21	0,22	0,23
Прочность сцепления с арматурой, МПа	80	110	115
Коэффициент химической стойкости в средах:			
воде	0,70	0,60	1,30
10% HCl	0,75	0,75	0,91
10% H ₂ SO ₄	0,80	0,73	0,85
10% HNO ₃	0,46	0,60	0,86
10% CH ₃ COOH	—	—	0,85
10% NaOH	0,75	0,30	0,78

Разработанные полимербетоны можно рекомендовать для изготовления химически стойких изделий и конструкций на предприятиях с наличием агрессивных воздействий, при которых обычные бетоны быстро разрушаются. Полимербетоны на основе ММА можно использовать при изготовлении несущих химически стойких конструкций с постоянно действующей нагрузкой, не превышающей 35 МПа, химически стойких и декоративных однослойных плит, декоративных и химически стойких двухслойных плит с основанием из цементного бетона.

Опытное внедрение разработанного материала проводили в цехе приема и переработки винограда на заводе Миццзани № 1 Гурджаанского района ГССР при покрытии пола и отделке стен. В 1981 г. на этом заводе были изготовлены и уложены химически стойкие плиты и декоративно-отделочные плиты стен.

В настоящее время разрабатывается типовой проект цеха крупносерийного производства химически стойких и декоративно-отделочных конструкций и плит из разработанного материала.

УДК 691.327:666.973.8

И. Ф. МАРКАН, Н. И. ГУСАК, М. В. ЗАВОЛОКА, инженеры (Одесский инженерно-строительный ин-т); А. А. МИЛЬТО, канд. техн. наук

Пенобетон на основе жидкого стекла

Улучшение плотности, прочности, огнестойкости и других показателей теплоизоляционных материалов позволяет существенно снизить затраты на их изготовление, сэкономить топливо при эксплуатации зданий, что имеет важное значение для народного хозяйства страны.

В Одесском инженерно-строительном институте проведены исследования теплозвукоизоляционного материала на основе растворимых щелочных силикатов, в которых основное внимание уделялось структуре и свойствам пены¹.

В поисках пенообразователя исследовали низко- и высокомолекулярные поверхностно-активные вещества — мыла, соли сульфокислот, белки, сапонины, спирты и др. Наилучшие результаты показал водный раствор хозяйственного мыла (ненасыщенная жирная кислота). Кратность вспенивания — более 25, равномерное перемешивание в жидкостекольной композиции, увеличение растворимости кремнефтористого натрия, простота технологии, возможность длительного хранения, утилизация отходов мыльного производства, гигиеничность — таковы свойства, которые определили эффективность этого пенообразователя. Высокая стойкость пены во времени обеспечивается при контактировании с жидким стеклом, которое играет роль стабилизатора.

Возможность изменения структуры пор — важный фактор в производстве пористых материалов [1]. В пенобетоне на основе жидкого стекла это происходит при изменении концентрации мыльного раствора. С ее увеличением уменьшаются размер пор, которые зависят от размеров пузырьков пены, последние после перемешивания с жидкостекольной композицией не претерпевают сильных изменений.

Для изготовления пенобетона использовалось натриевое жидкое стекло плотностью 1,3—1,45 г/см³, модулем 2,45, а в качестве отвердителя — кремнефтористый натрий в виде технического порошка, соответствующего требованиям ГОСТ 87—66; заполнителем служили молотый песок удельной поверхностью 4500 см²/г и аморфные формы кремнезема (табл. 1).

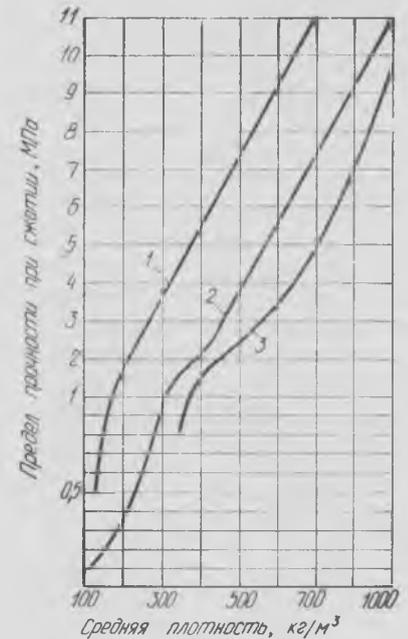
Как видно из табл. 1 при разной концентрации мыльного раствора меняются физико-механические свойства пенобетона. Оптимальная концентрация пенообразователя для состава, указанного в таблице, находится в пределах 30—50 г/л.

¹ А. с. № 863548. Сырьевая смесь для изготовления пеносиликатных изделий. И. Ф. Маркан, В. П. Кириллишин, С. И. Сланевский. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981, № 34.

Таблица 1

Составляющие пенобетона, расход на 1 л смеси	Концентрация мыльного раствора, г/л	Плотность, кг/м ³	Прочность при сжатии, МПа
Натриевое жидкое стекло, плотностью 1,34 г/см ³ , 250 см ³ Кремнефтористый натрий, 50 г Молотый песок, 150 г	10	431	1,34
	20	380	1,25
	30	300	1,00
	40	310	1,10
	50	306	0,95
	60	308	0,90
	70	301	0,74
	80	304	0,80
	90	308	0,60
	100	300	0,55

На рисунке представлена зависимость прочности пенобетона на жидком стекле, автоклавного ячеистого бетона и пеностекла от плотности материала. Характеристики автоклавного ячеистого бетона соответствуют ГОСТ 11118—73 «Панели из автоклавных ячеистых бетонов для наружных стен зданий». Как видно из графика, прочность пенобетона превышает аналогичный показатель автоклавного бетона.



Зависимость прочности при сжатии пенобетона на основе жидкого стекла от средней плотности

1 — пенобетон; 2 — пенобетон на основе жидкого стекла; 3 — автоклавный ячеистый бетон по ГОСТ 11118—73 *

Зависимость предела прочности пено-стекла от средней плотности ρ_m определяли по формуле [2]

$$R_{сж} = 0,2 \rho_m - 20.$$

Из рисунка видно, что предел прочности на сжатие пенобетона на основе жидкого стекла ниже прочности пено-стекла и разница увеличивается с уменьшением средней плотности. Обращает на себя внимание идентичность кривых 1 и 2, начиная от средней плотности пенобетона $\rho_m = 250 \text{ кг/м}^3$.

Исследована теплопроводность пенобетона на жидком стекле (табл. 2). Коэффициент теплопроводности определяли усовершенствованным методом постоянного источника тепла А. М. Бутова.

Приведенные в табл. 2 данные показывают, что теплопроводность пенобетона зависит не только от средней плотности, но и от строения веществ, входящих в его состав. При средней плотности $\rho_m = 200 \text{ кг/м}^3$ коэффициент теплопроводности на аморфных формах кремнезема (тонкодисперсное стекло, минеральная вата) ниже, чем на кристаллических (молотый кварцевый песок) и составляет соответственно 0,066 и 0,071 Вт/(м \times °С).

Термическую стойкость пенобетона на основе жидкого стекла проверяли на образцах-кубах с ребром размером 7,07 см. Образцы прогревали при 720°С

Т а б л и ц а 2

№ состава	Средняя плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м \cdot °С)		$\Delta\lambda$, %
		пенобетон	пено-стекло по СНиП	
1	100	0,051	—	—
2	150	0,062	—	—
3	200	0,073	0,0697	+4,7
4	250	0,081	0,081	± 0
5	300	0,093	0,093	± 0
6	350	0,109	0,102	+6,9
7	400	0,13	0,116	+12
8	204	0,066	0,0697	-5,3
9	240	0,07	0,079	-11,4
10	260	0,072	0,0837	-13,9

Примечание. Составы № 1—7 — пенобетон на основе жидкого стекла, наполнитель — кристаллическое SiO₂; составы № 8—10 — то же, наполнитель — аморфное SiO₂.

в течение 45 мин, затем извлекали из печи, охлаждали до 30—40°С в потоке воздуха температурой 0°С и снова помещали в нагретую печь. До разрушения образцы выдерживают 12 циклов смены температуры. Предельная температура начала деформации образцов-цилиндров диаметром 36 и высотой 50 мм под нагрузкой 0,5 кгс/см² составляет 760°С. Таким образом, предлагаемый материал может быть использован при температуре до 800°С.

Получение пенобетона заключается в

перемешивании жидкого стекла, отвердителя и заполнителя с отдельно приготовленной пеной. Твердеет он в естественных условиях при температуре более 5°С, при низкотемпературной сушке 60—80°С в течение 10 ч, а также в автоклаве. Технология производства изделий на основе пенобетона осуществляется заливкой его в формы аналогично пеносиликату, пеногипсу и др.

Испытания образцов проводили на кубах со стороной ребра 10 см в соответствии с ГОСТ 12852—67 «Бетон ячеистый. Методы испытаний».

Опытно-производственная проверка на Кураховском КПП Минэнерго СССР подтвердила возможность промышленного выпуска и применения предлагаемого материала на существующем оборудовании в виде сборных элементов заводского изготовления и в монолитных конструкциях.

Пенобетон на основе жидкого стекла является эффективным теплозвукоизоляционным материалом, его можно с успехом использовать вместо пеностекла там, где не нужны высокие прочности в пределах средней плотности 150—700 кг/м³.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горлов Ю. П., Меркин А. П., Устанко А. А. Технология теплоизоляционных материалов. М., Стройиздат, 1980.
2. Шилл Ф. Пеностекло. Пер. с чешского. М., Стройиздат, 1965.

УДК 666.9.015.462

Г. Н. ПИМЕНОВ, Ф. А. КУХАРЕНОК (Магаданский отдел Забайкальского Промстройинипроекта)

Усадка бетона на гранулированном пеностекле

В Забайкальском Промстройинипроекте исследовали деформации усадки бетона на новом эффективном искусственном пористом заполнителе — гранулированном пеностекле (ТУ 479 127-80). Расход составляющих на 1 м³ бетона марки М100 следующий: цемента — 270 кг; дробленого стеклопеска — 0,49 м³; гранулированного пеностекла фракции 5—10 мм — 0,354 м³, фракции 10—20 мм — 0,6 м³; воды — 245 л.

Бетон приготавливали на портландцементе Спасского завода активностью 440 кгс/см². Насыпная объемная масса крупного заполнителя (содержание стеклофазы в заполнителе — 98% по массе) составляла 370 кг/м³, а прочность при сдавливании в цилиндре 14—16 кгс/см². Водопоглощение заполнителя составляло 8%. Мелким заполнителем служил стеклопесок, полученный дроблением крупного заполнителя. Стеклопесок имел объемную массу 610 кг/м³ при $M_{кр} = 2,1$. Содержание в стеклопеске частиц размером менее 0,14 мм не превышало 25%. Жесткость бетонной смеси 45—60 с. При формировании образцов применяли пригруз из расчета 50 г/см² поверхности.

Были заформованы четыре серии призм размером 100 \times 100 \times 400 мм по три образца в каждой: серия 1 — без изоляции, модуль поверхности $m = 4,50$; серия 2 — без изоляции, пропаренные, $m = 4,50$; серия 3 — изолированные с боковой поверхности, $m = 0,45$; серия 4 — изолированные с боковой поверхности, $m = 0,30$. После формирования образцы серий 1, 3 и 4 хранили в течение 2 сут в формах, в стандартных условиях. Образцы серии 2 пропаривали по режиму 3+3+5+3 ч при температуре изотермического прогресса 90°С.

Образцы к испытаниям подготавлива-

ли в соответствии с рекомендациями МР-1-75. Для определения линейных деформаций призм в их торцах устанавливали (по оси) реперы, для крепления которых в образцы при формировании закладывали отрезки арматуры периодического профиля длиной 30 мм. Внутри закладной детали для крепления репера была нарезана резьба. В торцовые отверстия закладных деталей устанавливали предохранительные пробки, предотвращающие затекание раствора. Реперы закрепляли сразу после освобождения призм из форм.

Деформации измеряли с помощью индикаторной стойки с измерителем часового типа ИЧ-0-10, цена деления которого 0,01 мм. За базу измерений деформаций усадки приняты расстояния между внутренними концами закладных деталей реперов.

В период испытания образцы храни-

В. Т. ДЬЯЧЕНКО, инж. (НИИЖБ)

Оценка точности натяжения арматуры в преднапряженных конструкциях

Величина и точность обеспечения предварительного напряжения в арматуре в значительной мере определяют основные показатели качества преднапряженных железобетонных конструкций — их трещиностойкость, жесткость, прочность. Заданное напряжение может быть обеспечено при наличии надежных методов и средств контроля силы натяжения или напряжения в арматуре.

В развитие [1] и в соответствии с [2, 3] НИИЖБ разработана классификация методов контроля силы натяжения арматуры, которая включает контроль при технологической подготовке натяжения арматуры, а также при серийном изготовлении железобетонных конструкций.

Активный контроль, при котором можно оказать влияние на обеспечение заданной силы натяжения, осуществляется до натяжения арматуры электротермическим способом и в процессе ее натяжения гидродомкратами. Пассивный контроль осуществляется после передачи напряжения на упоры форм, когда арматура уже натянута и ее напряжение не изменяется.

Как известно, при электротермическом способе натяжения активный контроль предусматривает обеспечение заданного удлинения арматуры. В упругой стадии напряжение σ_0 прямо пропорционально удлинению Δl , модулю упругости E и обратно пропорционально начальной длине l_3 (расстоянию между временными концевыми анкерами):

$$\sigma_0 = \frac{\Delta l}{l_3} E = \frac{l_y - l_3}{l_3} E, \quad (1)$$

где l_y — расстояние между упорами формы.

Важными показателями при оценке точности напряжений в арматуре являются цена деления, т. е. цена 1 мм удлинения арматуры, и отношение цены деления к допустимым отклонениям напряжений, предусмотренным нормативной или проектной документацией. Для арматуры длиной 6 м класса А-IV это соотношение составляет 33—40%, для той же длины класса Ат-V —

32—37%, т. е. на все виды потерь и погрешностей предусмотрены отклонения на 2,5—3 мм по удлинению арматуры.

Активный контроль силы при натяжении арматуры гидродомкратами осуществляется по показанию манометра с учетом его градуировочной характеристики, которая, как правило, определена вне стенда для натяжения и не учитывает сопровождающиеся при этом потери [4].

Из рис. 1 видно, что цена удлинения 1 мм арматуры длиной 12 и 24 м, натягиваемой гидродомкратами, составляет: для классов А-IIIв — 88 и 43%, А-IV — 53 и 24%, А-V и Ат-V — 39 и 20%, Вр-II — 23% и 10, К-7 — 20 и 8% допустимых отклонений напряжений. Контроль по удлинению также связан с эксплуатационными осложнениями: нет четкого начала отсчета, неизбежен паралакс и др. Вследствие низкой точности ГОСТ 22362—77 устанавливает в качестве вспомогательного метода контроль силы по удлинению арматуры, натягиваемой гидродомкратами.

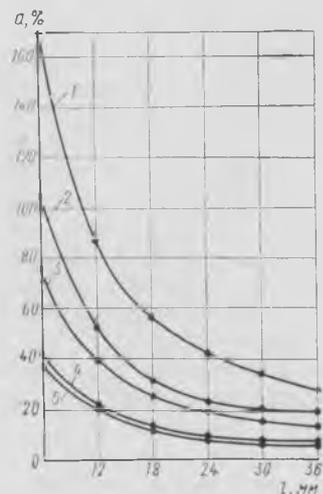
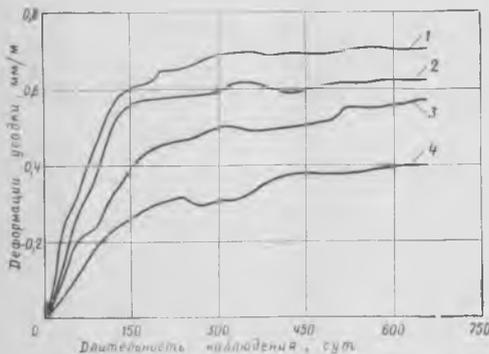


Рис. 1. Сопоставление цены 1 мм удлинения арматуры различных классов и длин, натягиваемой гидродомкратами, с допустимыми отклонениями напряжений
1 — А-IIIв; 2 — А-IV; 3 — А-V; 4 — Ат-V; 5 — Вр-II; К-7

ли в герметичной камере с температурой воздуха 16—20°C, влажностью 55—60%. Контрольные замеры деформаций образцов, температуры и влажности в рабочей камере в течение первого месяца производили ежедневно, в дальнейшем — в течение первого года наблюдений — раз в неделю, затем — раз в две недели.

Результаты испытаний приведены на рисунке. Стабилизация деформаций усадочных образцов серии 1 наступила в возрасте бетона 250—300 сут при деформации 0,65—0,68 мм/м. Максимальные деформации усадки для бетона на гранулированном пеностекле такого состава равны 0,70—0,71 мм/м. Несколько меньше (на 10—12%) предельные деформации усадки у образцов серии 2, хотя время, прошедшее до стабилизации, одинаковое. Причины этого — ранний набор прочности бетоном после тепловлажностной обработки. Деформации усадки образцов бетона серий 3 и 4 в возрасте 670 сут составили соответственно 80 и 57% предельной величины. Влажностный режим образцов бетона и зависимость деформаций усадки от него обусловлены в данном случае влиянием масштабного фактора.



Усадочные деформации бетона на гранулированном пеностекле

1, 2, 3, 4 — серии образцов

Исследования показали, что бетон на гранулированном пеностекле характеризуется быстрым ростом деформаций усадки в первые 100—150 сут. Стабилизация деформаций усадки неизолированных образцов бетона с модулем поверхности $m = 4,50$ наступает в возрасте 250—300 сут. Скорость процесса десорбции влаги, а также скорость деформаций усадки бетона на гранулированном пеностекле аналогичны этим же величинам в керамзитобетоне таких же марок по объемной массе и прочности*.

* Кудрявцев А. А. Ползучесть и усадка керамзитобетона низких марок. — В кн.: Технология легких бетонов на пористых заполнителях и их применение в строительстве М., Стройиздат, 1966.

По показаниям выверенных приборов на ряде заводов определены напряжения в арматуре различных классов, диаметров и длин, натянутой электротермическим способом и гидродомкратами, для плит многопустотного настила (4348 шт.), плит покрытий промышленных зданий (452 шт.), дорожных плит (1236 шт.), свай (1375 шт.), ригелей (74 шт.), балок (154 шт.), ферм (535 шт.) [5].

Статистическая обработка полученной информации позволила установить, что закон распределения напряжений в арматуре для каждого вида конструкций соответствует нормальному или приближается к нему, а также определить основные статистические характеристики — среднюю арифметическую \bar{X} , стандарт s , коэффициент вариации v , коэффициент надежности $\frac{A}{m_A}$, $\frac{E}{m_E}$, t_s , t_p .

Оценка точности напряжений в арматуре при серийном изготовлении железобетонных конструкций осуществлена по значению коэффициента обеспеченности заданных напряжений α , который, определяя, в какой мере количество полученной информации, где напряжение в арматуре равно значениям, предусмотренным проектом $\frac{R_{\sigma_0 + \Delta\sigma}}{R_{\sigma_0 - \Delta\sigma}}$, соответствует общему количеству информации n :

$$\alpha = \frac{R_{\sigma_0 + \Delta\sigma}}{R_{\sigma_0 - \Delta\sigma}} \quad (2)$$

Установлено, что основными причинами существенных вариаций напряжений при электротермическом методе натяжения арматуры являются отклонения от заданных расстояний между упорами форм, между временными концевыми анкерами, дефекты временных концевых анкеров и технологии их установки (рис. 2), деформация упоров, форм и др., а при натяжении арматуры гидродомкратами — перекосы гидродомкратов, тяг, разные длины отдельных арматурных элементов в натягиваемой группе, проскальзывание арматуры в анкерах и др.

Таким образом, эффективный контроль позволил своевременно обнаружить дефекты технологии, оборудования, принять меры по их оперативной ликвидации, а также оценить величину напряжений в арматуре при серийном изготовлении преднапряженных железобетонных конструкций.

В НИИЖБ предложено ввести технологическую подготовку натяжения при освоении новых конструкций, технологии, оборудования, новых видов арматуры. Она сводится к коррекции опера-

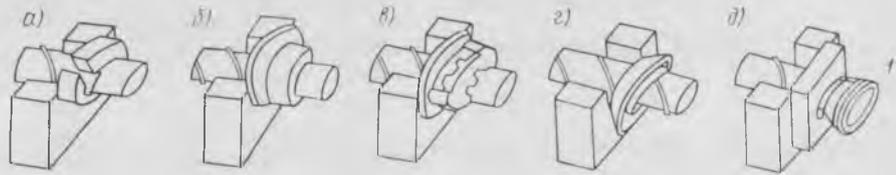


Рис. 2. Дефекты анкеров

а — шайба холодного обжатия разорвалась вследствие несоответствия ее внутреннего диаметра диаметру натягиваемой арматуры; б — большая ширина канала упора при малом внешнем диаметре опорной шайбы (шайба «утопает»); в — вследствие выстулов на поверхности нет плотного прилегания шайб к упору; г — вследствие заниженной прочности опорной шайбы она деформируется и «утопает» в канал упора; д — скошенное прилегание головки горячей высадки к опорной шайбе вследствие невертикальной (неровной) внутренней поверхности; е — головка горячей высадки

ций, обеспечивающих соответствие фактических значений параметров (удлинения, напряжения и др.) значениям, предусмотренным проектной и технологической документацией на всех этапах заводских переделов — от поступления арматуры на заводы ЖБК (контроль в состоянии поставки) до завершения ее натяжения (контроль силы натяжения арматуры).

С учетом полученных коэффициентов надежности установлен объем контроля, который при налаженном серийном изготовлении железобетонных конструкций более 100 шт. в месяц должен составить 3—4%, а при выпуске 30—100 шт. — до 8% выпускаемой продукции.

Исследования НИИЖБ показали, что контролируется сила натяжения проволоной, стержневой и канатной арматуры различных классов, диаметром 3—40 мм, длиной 3—100 м, а также без определенной длины (поскольку к натянутой арматуре прикасаются другие предметы). Арматура может быть натянута механическим, электротермическим и электротермомеханическим способами по различным схемам армирования. Но во многих случаях доступ к ней для осуществления контроля натяжения затруднен.

Максимальное значение контролируемой силы составляет 9—500 кН. Часто одним и тем же прибором приходится контролировать различные диапазоны усилий при разнородных параметрах арматуры и при сложном доступе к ней. Такой контроль может быть осуществлен лишь широкодиапазонным высокочувствительным прибором с собственной базой, погрешность которого не превышает $\pm 4\%$ максимальной контролируемой силы.

По единым критериям для оценки было испытано более 50 типов приборов, три из них рекомендованы для применения (см. таблицу).

Выводы

При освоении новых конструкций, технологии, оборудования, новых видов

Марка прибора	Тип прибора	Диаметр арматуры, мм	Длина арматуры, мм	
			мин	макс
АП-12 (ИПН-8) ПРДУ	Частотный (периодомер) Механический	5—22	3	18
		5	0,7	Без ограничения
ПИН	Электронно-механический	10—28	4	24
		3—20	0,7	Без ограничения

арматуры необходимо обеспечить технологическую подготовку натяжения с применением эффективного контроля.

Оценку точности напряжений при серийном изготовлении конструкций следует осуществлять с учетом коэффициента обеспеченности заданных напряжений в арматуре, который должен быть не ниже 0,95. Низкий коэффициент обеспеченности свидетельствует о дефектах технологии натяжения арматуры.

Контроль натяжения прибором без собственной базы (ПРДУ, АП-12) может быть осуществлен, если арматура не соприкасается с другими предметами и его установка доступна в центре между упорами формы. В других случаях необходим прибор с собственной базой (ПИН).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- ГОСТ 22362—77. Конструкции железобетонные. Методы измерения силы натяжения арматуры. М., Стройиздат, 1977.
- ГОСТ 16.001—76. Управление технологическими процессами. Основные положения М., Госстандарт, 1976.
- ГОСТ 16.305—74. Управление технологическими процессами. Контроль точности технологических процессов. Методы оценки точности в условиях серийного и массового производства. М., Госстандарт, 1974.
- Дьяченко В. Т. Методы и средства контроля силы натяжения арматуры. — В кн.: Неразрушающие методы контроля бетонных и железобетонных конструкций. ВДНХ, Центр. правление НТО Стройиндустрии. М., 1977.
- Дьяченко В. Т. Статистическая обработка информации о предварительном напряжении в арматуре. — В кн.: Производство арматуры и закладных деталей, защита их от коррозии. МДНТП, 1979.

Уточнение расчета электронагрева арматуры периодического профиля

При электронагреве арматурной стали влияние поверхностного эффекта проявляется уже при диаметрах 8—10 мм. Для его учета служит коэффициент поверхностного эффекта.

Для расчета коэффициента поверхностного эффекта используют формулу [1] (для всего сортамента фасонного металла, не имеющего отверстий, сообщающихся с окружающей средой узкими щелями) или формулы [2] (для круглых стержней). Однако эти выражения не обеспечивают точных результатов при расчете нагрева арматуры периодического профиля.

Различными исследованиями предложены способы учета влияния поверхностного эффекта на нагрев арматурной стали периодического профиля при помощи простых эмпирических формул [3], таблично в зависимости от диаметра [4] и температуры нагрева [5]. Все они дают приближенные результаты, поскольку не учитывают изменение его величины в процессе нагрева и в зависимости от скорости подъема температуры.

Для изучения характера изменения коэффициента поверхностного эффекта экспериментально определяли его фактические значения в стержнях класса А-III, марки 35ГС, диаметром 12, 20, 32 и 40 мм при различных усредненных скоростях подъема температуры. При этом было сделано допущение, что увеличение внутреннего индуктивного сопротивления и параметр χ с достаточной точностью можно определить по формуле [1]

$$\chi = \frac{S}{\Pi} \sqrt{\frac{\omega \mu_0 \mu_r}{2 \rho_t}} \quad (1)$$

где S — площадь поперечного сечения арматуры, м²; Π — периметр поперечного сечения арматуры (для арматуры периодического профиля берется по наибольшему диаметру выступов), м; ω — угловая частота тока, с⁻¹; μ_0 — магнитная проницаемость пустоты или магнитная постоянная, Г/м; μ_r — относительная магнитная проницаемость среды; ρ_t — удельное электрическое сопротивление арматурной стали, Ом·м.

Для арматурной стали периодического

профиля при частоте тока 50 Гц формула (1) запишется в виде

$$\chi = 3,51 \cdot 10^{-3} \frac{d^2}{D} \sqrt{\frac{\mu_r}{\rho_t}} \quad (2)$$

где D — наибольший диаметр выступов, м; d — средний диаметр арматуры, м.

Результаты исследований нанесены на графики (рис. 1) $K_{\Pi} = f(\chi)$, построенные по формулам [1, 2].

Из рис. 1 видно, что значения фактического коэффициента поверхностного эффекта только при 250—450°C наиболее близко совпадают со значениями, рассчитанными по формулам [1, 2].

Такое изменение K_{Π} объясняется сложной конфигурацией арматуры периодического профиля. В начале нагрева ток вытесняется на более узкие участки стержня (боковые продольные выступы и ребра), вследствие чего элементарные нити тока у поверхности длиннее, чем в центральной части. С ростом температуры повышается удельное сопротивление стали, что приводит

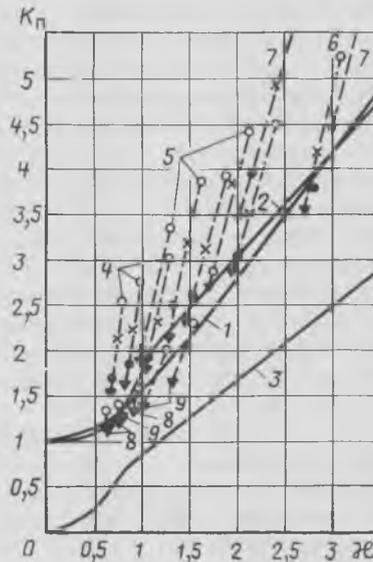


Рис. 1. Зависимость коэффициента поверхностного эффекта от параметра χ

1 — расчет по [1]; 2 — расчет по [2]; 3 — изменение внутреннего индуктивного сопротивления; 4 — значение K_{Π} для арматуры диаметром 12 мм; 5 — 20 мм; 6 — 32 мм; 7 — 40 мм; 8 — 12 мм, А-I (гладкая); 9 — труба диаметром 102 мм

к увеличению глубины проникания тока, а значит, к уменьшению поверхностного эффекта. При этом плотность тока по сечению становится более равномерной.

Для проверки правильности этих выкладок осуществлены дополнительные эксперименты на гладкой арматуре диаметром 12 мм и тонкостенных трубах диаметром 102 мм, с толщиной стенки 30 мм. Усредненные скорости нагрева соответствовали ранее принятым.

Величина коэффициента поверхностного эффекта для гладкой арматуры совпадает со значениями, рассчитанными по формулам [1, 2]. Для труб значения фактического K_{Π} почти полностью совпадают с рассчитанными по [1].

Исследования проводили на специальной установке, позволяющей с высокой точностью измерить величины первичных и вторичных токов, напряжений температурных деформаций стержня и температуру. По величине температурной деформации устанавливали фактическую температуру стержня.

Зависимость коэффициента поверхностного эффекта от температуры показана на рис. 2. Как видно из графиков, K_{Π} резко уменьшается при подъеме температуры примерно до 200—250°C, далее уменьшение его происходит незначительно.

На основании этих исследований получено выражение, позволяющее увеличить точность расчета коэффициента поверхностного эффекта при электронагреве арматурной стали периодического профиля:

$$K_{\Pi} = 1,2 \chi + A \quad (3)$$

где A — коэффициент зависящий от температуры:

$$A = 0,4536 + \frac{45,57}{t} - \frac{492,87}{t^2}$$

причем t — температура нагрева арматуры, °C.

Для ориентировочного расчета можно пользоваться зависимостями коэффициента поверхностного эффекта от диаметра нагреваемой арматуры для усредненных скоростей подъема температуры (рис. 3). Эти графики представляют собой прямые линии и описываются уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} K_{\Pi} &= 102,5 d + 1,025 \\ &\text{при } V_y = 0,5 \dots 1 \text{ } ^\circ\text{C/c;} \\ K_{\Pi} &= 74 d + 1,03 \\ &\text{при } V_y = 1 \dots 2 \text{ } ^\circ\text{C/c;} \\ K_{\Pi} &= 57,5 d + 1,025 \\ &\text{при } V_y = 2 \dots 4 \text{ } ^\circ\text{C/c;} \\ K_{\Pi} &= 24 d + 1,11 \\ &\text{при } V_y = 4 \dots 7 \text{ } ^\circ\text{C/c.} \end{aligned} \right\} (4)$$

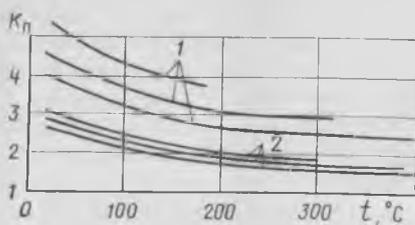


Рис. 2. Изменение коэффициента поверхностного эффекта в процессе нагрева для арматуры диаметром 32 мм (1) и 12 мм (2)

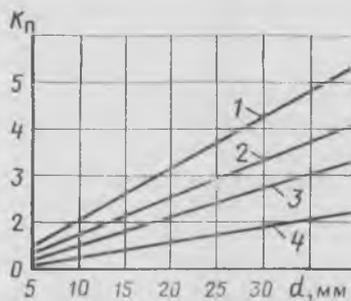


Рис. 3. Изменение средней величины коэффициента поверхностного эффекта в зависимости от диаметра арматуры
 1 — $V_y = 0,5 \dots 1^\circ\text{C}/\text{c}$; 2 — $V_y = 1 \dots 2^\circ\text{C}/\text{c}$; 3 — $V_y = 2 \dots 4^\circ\text{C}/\text{c}$; 4 — $V_y = 4 \dots 7^\circ\text{C}/\text{c}$

На рис. 4 приведена зависимость электрического сопротивления арматуры периодического профиля класса А-III, марки 35ГС от температуры, определенного экспериментально и рассчитанного с учетом формулы (3) для различных диаметров стержня и усредненных скоростей подъема температуры. Как видно из графиков, точность расчета не ниже 1—2%. При сравнении результатов исследований с известными данными установлено, что величины коэффициента поверхностного эффекта значительно отличаются.

Так, при нагреве арматурной стали диаметром 20 мм с усредненной ско-

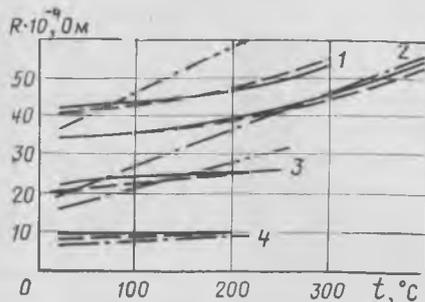


Рис. 4. Зависимость электрического сопротивления арматуры периодического профиля от температуры, определенного экспериментально (—); рассчитанного с учетом формулы (3) (— —) и формулы (4) (— · —)
 1 — арматура диаметром 12 мм при $V_y = 1^\circ\text{C}/\text{c}$; 2 — то же, при $V_y = 4,44^\circ\text{C}/\text{c}$; 3 — 20 мм при $V_y = 0,82^\circ\text{C}/\text{c}$; 4 — 40 мм при $V_y = 0,7^\circ\text{C}/\text{c}$

ростью подъема температуры $V_y = 0,82^\circ\text{C}/\text{c}$ коэффициент поверхностного эффекта равен 4,44 в начале нагрева и 2,7 в конце. При $V_y = 1,3^\circ\text{C}/\text{c}$ $K_p = 3,86$ и 2,12, а при $V_y = 3,3^\circ\text{C}/\text{c}$ $K_p = 3,33$ и 1,77 соответственно. Расчет по [3] дает $K_p = 1,7$, по [4] $K_p = 2,37$, а по [5] при $t = 300^\circ\text{C}$ $K_p = 1,9$ и при $t = 450^\circ\text{C}$ $K_p = 1,78$.

Для других классов и марок арматурных сталей расчет K_p аналогичен, поскольку изменение структуры и химического состава стали приводит к изменению удельного электрического сопротивления арматуры, которое входит в формулу для определения λ .

Использование предложенного расчетного метода позволяет увеличить эффективность работы технологического оборудования, получить экономно электроэнергию и повысить К. П. Д. процесса. В качестве примера рассмотрим расчет электронагрева стержня диаметром 32 мм, длиной 6 м до 300°C за 300 с по [5] и по предложенной методике. Средний ток нагрева составляет соответственно 1640 и 1950 А, фактический ток 1900 А. Сравнение полученных результатов свидетельствует о том, что при токе 1640 А арматура достигнет заданной температуры только через 480 с, что приведет к дополнительным потерям электроэнергии 0,4 кВт·ч и уменьшит К. П. Д. процесса до 40% (фактически до 65%).

Выводы

Электронагрев арматурной стали периодического профиля обладает специфическими особенностями, связанными с неравномерным распределением тока по сечению — поверхностным эффектом.

Коэффициент поверхностного эффекта K_p с достаточной точностью можно подсчитывать по формуле (3).

Для предварительного определения коэффициента поверхностного эффекта можно использовать зависимость K_p от диаметра арматуры для различных скоростей нагрева или выражение (4).

С повышением температуры влияние поверхностного эффекта снижается.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Нейман Л. Р. Поверхностный эффект в ферромагнитных телах. Л., Госэнергоиздат, 1948.
2. Аханов В. С. Электрообогревательные устройства в строительстве и коммунальном хозяйстве. М., Стройиздат, 1978.
3. Блехман И. Е. Оборудование для нагрева арматуры, оценка результатов испытания конструкции. — В кн.: Электротермический способ натяжения арматуры сборных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1963.
4. Рискинд Б. Я. Практика электротермического натяжения арматуры предварительно напряженных железобетонных конструкций. Челябинск, Челябинское книжное изд-во, 1962.
5. Руководство по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1976.

Заводское производство

УДК 691—462:666.9.055

С. И. КОРЗУН, канд. техн. наук (Белорусский политехнический ин-т);
 Р. М. РУДИЦЕР, инж. (ИСИА Госстроя БССР)

Рациональный режим формирования железобетонных центрифугированных труб

Центрифугирование широко применяется для формирования железобетонных элементов кольцевого сечения, в том числе напорных и безнапорных труб [1, 2]. При этом режим уплотнения назначается из условия достижения максимального прессующего давления сразу же после распределения бетонной смеси в форме, что, как будет показано ниже, не совсем благоприятно сказывается на физико-механических характеристиках бетона.

Авторами статьи проведены исследования с целью выявления режимов формирования труб, обеспечивающих с помощью центрифугирования получение стенок труб более высокой водонепроницаемости. Исследования [3] показали, что при опрессовке бетона постепенно возрастающим давлением по сравнению с более интенсивным режимом несколько уменьшается макропористость бетона, влияющая на его проницаемость.

Было замечено, что при интенсивно возрастающем прессующем давлении из бетонной смеси отжимается вода с большим содержанием шлама, а при опрессовке вначале невысоким, а затем интенсивно возрастающим до расчетной величины давлением отжимается почти прозрачная вода. Следовательно, в первом случае отжимается вода уносит с собой большое количество тонкодисперсных частиц твердой фазы, которые вызывают увеличение макропористости затвердевшего бетона. Если же прессующее давление возрастает вначале с невысокой интенсивностью, то и при последующем его возрастании в отжимаемой воде содержится значительно меньшее количество тонкодисперсных частиц, а макропористость затвердевшего бетона снижается.

Аналогичные процессы происходят при уплотнении смеси центрифугированием. Чем выше начальное водосодержание смеси и прессующее давление в начале уплотнения, тем интенсивнее отжимается вода, тем больше поперечные размеры

фильтрационных каналов и ниже водонепроницаемость затвердевшего бетона. Для повышения водонепроницаемости стенок железобетонных центрифугированных труб следует вначале производить уплотнение при невысоком прессующем давлении, а затем по мере отжатия воды давление следует постепенно увеличивать до расчетной величины.

При уплотнении невысоким прессующим давлением отжатие свободной и слабосвязанной воды происходит с меньшей интенсивностью через каналы меньшего поперечного сечения. При постепенном увеличении прессующего давления до расчетной величины оставшаяся в меньшем количестве слабосвязанная вода будет отжиматься через те же каналы, не увеличивая их сечения. При таком режиме уплотнения из смеси вымывается меньшее количество тонкодисперсных частиц, а фильтрационные каналы, по которым отжимается вода, имеют меньшие поперечные размеры и соответственно затвердевший бетон будет более водонепроницаемым.

Таким образом, можно рекомендовать следующий режим формирования железобетонных труб центрифугированием. После укладки и распределения в форме уплотнение бетонной смеси производят при постепенно и равномерно возрастающем до расчетной величины в течение $\frac{1}{2}$ — $\frac{2}{3}$ всего времени центрифугирования прессующем давлении, а остальное время уплотняют при расчетном прессующем давлении.

Экспериментальные исследования влияния предлагаемого режима уплотнения бетона центрифугированием на его физико-механические свойства выполнены на двухслойных бетонных образцах-кубах с ребром 100 мм и на железобетонных сердечниках напорных центрифугированных труб диаметром 600 и 700 мм. Опытные образцы изготовляли из используемых на заводе КПД № 2 комбината Минскстрой материалов — быстротвердеющего цемента марки 500 с нормальной плотностью цементного теста 26%, кварцевого песка с модулем крупности 3,1 и гранитного щебня крупностью 5—20 мм. Состав бетонной смеси для опытных образцов-кубов и труб Ц:П:Щ = 1:1,34:2 при $V/C = 0,42$. Подвижность бетонной смеси 4—5 см осадки стандартного конуса.

На образцах-кубах исследовано влияние режима центрифугирования на пористость и прочность затвердевшего бетона применительно к условиям изготовления труб диаметром 600 мм [2]. Формование каждого из двух слоев образцов первой серии производилось

по режиму: распределение смеси при 95 об/мин — 1,5 мин, уплотнение при 300 об/мин — 1,2 мин, при 455 об/мин — 1,2 мин, при 560 об/мин — 1,2 мин и при 700 об/мин — 2,4 мин. Каждый из двух слоев образцов второй серии формировался по режиму: распределение смеси при 95 об/мин — 1,5 мин, уплотнение центрифугированием при 700 об/мин — 6 мин.

Общая эффективная пористость образцов первой серии была несколько меньшей (11,41%) по сравнению с образцами второй серии (11,57%), а объем макропор, имеющих размеры радиуса больше 10^{-6} — 10^{-7} м и предопределяющих проницаемость бетона, в образцах первой серии на 16% меньше, чем в образцах второй серии. Таким образом, подтвердилось, что центрифугированный бетон, уплотненный при постепенном повышении прессующего давления, имеет меньшую макропористость и соответственно меньшую проницаемость. Изменения в режиме уплотнения смеси не оказали влияния на прочность затвердевшего бетона, так как прочность кубов обеих серий была практически одинакова и составляла около 50 МПа.

Первая серия из двух опытных двухслойных сердечников железобетонных напорных труб диаметром 600 мм и длиной 5 м формировалась центрифугированием. Каждый из двух слоев уплотнялся по следующему режиму:

распределение смеси в форме при 95 об/мин — 1,5 мин;

уплотнение при постепенно повышающейся в течение 4 мин скорости вращения формы от 95 об/мин (при этом в конце первой минуты скорость вращения формы составляла 390—400 об/мин, в конце второй — 520—530 об/мин, в конце третьей — 615—625 об/мин; в конце четвертой — 700 об/мин);

уплотнение при постоянной скорости вращения формы 700 об/мин — 2 мин; остановка формы — 0,5 мин.

Вторая серия из двух сердечников труб того же размера формировалась по следующему режиму для каждого из двух слоев:

распределение смеси в форме при 95 об/мин — 1,5 мин;

уплотнение центрифугированием при 700 об/мин — 6 мин; остановка формы — 0,5 мин.

После тепловлажностной обработки и распалубки сердечники обеих серий, имевшие толщину стенок 54 мм, армировали преднапряженной арматурой, обеспечивавшей получение труб II класса прочности, и испытывали на водонепроницаемость и трещиностойкость. На цилиндрической части сердечников

первой серии фильтрация воды началась при внутреннем давлении 1,6 и 1,65 МПа одновременно с образованием трещин, а на сердечниках второй серии фильтрация воды в виде влажных пятен и капли началась на цилиндрической части при внутреннем давлении 1 и 1,2 МПа.

Вторая группа из шести двухслойных железобетонных сердечников диаметром 700 мм, длиной 4,2 м и толщиной стенки 58 мм формировалась по режиму, соответствующему по времени применяемому на заводе КПД № 2 комбината Минскстрой. При этом первая серия сердечников (3 шт.) из этой группы формировалась по режиму:

I слой: распределение смеси в форме при 115 об/мин — 2 мин;

уплотнение при 200 об/мин — 1 мин;

» » 260 » — 1,5 »;

» » 325 » — 1,5 »;

» » 420 » — 4 »;

II слой: распределение смеси при 115 об/мин — 2 мин;

уплотнение при 200 об/мин — 3 мин;

» » 260 » — 3 »;

» » 325 » — 3 »;

» » 420 » — 7 ».

Вторая серия сердечников этой группы (3 шт.) формировалась по режиму, применяемому на заводе КПД № 2:

I слой: распределение смеси при 115 об/мин — 2 мин;

уплотнение при 420 об/мин — 8 мин;

II слой: распределение смеси при 115 об/мин — 2 мин;

уплотнение при 420 об/мин — 16 мин.

Сердечники, прошедшие тепловлажностную обработку, армировали спиральной напряженной арматурой, обеспечивавшей II класс прочности. После этого все шесть сердечников без защитного слоя испытывали на водонепроницаемость. На сердечниках первой серии местное потение появилось при внутреннем давлении 1, 1,15 и 1,2 МПа, а на сердечниках второй серии — при давлении соответственно 0,6, 0,65 и 0,8 МПа появилась капельная фильтрация по всей поверхности образцов.

Кроме этого, на заводе КПД № 2 была изготовлена и испытана на водонепроницаемость партия из 40 железобетонных напорных труб диаметром 700 мм, длиной 4,2 м и с толщиной стенки сердечника 58 мм, армированных по II классу прочности и покрытых защитным слоем. При этом одна половина сердечников труб формировалась по предлагаемому режиму (для сердечников диаметром 700 мм), а другая — по режиму, применяемому на заводе КПД № 2. Из 20 труб первой группы водне-

И. З. АКТУГАНОВ, канд. техн. наук (Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта)

Новая технология заделки трещин в конструкциях

проницаемость 18 составила 1,2 МПа, у двух труб она равнялась 1 МПа. Во второй группе только 13 труб выдержали испытательное давление 1,2 МПа, 3 трубы — 1 МПа и 4 трубы — 0,6 МПа.

После изготовления опытной партии одна из бригад цеха центрифугированных труб завода КПД № 2 в течение 1,5 мес формовала сердечники труб диаметром 700 мм по предлагаемому режиму и с ручной регулировкой скорости вращения формы, а две другие бригады — по принятому на заводе режиму. Установлено, что при формовании по предлагаемому режиму выход труб с проектной напорностью на 35% выше, чем при формовании по заводской технологии.

Для перевода цеха центрифугированных труб завода КПД № 2 на формование по предлагаемому режиму* разрабатывается устройство для автоматического регулирования скорости вращения формы.

Выводы

Исследования показали, что формование по режиму, характеризующемуся { постепенным повышением прессующего давления (в течение до $\frac{2}{3}$ всего времени центрифугирования), и последующем уплотнении при расчетном прессующем давлении обеспечивает получение более водонепроницаемого бетона напорных труб. Предлагаемый режим уплотнения бетонной смеси также применим для формования железобетонных безнапорных центрифугированных труб, так как обеспечивает повышение плотности и соответственно водонепроницаемости бетона. Кроме этого, при таком режиме формования труб и других элементов кольцевого сечения облегчаются условия работы оборудования, удлиняются сроки его службы, снижаются энергозатраты и уменьшается количество отходов в виде шлама.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

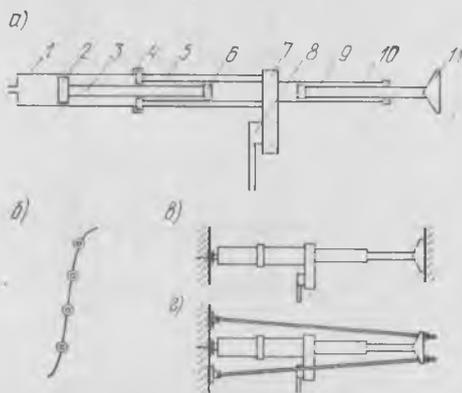
1. Ахвердов И. Н. Железобетонные напорные центрифугированные трубы. М., Стройиздат, 1967.
2. Руководство по изготовлению, испытанию и приемке железобетонных напорных центрифугированных труб, выпускаемых по трехступенчатой технологии. Минск, 1973.
3. Корзун С. И., Рудицер Р. М. Исследование физико-механических свойств вибрированного бетона с различными режимами и условиями последующего прессования. — В кн.: Вопросы строительства и архитектуры, вып. IX. Минск, Высшая школа, 1979.

* А. с. № 880758. Способ формования трубчатых изделий из бетонных смесей. С. И. Корзун и Р. М. Рудицер. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1931, № 42.

В соответствии с известными способами прочностной заделки трещин [1, 2, 3] вдоль них сверлят гнезда с шагом 20—50 см, в которых закрепляют на клею металлические штуцера. Затем трещину шпаклюют клеевым составом с наполнителем. После полимеризации шпаклевки производится нагнетание клея в трещину специальным насосом, подключаемым поочередно к штуцерам. После полимеризации клея выступающие части штуцеров срезают и окончательно отделывают поверхность бетона.

В Новосибирском институте инженеров железнодорожного транспорта разработана новая технология прочностной заделки трещин. В отличие от существующих способов нагнетание клея ведется специально разработанным инжектором* (см. рисунок), который подает клей непосредственно в трещину без применения штуцеров, закрепляемых в бетоне. Наконечник инжектора с выходным отверстием может прижиматься к поверхности бетона через предварительно наклеенные с шагом 20—50 см резиновые шайбы с усилием, которое обеспечивает герметичность стыка при нагнетании с давлением до 10 МПа.

Инжектор выполнен в виде шприца. Поршни нагнетательного и приводного цилиндров жестко соединены между собой штоком. Нагнетательный и приводной цилиндры состыкованы с помощью разъемного штыкового соединения. Конструкция обеспечивает движение поршня инжектора в прямом и обратном на-



Инжектор для нагнетания тампонажных составов в трещины строительных конструкций

a — принципиальная схема инжектора; *б* — трещина с наклеенными резиновыми шайбами; *в* — инжектирование клея в трещину с применением упора; *г* — то же, с использованием наклеенных на бетон анкеров; 1 — нагнетательный цилиндр; 2 — поршень нагнетательного цилиндра; 3 — шток; 4 — разъемное соединение; 5 — резервуар для масла; 6 — поршень приводного цилиндра; 7 — плита основания приводного цилиндра; 8 — ручной насос; 9 — шток вспомогательного домкрата; 10 — цилиндр вспомогательного домкрата; 11 — опорная плита с шарниром

правлениях. При нагнетании клея в трещину наконечник инжектора с выходным отверстием через упругую кольцевую прокладку прижимается к устью трещины с таким усилием, чтобы напряжение в прокладке превышало давление в клее. Это усилие создает вспомогательный домкрат, расположенный в хвостовой части инжектора. Упором для него служат близко расположенные части конструкции, например соседняя балка или специально предусматриваемые устройства, а также анкера, наклеенные на поверхность бетона возле трещины и тягами соединенные со штоком домкрата. Масло подается в домкраты инжектора с помощью компактного ручного насоса, расположенного у основания вспомогательного и приводного гидродомкратов. Резервуар для масла гидросистемы расположен вокруг приводного цилиндра, что обеспечивает автономность конструкции.

В соответствии с разработанной технологией прочностная заделка трещины включает следующие операции: зачистка поверхности бетона по обе стороны от трещины на 1—2 см; наклейка с заданным шагом над трещиной резиновых шайб; шпаклевка трещины между шайбами; проверка сообщаемости отверстий, оставленных для нагнетания; инжектирование клея в трещину; удаление резиновых шайб и отделка поверхности бетона.

Для шпаклевки используют эпоксидную смолу ЭД-20 с наполнителем (цементом), количество которого определяется шириной раскрытия трещины. Нагнетаемая в трещину смола пластифицируется дибутилфталатом в количестве 10—15% или жидким каучуком. отвердителем служит полиэтиленполиамин.

По разработанной технологии можно производить нагнетание клеевых и тампонажных составов в трещины и стыки строительных конструкций с шириной раскрытия 0,1 мм и более. С использованием этой технологии отремонтировано более 450 железобетонных преднапряженных балок пролетных строений мостов. При этом была выполнена прочностная заделка почти 600 м трещин с шириной раскрытия 0,1 мм и более.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Носарев А. В., Рузин Ю. Г., Михайлов Г. Б. Инжектирование трещин в железобетонных конструкциях эпоксидными компаундами. — Труды МИИТ. Вып. 279, 1969.
2. Ройzman И. Б., Шамрай А. Г., Лобков М. Л. Инжектирование полимерными составами стыков и трещин в железобетонных конструкциях. — Бетон и железобетон, 1969, № 8.
3. Хохолов К. И., Рогинский М. З., Лапшин Н. С. Опыт работ по омоноличиванию дефектных железобетонных конструкций. — Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1969, № 6.

Оптимальное проектирование сейсмостойких монолитных зданий

Одним из способов повышения эффективности монолитного домостроения является оптимальное проектирование, обеспечивающее сокращение суммарных затрат на здание при выполнении всех нормативных ограничений.

При всем разнообразии конструктивных систем монолитных зданий наиболее массовые имеют ортогональную или близкую к ней сетку несущих стен. В зависимости от применяемого бетона и особенностей конструктивной системы можно выделить основные подсистемы (табл. 1, рис. 1). Здания I и II подсистем обычно возводят в скользящей и крупноразмерной щитовой опалубках IV, V — в блочной и скользящей, III, VI — в объемно-переставной и крупноразмерной щитовой опалубках.

Таблица 1

Типы подсистем (по рис. 1)	Конструкции		
	наружные стены	внутренние стены	перекрытия
I	1	1	3
II	1	2	4
III	6	2	4
IV	1	1	5
V	1	2	5
VI	6	2	5

Условные обозначения: 1 — несущие из легкого бетона; 2 — то же, из тяжелого бетона; 3 — монолитные из легкого бетона; 4 — то же, из тяжелого бетона; 5 — сборные из тяжелого бетона; 6 — навесные панели

Задача оптимизации сводится к установлению параметров x^* , характеризующих вид конструктивной подсистемы и метод возведения здания, при которых достигается оптимальное решение

$$y_k(x^*) \rightarrow \min.$$

Область допустимых решений определяется группами условий [1].

Исходя из существующей практики оценки эффективности капитальных вложений в качестве критерия оптимальности принят минимум приведенных затрат, а также минимум материалоемкости или трудоемкости возведения здания.

Функция y_k является дискретной и формируется из большого числа геометрических, прочностных, деформативных и стоимостных зависимостей, связанных нормативными ограничениями.

Процесс решения задачи включает логико-математические операции по формированию конструктивной системы, ее расчету, технико-экономическому анализу и оптимизации,

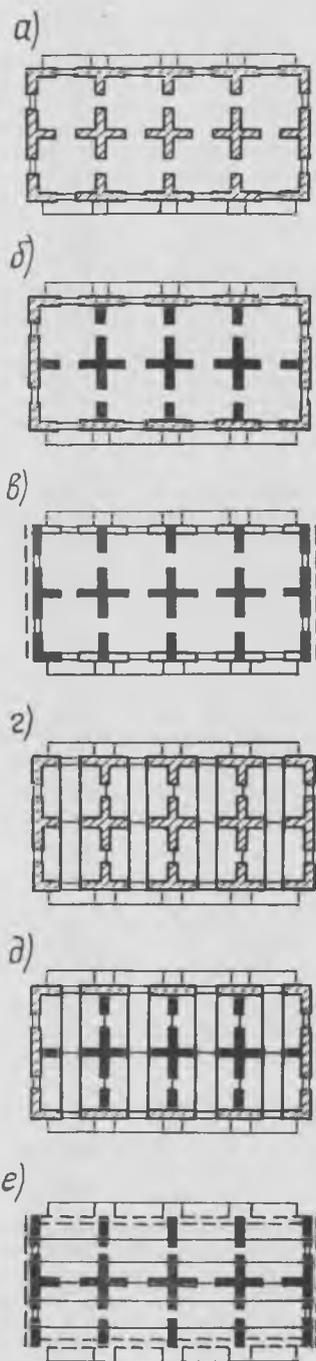


Рис. 1. Типы подсистем
а — I; б — II; в — III; г — IV;
д — V; е — VI

Применительно к бескаркасным монолитным зданиям конструктивная система формировалась на основе формализации и унификации существующих планировочных решений и сводилась к набору ограниченного числа типов элементов, объединенных связями в плане и по высоте здания.

Расчет конструктивной системы осуществлялся на основе теории составных стержней и включал вычисление геометрических и жесткостных характеристик несущих элементов, матрицы единичных перемещений системы, массы этажа и нагрузок на перекрытия, динамических параметров, сейсмических и ветровых нагрузок, внутренних усилий в несущих элементах, проверку их несущей способности и подбор арматуры. Логическими операциями предусматривалось формирование схемы армирования и определялся общий расход металла на здание.

Технико-экономический анализ выполняли на основе укрупненных показателей [2]. Оптимизацию параметров конструктивной системы осуществляли на основе сочетания метода случайного поиска и теории планирования экстремальных экспериментов.

Исходными данными для расчетов были сейсмичность района строительства, климатические и грунтовые условия, набор квартир в секции жилого дома.

Задачу оптимизации подразделили на внешнюю и внутреннюю. Внутренняя задача заключалась в определении минимальных значений толщин стен и перекрытий из условий допустимого сопротивления теплопередаче и обеспечения нормативной величины звукоизоляции и толщины фундаментной плиты, а также расхода металла на несущие элементы, обеспечивающего их прочность. Внешняя задача оптимизации состояла в установлении значений внешних переменных параметров, удовлетворяющих внешним ограничениям и соответствующих критерию оптимальности.

Процесс поиска оптимального варианта сводился к последовательно выполняемым решениям внутренней задачи оптимизации при различных значениях внешних переменных параметров.

Авторами рассмотрены жилые здания из монолитного и сборно-монолитного бетона высотой 4—25 этажей, предназначенные для строительства в IV климатическом районе при расчетной сейсмичности 7—9 баллов, а также возводимые в несейсмических районах. Материалом несущих конструкций служили тяжелый бетон и керамзитобетон с объемной массой 1600 кг/м³; проектная марка по прочности на сжатие М200. Для вариантов

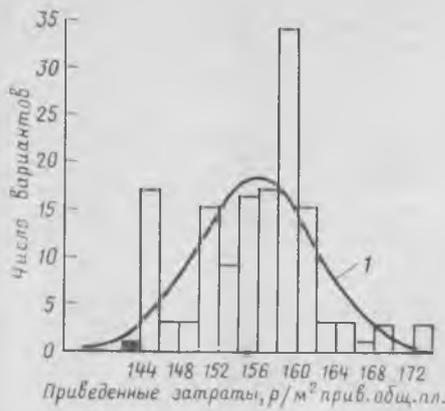


Рис. 2. Распределение приведенных затрат при сооружении 9-этажных жилых зданий из монолитного бетона

* — серия 149; ■ — оптимальный вариант; / — теоретическая кривая нормального распределения

жилых зданий со сборными перекрытиями принимали многопустотные панели толщиной 220 мм. В качестве навесных стен предусматривались трехслойные асбестоцементные или однослойные легкобетонные панели. Было принято, что фундаменты в малоэтажных зданиях ленточные, а в зданиях повышенной этажности — монолитная железобетонная плита.

Для оценки достоверности результатов расчетов подсчитали приведенные затраты на 9-этажные жилые здания из монолитного бетона серии 149, разработанные ТашЗНИИЭП для строительства в 9-балльной сейсмической зоне. В результате расчетов были получены наборы вариантов зданий различной стоимости, в том числе оптимальные (рис. 2). Затраты, соответствующие реальному проектному решению, близки к математическому ожиданию реализаций стоимости, что свидетельствует о достоверности получаемых данных. Кроме того, оптимизация конструктивной системы здания позволяет получить существенный эффект (см. рис. 2).

В целом с ростом этажности приведенные затраты на жилые здания увеличиваются независимо от расчетной сейсмичности (рис. 3). При этом различной этажности и сейсмичности соответствуют определенные оптимальные конструктивные подсистемы жилых зданий из монолитного и сборно-монолитного бетона (табл. 2).

В результате расчетов установлено, что для получения минимума приведенных затрат в зданиях высотой до 12 этажей при 9-балльной сейсмичности и

до 16 этажей при 8-балльной несущие внутренние стены необходимо выполнять из тяжелого бетона, а в более высоких зданиях — из легкого бетона. При возведении домов в объемно-переставной и крупноразмерной щитовой опалубках наружные стены следует предусматривать навесными из трехслойных панелей, в блочной и скользящей опалубках — монолитными однослойными из легкого бетона. При использовании объемно-переставной опалубки перекрытия рекомендуется выполнять монолитными из тяжелого бетона, в блочной, крупноразмерной щитовой и скользящей — сборными из тяжелого бетона.

При рассмотрении взаимосвязи типа конструктивной подсистемы и метода ее возведения установлено, что для достижения минимума приведенных затрат здания подсистем I, II, VI следует сооружать в крупноразмерной щитовой, III — в объемно-переставной, IV, V — в блочной опалубке. С точки зрения трудоемкости в большинстве случаев наиболее эффективны здания с несущими внутренними и наружными стенами из легкого бетона и сборными перекрытиями из тяжелого бетона (см. рис. 3). В 9-балльной сейсмической зоне минимальный расход металла имеют дома, относящиеся к подсистеме III при высоте до 12 этажей (см. рис. 3). Для более высоких зданий оптимальной становится подсистема I. В 8-балльной зоне подсистема III оптимальна по расходу металла для зданий высотой до 6—9 этажей, а при большей этажности — подсистема I. В 7-балльной зоне для зданий высотой 4—7 этажей наиболее целесообразна подсистема II, а с увеличением высоты — I. В несейсмических районах для зданий высотой до 9 этажей оптимальной по расходу металла является подсистема II, с повышением этажности — I и IV.

В номенклатуре контрольных показате-

Таблица 3

Этаж-ность	Расход стали на 1 м ² приведенной общей площади в жилых зданиях из монолитного и сборно-монолитного бетона, кг			
	Сейсмичность, баллы			
	9	8	7	0
16	78	55(65)*	50(56)	38(38)
20	87	62	57	47
25	100	70	65	60

* В скобках приведены контрольные показатели Госгражданстроя.

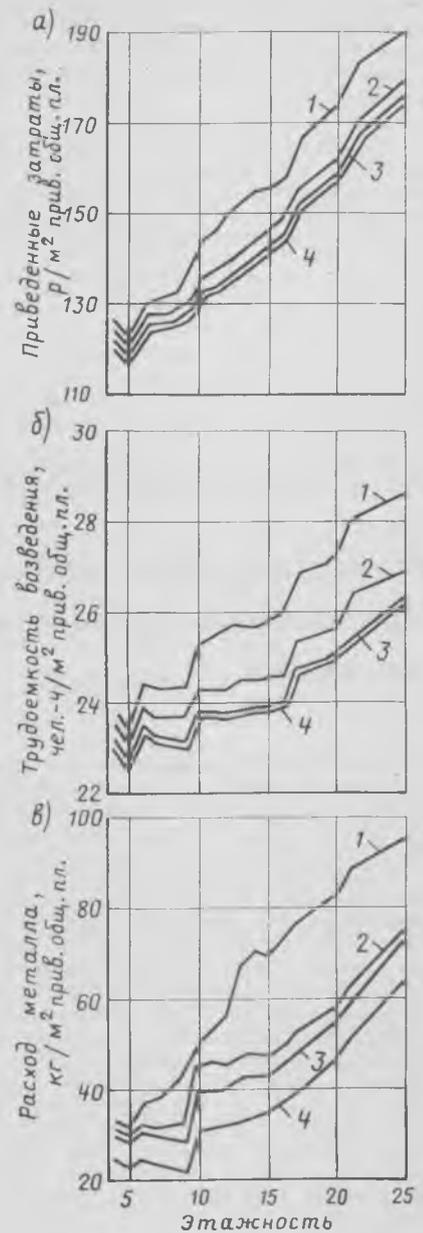


Рис. 3. Изменение приведенных затрат (а), суммарных трудозатрат (б) и удельного расхода металла (в) в жилых домах из монолитного бетона в зависимости от этажности

Сейсмические зоны, баллы: 1—9; 2—8; 3—7; 4—0

телей Госгражданстроя отсутствуют предельные расходы металла для некоторых жилых высотных зданий, соору-

Таблица 2

Этаж-ность	Сейсмичность, баллы																							
	9						8						7						0					
	Тип конструктивной подсистемы																							
	I	II	III	IV	V	VI	I	II	III	IV	V	VI	I	II	III	IV	V	VI	I	II	III	IV	V	VI
4, 5	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+
6—9	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+
10—12	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+	-	+	+	+	+	+
13—16	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
17—20	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
21—25	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Примечания: 1. X — рекомендуется применять; + — допускается применять; — — не рекомендуется применять. 2. Перед чертой — для односекционных зданий, после черты — для многосекционных.

жаемых в сейсмической зоне. Авторами рекомендованы показатели предельных расходов металла для таких зданий, строящихся в IV климатическом районе (табл. 3).

Выводы

Разработанный алгоритм и программа определения оптимальных параметров конструктивных систем жилых зданий из монолитного и сборно-монолитного бетона позволяют получить достаточно

достоверные результаты, о чем свидетельствует соответствие технико-экономических показателей реальных проектов монолитных зданий рассчитанным по предложенному методу.

Выявленные закономерности влияния параметров конструктивных систем монолитных и сборно-монолитных зданий на показатели приведенных затрат, трудоемкости и металлоемкости позволяют на стадии проектирования принимать

оптимальные решения, что повышает эффективность капитальных вложений в строительство.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Складнев Н. Н. Оптимальное проектирование конструкций и экономия материальных ресурсов. — Приложения к журналу «Строительная механика и расчет сооружений», 1982, № 6.
2. Рекомендации по сравнительной технико-экономической оценке конструкций монолитных, полносборных и кирпичных зданий различной этажности. М., ЦНИИЭП жилища, 1979.

УДК 693.564

Р. Л. МАИЛЯН, д-р техн. наук, проф.; Б. А. МЕКЕРОВ, инж.
(Ростовский инженерно-строительный ин-т)

Методика учета эффекта преднапряжения при расчете прочности железобетонных элементов

В действующих нормах влияние преднапряжения высокопрочной арматуры на прочность нормальных сечений железобетонных элементов учитывается незначительным повышением m_{a4} вследствие увеличения ξ_R . Однако это влияние более значительно, и его учет позволяет существенно снизить металлоемкость элементов [1—3]. Существующие предложения по учету эффекта преднапряжения при расчете прочности железобетонных элементов, так же как и форма аналитической связи напряжений — деформаций арматурной стали, довольно сложны. С целью упрощения этой связи и способа расчета прочности при обеспечении необходимой точности расчета предлагается следующая методика. При выдерживании в натянутой арматуре отмечаются потери напряжения от релаксации ($\sigma_{п.р}$) и другие виды потерь (σ_n). При загрузении элемента внешней нагрузкой напряжения в арматуре возрастают с $\sigma_{от}$ до σ_{aN} по линейному закону, а дальнейший рост напряжений можно принимать по первичной диаграмме (рис. 1). Полная деформация арматуры при разрушении преднапряженного железобетонного элемента определяется как сумма трех компонентов:

$$\epsilon_a = \epsilon_{a0} - \epsilon_{a.п} + \epsilon_{a.р}, \quad (1)$$

где $\epsilon_{a.п}$ — деформация, вызванная потерями преднапряжения: $\epsilon_{a.п} = \frac{\sigma_{п.р}}{E_a}$;
 $\epsilon_{a.р}$ — деформации от внешней нагрузки:

$$\epsilon_{a.р} = \frac{\epsilon_{п}}{1 - \xi_0/1,1} \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right). \quad (2)$$

Значение ϵ_{a0} при $\sigma_0 < \sigma_{0,02}$ определяется по линейной зависимости, а при $\sigma_0 \geq \sigma_{0,02}$ по формуле, предложенной в работе [4]:

$$\epsilon_{a0} \cdot 10^3 = \frac{K_0}{A - \sigma_0} - D + \frac{\sigma_0 (1,9 \cdot 10^5 - E_a)}{190 E_a}, \quad (3)$$

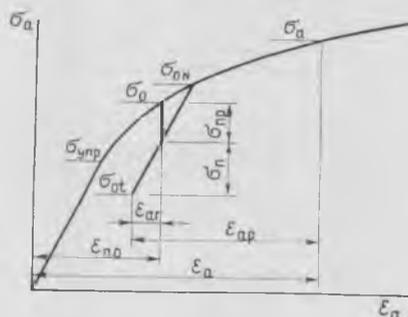


Рис. 1. Диаграмма работы преднапряженной высокопрочной арматуры растянутой зоны железобетонного элемента

Напряжения в арматуре по ϵ_a рекомендуется вычислять по формуле [4]:

$$\sigma_a = S - K \frac{\ln 10 (\epsilon_a \cdot 10^3 + L)}{\epsilon_a \cdot 10^3 + L}. \quad (4)$$

Зависимость (4) описывает диаграмму растяжения высокопрочных арматурных

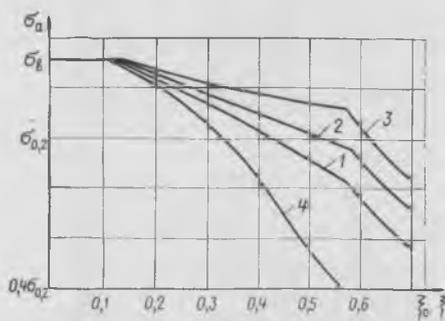


Рис. 2. Зависимость напряжений в высокопрочной арматуре растянутой зоны от относительной высоты сжатой зоны при уровнях преднапряжения 0,7 $\sigma_{0,2}$ (1); 0,9 $\sigma_{0,2}$ (2); 1,1 $\sigma_{0,2}$ (3); 0 (4)

сталей любого класса в исходном состоянии на участке $\sigma_{0,02} - \sigma_a$.

Параметры выражений (3) и (4) устанавливаются по формулам [4] в зависимости от характеристик $\sigma_{0,2}$ (R_{aII} , R_a), $\frac{\sigma_a}{\sigma_{0,2}}$ и E_a (табл. 1).

Полученная на основании формул (1) — (4) зависимость $\sigma_a - \xi$ на участке от 0,1 до ξ_y для преднапряженных элементов близка к линейной (рис. 2), что подтверждается также опытными данными [1, 2, 4]. При $\xi \leq 0,1$ значение σ_a достигает σ_a .

Эта зависимость с достаточной точностью описывается формулой

$$\sigma_a = \sigma_{a\xi} - \frac{\sigma_{a\xi} - \sigma_{aN}}{\xi_y - 0,2} (\xi - 0,2), \quad (5)$$

где $\sigma_{a\xi}$ — напряжения в арматуре при $\xi = 0,2$; σ_{aN} — условный предел упругости с учетом влияния преднапряжения, определяемый по формуле (4) при деформациях в арматуре

$$\epsilon_{aN} = \epsilon_{a0} + 7,7 \cdot 10^{-7} \sigma_{0,2}. \quad (6)$$

ξ_y подсчитывают с учетом влияния преднапряжения по формуле

$$\xi_y = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_{aN} - \sigma_{0I}}{\sigma_{\epsilon}} \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1} \right)}. \quad (7)$$

Значения ξ , σ_a устанавливают при совместном решении уравнений (5) и равновесия. При этом вводится ограничение $\sigma_a \leq \sigma_a$ ($m_{a4} R_a$). Если $\xi > \xi_y$, арматура работает упруго, расчет в этом случае производят по нормам.

При расчете по методике норм возможных три случая: $\xi \leq \xi_R$ при $m_{a4} \geq 1$; $\xi > \xi_R$ при $\sigma_a \leq 0,8 R_a$ и $\xi > \xi_R$ при $\sigma_a > 0,8 R_a$. По предлагаемой методике определять m_{a4} и ξ не требуется, а число разностей расчетных сводится к двум

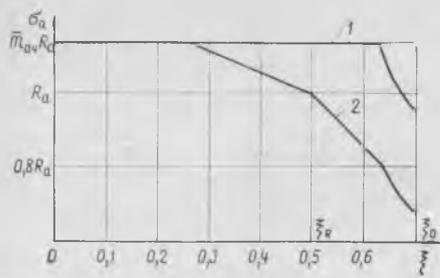


Рис. 3. Повышение расчетных напряжений в арматуре при нагружении железобетонного элемента вследствие увеличения уровня преднапряжения и учета его влияния по предлагаемой методике (1) в сравнении с нормами (2)

($\xi \geq \xi_y$ и $\xi < \xi_y$). Эта методика проверена на большом экспериментальном материале. В опытах авторов внецентренному растяжению подвергались элементы с преднапряженной арматурой класса Ат-VI. При этом отмечено значительно лучшее совпадение с расчетом по предлагаемой методике, чем по действующим нормам. Такая же высокая сходимость получена и при сопоставлении результатов расчета с опытными данными других авторов (табл. 2 и 3).

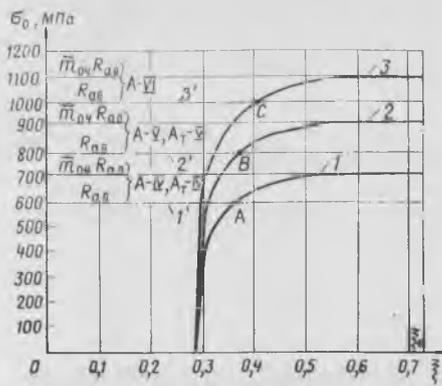


Рис. 4. Предлагаемый минимальный уровень преднапряжения, обеспечивающий достижение суммарным напряжением в арматуре значений $\bar{m}_{a4} R_a$ при разрушении нормальных сечений (при $\xi \leq \xi_y$) соответственно для арматуры классов А-IV (Ат-IV) (1); Ат-IV и Ат-V (2); Ат-VI (3); 1', 2', 3' — верхний предел уровня преднапряжения по нормам

Учет характера диаграммы растяжения и эффекта преднапряжения при уровнях преднапряжения, рекомендуемых нормами, позволяет в некоторых случаях уменьшить расход высокопрочной арма-

туры до 20%, а при более высоких уровнях преднапряжения экономия арматуры может быть еще большей. Однако установление верхнего предела уровня преднапряжения высокопрочной арматуры в виде $\sigma_0 \leq \sigma_{0,2}$ независимо от характеристик элемента ограничивает возможности эффективного использования прочностных характеристик арматуры при больших значениях относительной высоты сжатой зоны.

Уровень преднапряжения высокопрочной арматуры рекомендуется принимать в зависимости от $\sigma_{0,2}(R_{aII})$, m_{a4} , ξ и ξ_0 из условия обеспечения на участке от 0 до ξ_y значений напряжения в растянутой арматуре, равных $\bar{m}_{a4} \sigma_{0,2}$ (или $\bar{m}_{a4} R_a$ при расчете с учетом расчетных характеристик материалов) (рис. 3). Как известно, значению $\bar{m}_{a4} \sigma_{0,2}$ соответствует деформация арматуры, равная 1%. Этот критерий и принят за основу при назначении уровня преднапряжения, т. е. последний рекомендуется принимать таким, чтобы полная деформация арматуры не превышала 1%. Условие $\sigma_a \geq \bar{m}_{a4} \sigma_{0,2}$ выполняется при назначении величины преднапряжения арматуры

$$\sigma_0 = \bar{m}_{a4} R_{aII} \left(1,07 - \frac{0,022}{\xi - 0,7 \xi_0 + 0,25} \right) \leq \bar{m}_{a4} R_{aII} \quad (8)$$

Таким образом, минимальные значения преднапряжения, при которых обеспечивается наибольшее суммарное напряжение в арматуре $\bar{m}_{a4} R_a$, при разрушении железобетонного элемента графически выражается линиями 1—3 на рис. 4.

При $\xi \leq 0,7 \xi_0 - 0,25$ условие $\sigma_a \geq \bar{m}_{a4} R_a$ обеспечивается независимо от величины преднапряжения арматуры.

Необходимо отметить, что преднапряжение арматуры по формуле (8) превышает значения, рекомендуемые нормами, лишь при больших относительных высотах сжатой зоны, когда элемент разрушается по сжатому бетону (точки А, В, С на рис. 4). Для некоторых видов термобработанных стали из-за опасности ее коррозионного растрескивания не следует осуществлять преднапряжения выше σ_0 .

Анализом установлено, что учет характера диаграммы растяжения и эффекта преднапряжения высокопрочной арматуры при назначении σ_0 с учетом приведенных рекомендаций позволяет повысить суммарные напряжения в арматуре при разрушении железобетонного элемента (см. рис. 3), что дает возможность в некоторых случаях снизить расход преднапрягаемой арматуры на 27—33%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Мадатян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1980.
- Гуща Ю. П. Влияние диаграммы растяжения и механических характеристик высокопрочных арматурных сталей на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов. — В кн.: Теория железобетона. М., Стройиздат, 1972.
- Семенов А. И. Предварительно напряженный железобетон с витой проволочной арматурой. М., Стройиздат, 1976.
- Маилан Р. Л., Мекеров Б. А. Метод расчета нормальных сечений железобетонных элементов с учетом неупругой работы арматуры и эффекта преднапряжения. — В кн.: Вопросы расчета железобетона, Ростов-на-Дону, РИСИ, 1982.

Параметры	Класс арматуры			
	1 А-IV	Ат-IV	А-V, Ат-V	Ат-VI
S	1012,50/839,00*	1012,50/839,00	1139,00/906,00	1265,00/1006,00
K	653,00/496,00	653,00/496,00	496,00/357,00	357,00/260,00
L	1,71/1,59	1,55/1,45	-0,13/0,10	-1,83/-1,25
K _a	2722,00/4916,00	2722,00/1916,00	1916,00/1164,00	1256,00/834,00
A	956,00/770,00	965,00/770,00	1084,00/840,00	1213,00/961,00
D	2,45/2,48	2,45/2,48	0,60/0,52	-1,25/-0,85

* Перед чертой — нормативные значения, после черты — расчетные.

Шифр образцов	N _p ^{оп} , кН	e/h ₀	σ ₀ /σ _{0,2}	Разрушающие усилия, кН		Δ = $\frac{N_p^{оп} - N_p^T}{N_p^{оп}} 100\%$	
				по СНиП N _p ^{T1}	по данным авторов N _p ^{T2}	Δ ₁	Δ ₂
				БГН-71	73,72	1,345	0,863
ВГН-72	74,06	1,347	0,863	67,75	73,64	8,52	0,57
ВГН-81	212,93	0,747	1,060	197,03	212,17	7,47	0,36
ВГН-82	213,64	0,747	1,060	197,03	212,20	7,17	0,67
ВГН-91	125,00	1,375	0,723	116,37	123,14	6,90	1,50
ВГН-92	122,50	1,375	0,723	116,20	122,87	5,14	-0,30
ВГН-101	146,18	1,252	1,074	132,03	143,78	9,68	1,64
ВГН-102	147,20	1,246	1,074	133,04	144,61	9,62	1,76

Таблица 3

Шифр балок	M _p ^{оп} , кН·м	σ ₀ /σ _{0,2}	Моменты, кН·м		Δ = $\frac{M_p^{оп} - M_p^T}{M_p^{оп}} 100\%$	
			по СНиП M _p ^{T1}	по данным авторов M _p ^{T2}	Δ ₁	Δ ₂
			Б-7	21,82	0,7	20,88
Б-8	22,23	0,7	20,88	22,62	6,07	-1,75
Б-9	22,38	0,7	21,04	22,80	6,00	-1,90
Б-10	22,34	0,7	21,04	22,80	5,80	-2,06
Б-11	22,93	0,7	21,12	23,43	7,90	-2,20
Б-12	24,01	0,7	21,12	23,43	12,00	+2,40

Н. И. КАТИН, канд. техн. наук (НИИЖБ);

И. В. СТЕПАНОВ, инж. (ВЗИСИ)

Несущая способность закладных деталей при повторных знакопеременных нагружениях

В сборных железобетонных конструкциях имеются закладные детали, предназначенные для передачи повторных знакопеременных сдвигающих усилий, возникающих в основном при сейсмических воздействиях. В некоторых случаях могут возникать значительные знакопеременные усилия, обусловленные сезонными колебаниями температуры, нагрузками от машин и оборудования, ветровым напором и другими факторами.

Ввиду отсутствия экспериментальных данных в действующих нормативных документах нет рекомендаций для расчета закладных деталей при знакопеременном нагружении. При однократном воздействии в качестве предельной принята величина сдвигающей нагрузки, при которой наблюдаются интенсивный рост перемещений и краевая фибровая текучесть анкеров в сечении с максимальным пролетным моментом. Эта нагрузка названа критической [1]. Однако задолго



Рис. 2. Испытания закладных деталей при совместном действии знакопеременной повторной сдвигающей и постоянной отрывающей сил

до этого текучесть анкеров отмечалась в месте их примыкания к пластине.

Таким образом, в случае знакопеременного приложения сдвигающей силы, величина которой вполне допустима при однократном нагружении, металл анкеров стержней работает в условиях текучести. Результаты экспериментов, выполненных в 1971 г. в НИИЖБ [2], установлено существенное уменьшение несущей способности закладных деталей при знакопеременном приложении сдвигающей силы.

Для разработки рекомендаций по расчету закладных деталей на действие знакопеременных сдвигающих сил в 1981—1982 гг. НИИЖБ провел обширные исследования. При этом испытывали наиболее распространенные закладные детали, состоящие из стальной пластины и приваренных к ней под прямым углом анкеров из арматурной стали класса А-III марки 35ГС. Детали имели по два анкера диаметром 14 или 20 мм, расположенных на расстоянии $7d$ по направлению сдвигающей нагрузки. Закладные детали помещались по торцевым сторонам железобетонных блоков размером $300 \times 600 \times 900$ мм.

Сдвигающую нагрузку прикладывали через грузовые траверсы, передающие усилия одновременно на обе детали (рис. 1, 2). Знакопеременное нагружение деталей осуществляли поочередным включением двух гидродомкратов, расположенных сверху и снизу железобетонного блока. Давление масла в гидродомкратах поддерживалось электрической насосной станцией, а переключение домкратов производилось гидравлическим распределителем через равные промежутки времени. Продолжительность

полного цикла в автоматическом режиме работы составляла в среднем 10 с.

Перемещения детали по направлению действующих сил замеряли индикаторами часового типа. На анкерах некоторых закладных деталей в зоне максимальных изгибающих моментов наклеивали тензорезисторы. Для снятия отсчетов с индикаторов и тензорезисторов несколько циклов знакопеременного нагружения выполняли поэтапно на ручной насосной станции.

Часть закладных деталей испытывали на совместное действие повторной симметричной сдвигающей и постоянной отрывающей сил. Отрывающую силу создавали натяжным гидродомкратом, и через горизонтальные тяги с шаровыми шарнирами прикладывали по осям анкеров стержней.

При знакопеременном нагружении деталей сдвигающей силой наблюдался непрерывный рост амплитуды перемещений. В тех случаях, когда величина знакопеременной нагрузки меньше критической, однократный рост амплитуды перемещений в зависимости от логарифма числа циклов был небольшим и близким линейному, затем он резко увеличился. Первому участку на графике соответствует кривая с вогнутостью к оси абсцисс, а второму — кривая с выпуклостью к этой оси. Полное исчерпание несущей способности деталей наступило вследствие разрушения анкеров в околошовной зоне. В большинстве случаев посередине изломов различалась полоска высотой 2—4 мм. Если текучесть стали анкеров в зоне максимальных пролетных моментов отмечалась уже на первом цикле, то наблюдался интенсивный рост перемещений, поэтому детали выдерживали менее 25 циклов.

В основном испытывали закладные детали повторной симметричной сдвигающей силой ($\rho = -1$). Для сопоставления опытных данных одновременно с основными экспериментами испытывали контрольные закладные детали, нагружаемые однократной сдвигающей силой до разрушения. Изменяя величину знакопеременной симметричной нагрузки Q_n с 76 до 28% $Q_{o.p}$, получили исчерпание несущей способности деталей после числа циклов знакопеременного симметричного нагружения n от 4 до 2500.

В результате обработки опытных данных методом наименьших квадратов получена зависимость

$$\frac{Q_n}{Q_{o.p}} = k_n = 0,83 - 0,154 \lg n. \quad (1)$$

На основании анализа данных испытаний 34 контрольных образцов, проведенных авторами, и экспериментальных исследований, выполненных ранее НИИЖБ и Харьковским Промстройинпроектом, получена эмпирическая формула для определения величины разрушающей нагрузки при однократном воздействии:

$$Q_{o.p} = k_p \sigma_B F_{ан}, \quad (2)$$

где $Q_{o.p}$ — разрушающая однократная нагрузка, Н; $F_{ан}$ — площадь сечения анкеров, мм²; σ_B — предел прочности стали анкеров, МПа;

$$k_p = \frac{6,3 \sqrt{R_{пп}}}{(1 + 0,0015 f_{ан})},$$



Рис. 1. Испытание закладных деталей при действии знакопеременной повторной сдвигающей силы

причем $f_{ан}$ — площадь одного анкера, мм², $R_{пр}^ф$ — фактическая призмная прочность бетона, МПа.

В случае приварки анкерных стержней втавр под слоем флюса автоматическим способом k_p необходимо увеличивать на 20%.

Таким образом, величина разрушающей знакопеременной повторной нагрузки

$$Q_n = Q_{o.p} k_n = k_p k_n \sigma_b F_{ан}. \quad (3)$$

Учитывая разброс опытных данных и принимая доверительную обеспеченность равной 0,95, получим расчетную зависимость

$$Q_n^p = \frac{4,32 \sqrt{R_{пр}}}{(1 + 0,0015 f_{ан}) \sqrt{R_a}} \times F_{ан} R_a (0,83 - 0,154 \ln n), \quad (4)$$

или в более удобной для нормативных документов форме:

$$Q_n^p = \frac{k k_n F_{ан} R_a}{1,1}, \quad (5)$$

где k подсчитывают по формуле (112) СНиП 11-21-75.

Четыре детали испытали знакопеременной сдвигающей нагрузкой с коэффициентом асимметрии цикла ρ , равным —0,5 и 0,2. С увеличением ρ отрицательное влияние повторности нагружения уменьшается. Средние отношения максимальной сдвигающей силы при ρ , равных —0,5 и 0,2, к максимальной силе при $\rho = -1$ и постоянном числе циклов до разрушения соответственно составляют 1,07 и 1,19.

Испытаниями закладных деталей на совместное действие повторной знакопе-

ременной сдвигающей и постоянной отрывающей нагрузкой установлено, что отрицательное влияние отрывающей силы N на уменьшение разрушающей повторной сдвигающей силы оказалось более существенным, чем на уменьшение разрушающей силы при однократном нагружении. При $\frac{N}{Q_n} = 0,5 \dots 1,5$ и $n = 50 \dots 150$ влияние силы N увеличивается примерно в 1,4 раза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Катин Н. И., Стульчиков А. Н. Работа закладных деталей при сдвиге и совместном действии сдвигающих сил и изгибающих моментов. — В кн.: Стыки сборных железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1969.
- Катин Н. И., Шитиков Б. А. Влияние повторных нагружений на прочность и деформативность закладных деталей. — В сб. трудов ЦНИИСК, вып. 44. М.: Стройиздат, 1975.

УДК 624.072.2/3

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИС Гидропроект);
И. Т. МИРСАЯПОВ, инж. (Казанский инженерно-строительный ин-т)

Влияние виброползучести на коэффициент асимметрии цикла напряжений

При расчете железобетонных изгибаемых элементов на выносливость максимальные напряжения в сжатом бетоне $\sigma_a^{макс}$ и растянутой арматуре $\sigma_a^{доп}$, соответствующие нагрузке $M^{макс}$, устанавливают по упругой стадии работы бетона, что приводит к равенству коэффициентов асимметрии цикла напряжений бетона ρ_b , арматуры ρ_a и нагрузки ρ_m . При действии многократно повторных нагрузок вследствие виброползучести бетона в сжатой зоне интенсивно развиваются пластические деформации, приводящие к возникновению остаточных растягивающих напряжений в растянутой арматуре, вызывающих в свою очередь растяжение верхних волокон бетона.

При увеличении числа циклов нагружения возрастают деформации виброползучести бетона и, следовательно, остаточные растягивающие напряжения в арматуре и бетоне. Вследствие того, что одна и та же величина остаточных напряжений входит в суммарные напряжения арматуры как при максимальной, так и при минимальной нагрузке цикла, с ростом числа циклов их соотношение изменяется, т. е. фактический коэффициент асимметрии напряжений арматуры ρ_a не совпадает с коэффициентом асимметрии внешней нагрузки ρ_m . Остаточные деформации в арматуре, по данным некоторых исследований, достигали (10—

60) 10^{-5} . В работе [1] на основе анализа результатов [2, 3] предложена эмпирическая формула $\rho_a = 0,15 + 0,8 \rho_m$, учитывающая различие между коэффициентами асимметрии напряжений в арматуре и нагрузке. Поскольку упомянутые исследования не охватывали всего возможного диапазона изменений ρ_m , μ , $R_{пр}$, указанная зависимость имеет ограниченную область применения.

Изменение коэффициента асимметрии цикла напряжений в арматуре по сравнению с первоначальным вызывает изменение предела выносливости изгибаемого элемента, поскольку он зависит от коэффициента асимметрии цикла напряжений.

Обозначив коэффициент асимметрии цикла по нагрузке

$$\rho_m = \frac{M_{мин}}{M_{макс}},$$

по напряжениям в арматуре

$$\rho_a = \frac{\sigma_a^{мин}}{\sigma_a^{макс}},$$

в упругой стадии работы изгибаемого сечения получим

$$\rho_a = \rho_m.$$

По мере возрастания числа циклов нагружения вследствие накопления неупругих деформаций в бетоне в растянутой

арматуре возникают остаточные напряжения $\sigma_a^{доп}$ и коэффициент асимметрии цикла напряжений

$$\rho_a N = \frac{\sigma_a^{мин} + \sigma_a^{доп}}{\sigma_a^{макс} + \sigma_a^{доп}}, \quad (1)$$

где $\sigma_a^{макс} = \frac{2(1-\xi)n}{b \xi^2 h_0^2 \left(1 - \frac{\xi}{3}\right)} M^{макс}$,
 $n = E_a/E_b$; ξ — относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = -\mu n \pm \sqrt{(\mu n)^2 + 2\mu n}.$$

Дополнительные остаточные напряжения в растянутой арматуре можно подсчитать по формуле [4]

$$\sigma_a^{доп} = \frac{n(h_0 - x)}{x} \varepsilon_{пл}^{виб}, \quad (2)$$

где $x = \xi h_0$; $\xi_{пл}^{виб}$ — деформации виброползучести бетона сжатой зоны.

Деформации виброползучести бетона устанавливают через пластические деформации $\varepsilon_{пл}^{ст}$ при статических напряжениях того же уровня $\sigma_b^{макс}$ с учетом работы [5]:

$$\varepsilon_{пл}^{виб} = \varepsilon_{пл}^{ст} k_{вр},$$

где $k_{вр}$ — коэффициент виброползучести бетона, учитывающий ускоренное развитие деформаций ползучести бетона под действием многократно повторной нагрузки; $\sigma_b^{макс}$ — максимальные напряжения в бетоне сжатой зоны:

$$\sigma_b^{макс} = \frac{\xi}{(1-\xi)n} \sigma_a^{макс}. \quad (3)$$

Экспериментальными исследованиями установлено, что основная часть деформаций виброползучести проявляется в течение первых $200 \cdot 10^3$ циклов нагружения, поэтому основное изменение ρ_a также происходит в начальной стадии нагружения.

На рис. 1 приведены графики изменения коэффициентов асимметрии цикла напряжений в растянутой арматуре в зависимости от содержания арматуры и коэффициента асимметрии цикла по нагрузке. Расчетные данные удовлетворительно согласуются с результатами исследований различных авторов [1—3], а также с результатами испытаний шести серий образцов из сборно-монолитного железобетона, у которых относительная высота монолитной части сечения изменялась от 0,125 до 0,425 и составляла 0,27 и 0,335, отношение прочности сборного бетона к монолитному 1,2—2,83. Сечение образцов 100×200 мм, марка сборного бетона М350—М500.

Таким образом, при действии многократно повторной нагрузки с постоянными параметрами ($\omega = \text{const}$, $\rho_m = \text{const}$, $M^{\text{макс}} = \text{const}$) в растянутой арматуре происходит увеличение коэффициента асимметрии цикла напряжений, снижающих несущую способность изгибаемого элемента. Поэтому для более точной оценки несущей способности изгибаемого элемента при действии многократно повторной нагрузки предел выносливости арматуры следует определять с учетом изменения ρ_{a1} и σ_{a1} при переменном режиме нагружения.

При циклическом нагружении растянутая арматура работает в нескольких режимах, начиная от ρ_m и $\sigma_a^{\text{макс}}$ до ρ_{a1} и $\sigma_a^{\text{макс}} + \sigma_a^{\text{доп}}$, где ρ_{a1} и $\sigma_a^{\text{доп}}$ соответствуют стадии исчерпания усталостного ресурса арматуры при полном отжати пластических деформаций (рис. 2).

Для конструкции, запроектированной в соответствии с действующим СНиП, $\rho_m^{\text{макс}}$ при ρ_m находится в области усталостной прочности, т. е. $\sigma_a^{\text{макс}} < R_{\rho m}$. До N_1 циклов нагружение осуществляется по режиму $\sigma_{a1} = \sigma_a^{\text{макс}} + \sigma_a^{\text{доп}}$ и ρ_{a1} , чему соответствует усталостная прочность, определяемая по этим параметрам из выражения

$$R_{\rho a1} = \frac{\eta \sigma_B (1 - \rho_m)}{(1 - \rho_{a1}) \left(\frac{\eta \sigma_B}{R_{\rho m}} - \rho_m \right) + \rho_{a1} (1 - \rho_m)} \quad (4)$$

УДК 691.87:693.554:693.564

А. Н. МАЛЫШЕВ, И. А. РУСИНОВ, кандидаты техн. наук (КИСИ)

Потери преднапряжения в спиральной или кольцевой арматуре от смятия бетона под витками

Возникающие при изготовлении преднапряженных железобетонных конструкций деформации смятия приводят к дополнительной потере напряжения. В действующих нормах потери предварительного напряжения в арматуре от контактных деформаций выражены постоянной величиной (независимо от влияния

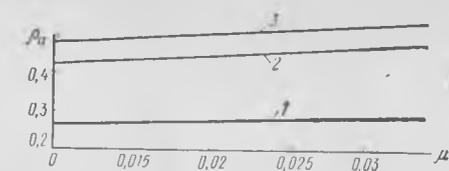


Рис. 1. Изменение ρ_a в зависимости от μ и ρ_m
1 — $\rho_m = 0$; 2 — $\rho_m = 0,25$; 3 — $\rho_m = 0,33$

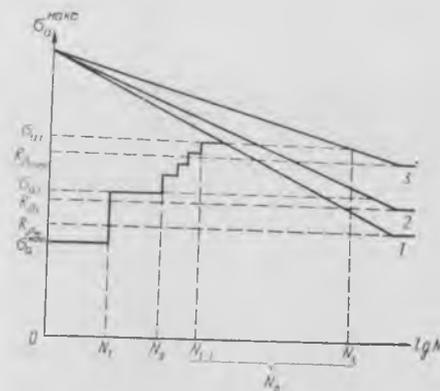


Рис. 2. Определение усталостной прочности при переменных $\sigma_a^{\text{доп}}$, $\sigma_a^{\text{макс}}$
1 — ρ_m ; 2 — ρ_a ; 3 — $\rho_a^{\text{пред}}$

Если при этом σ_{a1} будет опять находиться в области усталостной прочности для этого режима, т. е. $\sigma_{a1} < \sigma_{\rho a1}$, то накопления усталостных повреждений не произойдет. Такой анализ можно провести для всех промежуточных режимов, которые следует свести в интервале между ρ_m и ρ_{a1} к n ступеням с постоянными значениями σ_{ai} и ρ_{ai} на каждой ступени. Если на каких-то этапах значения $\sigma_{ai} = (\sigma_a^{\text{макс}} + \sigma_a^{\text{доп}})$ выйдут из области усталостной прочности для данного режима (т. е. $\sigma_{ai} > R_{\rho a1}$ на рис. 2), то следует учитывать накопление усталостных повреждений, и в этом случае долговечность арматуры, т. е. число циклов

до усталостного разрыва, на последней ступени подсчитывают по формуле

$$N_D = N_n \left[\frac{N_{1u}}{N_1} + \frac{N_{2u}}{N_2} + \dots + \frac{N_{(n-1)u}}{N_{n-1}} \right] \quad (5)$$

где N_1, N_2, \dots, N_i определяют по формуле

$$\lg N_i = \frac{\eta - \sigma_i / \sigma_B}{\eta - k_{\rho}} \quad 6,3,$$

причем

$$k_{\rho} = \frac{k_0 k_c k_d}{1 - \rho_{ai} \left(1 - \frac{k_0 k_c k_d}{\eta} \right)}$$

k_0, k_c, k_d — коэффициенты, учитывающие вид арматуры, стыка и диаметр стержня [4].

В формуле (5) учитывается только то число циклов N_i , на которых происходят усталостные повреждения, т. е. $\sigma_{ai} > R_{\rho ai}$.

Выводы

При действии многократно повторных нагрузок в растянутой арматуре изгибаемых элементов происходит увеличение напряжений, уменьшающее выносливость изгибаемого элемента, и коэффициента асимметрии цикла напряжений, повышающего выносливость изгибаемого элемента. Поэтому для более точной оценки выносливости изгибаемого элемента предел выносливости арматуры следует определять с учетом изменения $\sigma_a^{\text{макс}}$ и ρ_{a1} при переменном режиме нагружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гуменюк В. С., Мулин Н. М., Фридлянов А. С. Уточнение расчета растянутой арматуры изгибаемых элементов на выносливость. — Бетон и железобетон, 1980, № 3.
2. Михайлов К. В., Селюков В. М. О напряженном состоянии железобетонных балок при многократно повторяющихся нагрузках. — Бетон и железобетон, 1963, № 8.
3. Курьелло А. С., Кваша В. Г., Левич В. В. Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов при многократно повторяющихся нагрузках. — Бетон и железобетон, 1974, № 7.
4. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического железобетона. М., Энергия, 1978.
5. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков, изд-во Харьковского государственного ун-та, 1968.

многочисленных факторов). В СНиП II-21-75 потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры назначены постоянными — 30 МПа для конструкций диаметром до 3 м.

Авторами предлагается расчетная методика определения потерь преднапря-

жения от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, основанная на законах его деформирования при местном сжатии.

Предварительно были проведены экспериментальные и теоретические исследования контактных деформаций бетона. Для его испытаний на смятие применяли

штампы, имитирующие прямолинейные отрезки витков спиральной или кольцевой арматуры на единичной элементарной площадке трубы. Штамп представлял собой металлическую жесткую пластину с приклеенными к ней двумя или четырьмя гладкими стержнями калиброванной проволоки ($E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа). Диаметры арматурных стержней в различных штампах — 4, 5, 6 и 8 мм соответствовали диаметрам спиральной арматуры, применяемым в напорных трубах. Штамп устанавливали на поверхности бетонных образцов, нагружали и таким образом моделировали вдавливание витков спиральной арматуры в бетон трубы. Нагрузка на призму соответствовала величине радиального давления в витке спиральной арматуры, навиваемой на сердечники железобетонных труб.

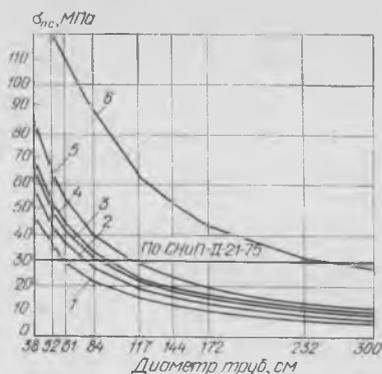
Испытывали образцы-призмы размерами $100 \times 100 \times 400$ и $100 \times 100 \times 200$ мм, кубы с ребром 100 и 150 мм из бетонов с различными характеристиками. В результате экспериментов на бетонных призмах-моделях получены значения деформации бетона при загрузке и их увеличение во времени.

Для определения потерь преднапряжения в спиральной арматуре от смятия бетона трубы под витками в течение 180 сут проведены длительные испытания трех секций железобетонных труб диаметром 520 мм, длиной 1 м. На каждую трубу через специальные натяжные устройства навивался виток кольцевой арматуры. Уровень напряжения в проволоке соответствовал $\sigma_0 = 0,6 R_{\text{ат}}$. Перед испытанием проволока, навиваемая на сердечники, вытягивалась на стенде в течение 4 сут при уровне напряжений $0,65 R_{\text{ат}}$ для уменьшения потерь от релаксации. Равномерность обжатия сердечника витком арматуры фиксировалась тензорезисторами, наклеенными на проволоку в десяти точках, а деформация измерялась прибором АИД-2м.

Опыты показали, что на величину длительных контактных деформаций бетона существенно влияет его возраст в момент загрузки. Например, контактные деформации для партии I.ПД, загруженной через 39 сут, за период 70 сут в среднем равны 0,044 мм. Для партии I.ПДС, загруженной в возрасте 220 сут, контактные деформации за тот же период равны 0,016 мм при одинаковой величине нагрузки.

Характер развития во времени контактных деформаций бетона под круглыми стержнями подобен кривой роста его меры ползучести, что позволяет описать их аналитическими зависимостями для ползучести. Величина контактных деформаций во времени зависит от диаметра арматуры и нагрузки. На величину деформаций смятия бетона напорных железобетонных труб под витками спиральной напрягаемой арматуры влияет способ уплотнения бетона, например центрифугирование, наличие арматурных каркасов, задерживающих развитие деформаций ползучести.

Контактные деформации, полученные на призмах, на 10—15% больше деформаций на кольцах труб. Величина потерь от усадки, продольной ползучести и смятия бетона под витками в спиральной арматуре, измеренная экспериментально на железобетонных трубах, на-



Потери предварительного напряжения в спиральной арматуре и канатах от смятия бетона под витками, вычисленные по предлагаемой методике в зависимости от вида армирования

1 — Ø4 В-11; 2 — Ø5 В-11; 3 — Ø6 В-11; 4 — Ø9 К-7; 5 — Ø8 В-11; 6 — Ø12 К 7

ходила в пределах 77...85 МПа. Потери преднапряжения только от смятия бетона под витком кольцевой арматуры составляли 34...37 МПа. Контактные деформации бетона на призмах под штампом соизмеримы с деформациями смятия под витком спиральной арматуры и могут быть перенесены на трубы с коэффициентом 0,085—0,9.

Для определения напряжений и деформаций с учетом длительных процессов в зоне контакта и для уточнения величины потерь преднапряжения в спиральной арматуре от смятия бетона под витками сформулирована контактная задача. Цель задачи — определение напряженного состояния плоской среды под круглым цилиндрическим штампом и величины контактных деформаций с учетом ползучести бетона.

Для решения применен шаговый метод на основе теории упругости. Особенностью данного подхода является нахождение траекторий главных напряжений с определенным шагом по границе контакта, а также вдоль траекторий. Упругое решение задачи сводится к определению напряженного состояния полуплоскости с использованием функции Эри.

Для решения использована функция комплексного переменного для штампа с закругленным основанием. Анализ потерь предварительного напряжения в спиральной арматуре от смятия бетона под витками указывает, что последние существенно зависят от диаметра арматуры, радиуса напорной трубы, уровня натяжения и соотношения модулей упругости бетона и стали.

По результатам экспериментальных и теоретических исследований получена зависимость для определения предельных величин контактных деформаций смятия Δ_k под витком спиральной арматуры во времени

$$\Delta_k = \frac{K_1 K_2 K_3 T_0 F_n \varphi_{i=\infty}}{E_6 \eta h_2}; \quad (1)$$

где T_0 — начальное натяжение спиральной арматуры $T_0 = \sigma_0 F_n$; σ_0 — напряжение в спиральной арматуре с учетом уп-

ругого обжатия бетона; $\varphi_{i=\infty}$ — предельная величина характеристики ползучести бетона трубы, которая определяется экспериментально или по методикам [1, 2]; K_1 — безразмерный коэффициент, учитывающий влияние толщины и поперечной усадки бетона напорной трубы на величину контактной деформации

$$K_1 = 2h^2 + h;$$

K_2 — безразмерный коэффициент, учитывающий влияние диаметра навиваемой проволоки или арматурного каната,

$$K_2 = 2^{5-d} + 0,2;$$

$d \geq 3$ — диаметр арматуры, мм; E_6 — начальный модуль упругости бетона трубы; η — шаг спиральной арматуры, см; K_3 — безразмерный коэффициент, учитывающий влияние шага навиваемой высокопрочной проволоки или арматурного каната

$$K_3 = 0,68 \eta.$$

Значения коэффициентов K_1 , K_2 , K_3 определяли путем подбора по экспериментальным величинам контактных деформаций смятия.

Величина потерь преднапряжения в спиральной арматуре от смятия бетона под витками:

$$\sigma_{п,с} = \frac{E_a \Delta_k}{r_0}; \quad (2)$$

где $r_0 = r + \frac{d}{2}$; r — наружный радиус

сердечника трубы; E_a — модуль упругости арматуры класса В-11 или арматурных канатов, d — диаметр арматуры.

Изменение величины потерь преднапряжения в спиральной арматуре от смятия бетона под витками различных диаметров напорных железобетонных труб и проволоки, полученных по формуле (2), приведено на рисунке.

Предлагаемая расчетная методика позволит получить величины потерь преднапряжения в спиральной арматуре от смятия бетона под витками с учетом основных факторов, вошедших в формулы (1) и (2).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методические рекомендации по экспериментальному определению деформаций усадки и ползучести бетонов. НИИСК Госстроя СССР, Киев, 1967.
2. Улицкий И. И. Расчет бетонных и железобетонных арочных и комбинированных конструкций с учетом длительных процессов. Киев, Госстройиздат УССР, 1958.

УДК 624.92

П. Ф. ДРОЗДОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ)

Расчет железобетонных конструкций монолитных зданий

При возведении монолитных многоэтажных зданий действию нагрузки подвергается совсем молодой бетон, не поддерживаемый опалубкой и лесами. В особенности это относится к возведению зданий в скользящей (или подобной) перемещаемой опалубке: на выходе из-под ее щитов прочность свежего бетона составляет 0,15—0,2 МПа. При использовании других промышленных типов опалубки также имеет место раннее нагружение молодого бетона стен сразу после снятия опалубки при отсутствии каких-либо поддерживающих устройств.

Очень раннее и возрастающее во времени нагружение должно сказаться на всем процессе твердения и созревания бетона, в том числе на образовании микро- и макротрещин, на деформациях ползучести (а возможно и усадки), на длительной прочности материала и т. п.

Возникновение микроразрушений в сжатом бетоне делает необратимым дальнейший процесс его деформирования и может привести к разрушению во времени при длительных или многократно повторных нагружениях. Известно, что в ряде исследований получено увеличение прочности бетона, подвергнутого в зрелом возрасте длительному сжатию, но нет ни одного исследования изменения его свойств в условиях, имитирующих твердение под возрастающей нагрузкой, начиная с возраста в несколько часов. Есть все основания считать, что проведение таких исследований не терпит отлагательства. Без них расчеты монолитных зданий будут оставаться формальными, а соответствие их действительно поведению молодого монолитного бетона под нагрузкой останется неподтвержденным.

В рамках этих исследований должен найти место и анализ статистической изменчивости механических свойств молодого монолитного бетона, твердеющего под растущей нагрузкой, прежде всего его прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. Причем анализироваться должны не случайные величины (E_b , $R_{пр}$ и т. д.), а процесс в котором эти значения рассматриваются как случайные функции времени и растущей нагрузки.

Исследования* показали, что статистическая изменчивость модуля упругости бетона даже для сборных колонн значительно сказывается на их устойчивости, вызывая опасность ее потери

при $\eta > 2,5$ (для расчета по СНиП II-21-75). В молодом монолитном бетоне можно ожидать значительно большего разброса E_b и $R_{пр}$ и, следовательно, увеличенной опасности потери устойчивости тонких сжатых несущих стен, слабоармированных или неармированных. К этому надо добавить увеличение случайных эксцентриситетов вследствие неточности установки опалубки стен смежных по высоте этажей, а для зданий, возводимых в скользящей опалубке, — ослабление этих стен оконными и дверными проемами и гнездами для устройства междуэтажных перекрытий.

Монолитные несущие системы зданий образованы из бетона разного возраста и, следовательно, имеют разные прочностные и деформативные свойства. Реологические процессы непрерывно изменяют распределение усилий между бетоном и арматурой, свежий бетон деформируется под нагрузкой, которая перераспределяется между элементами несущей системы сообразно изменению их жесткостей. Эти жесткости меняются во времени в процессе возведения здания, поэтому обычные итерационные методы расчета, предполагающие жесткость функцией только нагрузки, в данном случае нуждаются в некоторой корректировке.

В некоторых монолитных железобетонных элементах несущей системы зданий под нагрузкой возникают трещины. Первоочередное влияние на работу этой системы, очевидно, оказывают трещины в надпроемных перемычках.

Первые трещины появляются в наиболее нагруженных перемычках, скачкообразно уменьшая их жесткость. Соответственно нормальные силы в столбах уменьшаются, а изгибающие моменты в них растут. Вместе с тем увеличиваются перерезывающие силы в еще не треснувших перемычках верхних этажей, а затем и в них возникают трещины. Таким образом, с ростом нагрузки во всех элементах несущей системы происходит перераспределение усилий.

Этот процесс осложняется еще различием механических свойств бетона по высоте монолитного здания. По-видимому, даже при постоянной проектной марке прочность и модуль упругости бетона столбов в нижних этажах окажутся более высокими, чем в верхних этажах, вследствие более длительного твердения его под более высокой нагрузкой (без разгрузки). В перемычках это различие должно быть менее заметным, так как постоянная вертикальная нагрузка влияет на них не столь непосредственно, как на столбы,

Таким образом, связь между усилиями и перемещениями в монолитной несущей системе здания оказывается нелинейной. Для расчета этих систем с привлечением шаговоитерационных методов необходимо знать зависимости $P-\delta$ для всех элементов системы, т. е. учитывать физическую нелинейность.

В многоэтажном здании перемычки деформируются в стесненных условиях, так как свободный рост деформаций отдельной перемычки органичивается сопротивлением всех остальных элементов несущей системы (столбов, перекрытий, перемычек и иных связей). Это приводит к тому, что в экстремальных условиях при деформации перемычек реализуется нисходящая ветвь диаграммы «усилие — перемещение» ($P-\delta$), снижая отпорность перемычек постепенно, вплоть до полного разрушения всей несущей системы здания. Вместе с тем постепенное уменьшение отпорности все большего числа перемычек изменяет диаграмму $P-\delta$ для остающихся, так что для последних перемычек полная реализация нисходящей ветви становится маловероятной. Протяженность этой ветви должна сокращаться в той последовательности, в какой перемычки будут достигать своего предельного сопротивления ($dP/d\delta=0$). Это означает, что для всех перемычек несущей системы полные диаграммы $P-\delta$ должны быть различными.

В ряде зарубежных исследований показано, что деформативность железобетонных балок прямо зависит от их насыщения поперечной арматурой в виде замкнутых хомутов. Изменяя степень этого армирования, можно изменять вид диаграммы $P-\delta$ для перемычек.

Как показывают наши опыты, характер этой диаграммы и значения ее параметрических точек зависят также от влияния распора, возникающего при переходе в перемычках. В испытаниях перемычек на изгиб и сдвиг (безраспорных) преобладает разрушение по нормальным сечениям в зоне максимальных моментов, т. е. около опорных защемлений. Если же в испытании моделируется распор, то сепаратное раскрытие нормальных трещин затрудняется. Разрушение происходит по наклонному сечению в результате развития трещин от сжатия диагонального «подкоса» силами распора, усиленного сдвигом и влиянием главных растягивающих напряжений.

В реальных условиях распор всегда имеет место, так как свободной деформации перемычек (помимо их собственной продольной арматуры) препятствуют заделка столбов в фундаменты, сопротивление растяжению перекрытий и глухих стен, параллельных данному ряду перемычек, и подобные причины. Соответственно степени погашения распора меняется и вид диаграммы $P-\delta$.

Ясно, что перекос перемычек, а значит, и величина распора увеличиваются с увеличением общих перемещений несущей системы — прогиба и угла наклона. Рост этих перемещений делает актуальным расчет предельной несущей способности системы по деформированной схеме, т. е. с учетом не только физической, но и геометрической нелинейности.

В больших несущих системах пере-

* Дроздов П. Ф. Надежность гибких железобетонных колонн. — Бетон и железобетон, 1981, № 4.

распределение усилий приводит нередко к разгрузке отдельных элементов или их участков. Для оценки в расчетах этого явления необходимо иметь полные диаграммы деформирования, включающие ветви не только загрузки, но и разгрузки. Результаты, полученные в МИСИ, показывают, что при многократных разгрузках до нуля бетонных призм в зоне нисходящей ветви диаграмм $\sigma - \epsilon$ при каждой разгрузке возвращалась некоторая малая часть деформации и каждое новое нагружение определяло точку диаграммы, очень близкую к той, с которой была произведена разгрузка. По-видимому, можно считать, что разгрузка идет по прямой, параллельной той, которая соответствует начальному модулю упругости бетона.

Выполненные в МИСИ по программе «Авторяд ЕС-2» (т. е. в физически нелинейной постановке) расчеты больших сложных и высоких несущих систем зданий показали, что на поведение системы главное влияние оказывают вертикальные удельно-неравные нагрузки. Усилия, созданные ими, в несколько раз превосходят те, которые создаются горизонтальной (ветровой) нагрузкой. Изменение направления ветра не приводит, как правило, к перемене знака усилий в элементах несущей системы. Поэтому трещины в перемычках в большинстве случаев имеют направление, вызванное вертикальной нагрузкой, влияние знако-

переменной горизонтальной нагрузки на них мало сказывается. Однако не исключены случаи, когда трещины будут возникать именно от горизонтальной нагрузки (например, в симметричном здании с удельно-равными вертикальными нагрузками на столбы), тогда ее знакочередование может привести к образованию перекрестной диагональной решетки трещин.

Снижение жесткости перемычек при образовании трещин отрицательно сказывается на жесткости несущей системы в целом. Уменьшить этот эффект можно с помощью армирования монолитных перемычек преднапряженными брусками и устройством вутов в местах примыкания перемычек к столбам. Как показали проведенные в МИСИ эксперименты, это поможет в 2—2,5 раза уменьшить деформации перемычек на всем протяжении роста нагрузок.

При нелинейной постановке расчета, расчет несущих систем зданий требует предварительного выявления реальной схемы нагружения системы. Так называемое простое нагружение, когда все нагрузки увеличиваются пропорционально одному параметру, явно не подходит, так как горизонтальная нагрузка появляется вполне независимо от вертикальной. Поскольку в вертикальной нагрузке основную часть составляет собственная масса здания и эта нагрузка по мере его возведения возрастает, представляется обоснованным вести расчет сначала на вертикальную нагрузку (с

учетом изменения расчетной схемы в процессе возведения), а затем вторично на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок на готовое здание. Для проверки прочности и конструирования сечений из этих двух расчетов выбираются усилия, создающие наиболее опасную ситуацию.

Принципиальной особенностью расчетов современных монолитных зданий, возводимых без поддерживающих лесов, является очевидная необходимость учета в них в явной форме фактора времени. Этот фактор лишь косвенно учитывается в расчетах зданий из сборных железобетонных элементов заводской готовности (получить при расчетах деформаций, потери преднапряжения и т. д.).

Представляется необходимым изучить особенности естественного твердения свежеуложенного бетона под возрастающей нагрузкой, и прежде всего связь между ростом прочности, ростом интенсивности нагрузки и возрастом бетона. Необходимо выяснить изменение во времени в этих условиях модуля упругости, коэффициента Пуассона, усадки, ползучести, микротрещинообразования и т. п. Исследования должны показать, есть ли необходимость в создании специальных нормативных документов, регламентирующих проектирование бетонных и железобетонных конструкций монолитных многоэтажных зданий, сооружаемых без лесов и без жесткой несущей арматуры.

Вопросы качества

УДК 691.327:658.562.003.1

А. В. ТЕРЕНТЬЕВА, канд. экон. наук (ЦНИИпроект)

Об экономической эффективности мероприятий по обеспечению заданного уровня качества изделий

В крупнопанельном домостроении одна из наиболее актуальных проблем — обеспечение заданного уровня качества сборных железобетонных изделий. Предприятия расходуют значительные средства на улучшение качества изделий, предупреждение или устранение допущенных в них дефектов. Однако, несмотря на соответствующие методические документы определить целесообразность разработки и эффективности внедрения тех или иных мероприятий, а также функционирования комплексной системы управления качеством продукции трудно. Это обусловлено несовершенством применяемых на предприятиях отрасли методов оценки фактического уровня качества готовых изделий и пробелами в экономической информации.

Как известно, критерием эффективности внедряемых на предприятии меро-

приятий по обеспечению заданного (нормативного) уровня качества является сокращение непроизводительных расходов и потерь. К их числу относятся потери от исправного S^a и неисправного S^b брака, убытки по рекламациям, а также экономические санкции органов Госстандарта за поставку потребителям недоброкачественной продукции S^a . Потери S^b и S^a определяются без особых затруднений.

Потери от исправного брака S^a выражаются дополнительными затратами материалов, заработной платы и накладных расходов, связанных с доводкой качественных параметров дефектных изделий до нормативных. Эти непроизводительные затраты — основная составляющая суммарных потерь предприятия от недостаточного качества изготовления сборного железобетона, поскольку большинство из дефектов относится к

категории исправимых. По данным КиевЗНИИЭП, ЛенЗНИИЭП и [1], дополнительные затраты на устранение дефектов в 9—12 раз и более превышают потери от неисправного брака.

В настоящее время потери от исправного брака носят скрытый характер, так как они не учитываются на предприятиях отрасли. Они увеличивают себестоимость выпускаемой продукции и снижают производительность труда рабочих. Отсутствие учета дополнительных затрат на исправление дефектов не позволяет предприятию установить абсолютные их значения до и после внедрения мероприятий по обеспечению заданного уровня качества, а следовательно, определить их экономическую эффективность.

Решение этой задачи, а также выявление резервов снижения себестоимости продукции и роста производительности труда за счет улучшения качества возможно при внедрении на предприятиях экономической оценки фактического уровня качества готовых изделий по методике КиевЗНИИЭП [2]. По этой методике готовая продукция в зависимости от полноты соблюдения нормативных требований делится на доброкачественную (группа I) и дефектную (группа II), имеющую недопустимые отклонения. Деление дефектов в соответствии с ГОСТ 15467—79 на исправимые и неисправимые, а также место их выявления и ликвидации или локализации (завод или стройплощадка) обуславливают различия в характере

потерь от них. Суммарная величина этих потерь принята за критерий уровня качества изготовления изделий.

Система предлагаемых в ней оценочных показателей соответствует выбранному критерию (см. рисунок). Обобщенный показатель дефектности D определяется по трем групповым показателям, каждый из которых имеет самостоятельное смысловое значение: D^a характеризует уровень дополнительных затрат, вызываемых исправимыми дефектами и отнесенных к себестоимости изготовленной продукции, т. е. показывает степень дефектности тех изделий, качественные параметры которых можно довести до нормативных; D^b — уровень потерь от неисправимого брака и D^v — относительные потери, связанные с реализацией строителям дефектных изделий.

Наибольшие сложности вызывает определение показателя D^a , для расчета которого в [2] представлены нормативы затрат на устранение широкой номенклатуры дефектов (40 видов), типичных для основных железобетонных изделий наружных и внутренних стеновых панелей, перекрытий и покрытий, лестничных маршей и площадок, сантехкабин и шахт лифтов. В соответствии с действующими положениями по калькулированию себестоимости продукции нормативы затрат q складываются из затрат материалов M , заработной платы Z_n и накладных расходов H , т. е.

$$q = M + Z_n + H = M + Z_n + Z_n K_n,$$

где K_n — коэффициент накладных расходов, характеризующий отношение суммарных расходов на содержание и эксплуатацию оборудования P_o и цеховых расходов P_n к основной заработной плате производственных рабочих $Z_{o.п}$:

$$K_n = \frac{P_o + P_n}{Z_{o.п}}$$

Разработанные нормативы затрат рассчитаны на единицу измерения дефектов применительно к условиям заводов КПД Главкиевгорстроя. Однако их могут использовать с некоторой корректировкой и другие предприятия отрасли в соответствии с положениями [2]. Наличие таких нормативов облегчает внедрение предлагаемого метода оценки и позволяет в заводских условиях определить эффективность мероприятий по улучшению качества изделий.

Если на предприятии осуществляется выборочный, а не сплошной контроль, то число изделий, подвергаемых проверке, должно быть обосновано методами математической статистики. В [2, 3] приведены данные о минимальных размерах выборки, которые установлены дифференцированно в зависимости от объемов производства изделий и уровня их дефектности. При обоснованных объемах выборки по результатам контроля можно судить о качестве всех изготовленных изделий и суммарных потерях предприятия от исправимого брака S^a за отчетный период.

$$S^a = \sum_{j=1}^z \sum_{i=1}^k q_{ji} A_{ji},$$

где q_{ji} — норматив затрат на устранение дефекта i -го вида в j -м изделии; A_{ji} — суммарный объем работ по устранению дефекта i -го вида в j -м изделии.

Зная размеры непроизводительных затрат предприятия на исправление дефектов, а также потери от неисправимого брака и рекламаций до и после внедрения мероприятий, можно определить суммарную годовую экономию производственных ресурсов ΔS за счет уменьшения брака, а затем — годовой экономический эффект.

$$\Delta S = \Delta S^a + \Delta S^b + \Delta S^v = (S_1^a + S_1^b + S_1^v) \frac{P_2}{P_1} - (S_2^a + S_2^b + S_2^v),$$

где S_1^a, S_2^a — годовые дополнительные затраты на исправление брака до и после внедрения мероприятий; S_1^b, S_2^b — соответственно годовые потери от неисправимого брака; S_1^v, S_2^v — соответственно годовые потери по рекламациям и экономическим санкциям органов Госстандарта и Госархстройконтроля за поставку потребителям недоброкачественной продукции; P_1, P_2 — соответственно годовой объем выпуска товарной продукции в сопоставимых ценах; $\Delta S^a, \Delta S^b, \Delta S^v$ — экономия по перечисленным выше факторам.

Оценивая фактический уровень качества изделий по методике [2], предприятие может не ограничиваться общими расчетами экономической эффективности, а определить экономию трудовых Δt и материальных (по видам) ΔM ресурсов, достигаемую в результате внедрения мероприятий по обеспечению заданного уровня качества:

$$\Delta M = \sum_{j=1}^z \sum_{i=1}^k M_{ji} A_{ji} \frac{P_2}{P_1} -$$

$$- \sum_{j=1}^z \sum_{i=1}^k M_{ji} A_{ji2};$$

$$\Delta t = \sum_{j=1}^z \sum_{i=1}^k t_{ji} A_{ji} \frac{P_2}{P_1} -$$

$$- \sum_{j=1}^z \sum_{i=1}^k t_{ji} A_{ji2},$$

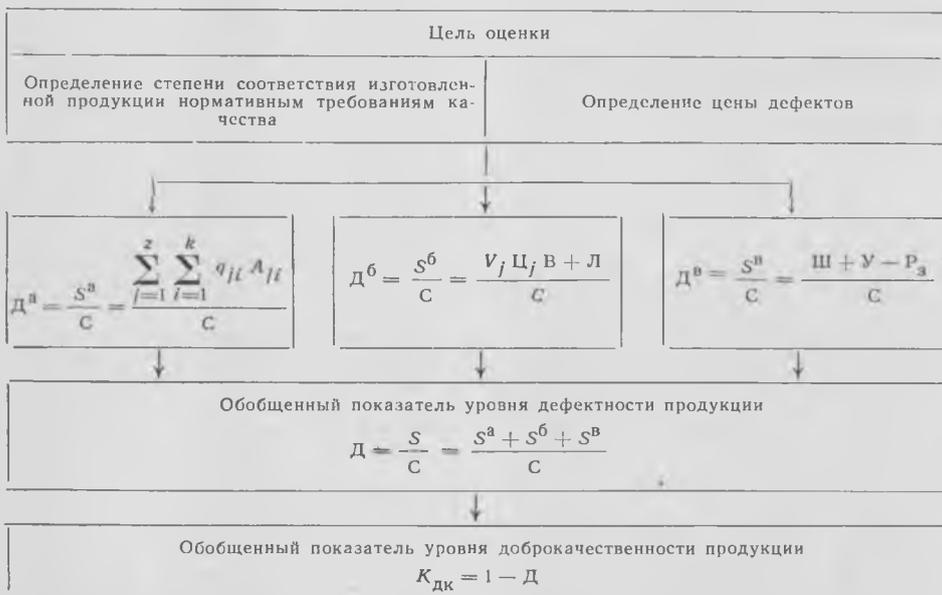
где M_{ji} — норматив расхода материалов на устранение единицы измерения дефекта i -го вида в j -м изделии; t_{ji} — то же, норматив трудозатрат; A_{ji1}, A_{ji2} — суммарный объем работ по ремонту дефекта i -го вида в j -м изделии до и после внедрения мероприятий.

Это позволяет также рассчитать сокращение численности рабочих, занятых доводкой изделий до нормативных требований и рост производительности труда за счет сокращения объемов работ и трудозатрат по ремонту дефектных изделий по формулам, приведенным в [4].

На предприятиях отрасли необходимо целенаправленно разрабатывать и внедрять мероприятия по устранению дефектов — носителей наибольших потерь. Это будет способствовать обеспечению выпуска железобетонных изделий заданного качества с минимальными материальными и трудовыми затратами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шуфчук Б. О. Качество — основная работа строителя. Тула, 1974.
2. Методические рекомендации по экономической оценке уровня качества изготовления сборного железобетона. Киев, КиевЗНИИЭП, 1981.
3. Управление качеством строительства / Под ред. И. Акимовой. М., Стройиздат, 1974.
4. Методика определения экономической эффективности мероприятий по НОТ. М., Экономика, 1978.



Система показателей для оценки уровня дефектности и доброкачественности продукции на стадии ее изготовления

Условные обозначения: C — плановая себестоимость продукции; V_j — число изделий j -го вида с неисправимыми дефектами; C_j — оптовая цена за единицу доброкачественной продукции j -го вида; B — доходы от реализации бракованных изделий не по прямому назначению; L — расходы по ликвидации бракованной продукции; $Ш, У$ — соответственно штрафы, убытки, уплаченные потребителям по рекламациям; P_2 — расходы по исправлению дефектов либо замене дефектных изделий доброкачественными по рекламациям потребителей

УДК 691.327:531.42

Г. И. ЕРМАКОВ, канд. техн. наук (НИИКерамзит)

О плотности бетона на щебне из шлака фосфорного производства

Плотность бетона является одним из главных факторов, определяющих долговечность и надежность работы конструкций. Это свойство бетона приобретает особое значение при ведении водохозяйственного и гидротехнического строительства, где высокая влажность среды создает благоприятные условия для развития и протекания в материале различных коррозионных процессов.

Повышение плотности бетона достигается различными технологическими приемами: более высокой степенью уплотнения смеси, снижением ее водоцементного отношения, применением специальных видов вяжущих, добавок и т. д. Немаловажную роль играют также качество заполнителей, характер их поверхности, объем растворной составляющей в бетоне [1]. На плотность и проницаемость бетона большое влияние оказывает степень гидратации цемента, так как объем гидратированного цемента более чем в 2 раза превышает первоначальный [2].

Повысить плотность можно также за счет использования заполнителей, способных по сравнению с традиционно применяемыми более активно, но в допустимых пределах вступать в химическое взаимодействие со щелочами и продуктами гидратации цемента и создавать в контактной зоне больше гелевидных новообразований. Таким свойством обладают заполнители из шлака электротермофосфорного производства. При электротермической возгонке желтого фосфора ежегодный выход шлака ПО «Куйбышевфосфор» составляет около 500 000 т. На Джамбулском заводе двойного суперфосфата и других химических заводах Казахстана, работающих на фосфоритах Каратау, выход электротермофосфорных шлаков в настоящее время составляет около 10 млн. т [3].

Установлено [4, 5], что порошки шлака в тонкодисперсном состоянии в щелочных средах активно набухают, однако с увеличением крупности зерен эта способность снижается, и, как показали исследования, органичивается поверхностным слоем. Такое поведение заполнителей способствует образованию в зоне контакта большего количества гелевидных, медленно кристаллизующихся при обычной температуре новообразований, повышающих плотность бетона. На характер протекания реакции оказывает влияние также степень кристаллизации шлакового щебня.

а)



б)



в)



Контактная зона в бетоне между цементным камнем и заполнителем (отраженный свет, $\times 72$)

а — с гранитным щебнем; б — со шлаковым щебнем кристаллической структуры; в — со шлаковым щебнем пористой структуры

Контактная зона в бетоне на шлаковом щебне кристаллической структуры (см. рисунок) имеет такой же характер, как и на гранитном щебне, т. е. сцепление происходит в основном за счет сил адгезии. С увеличением в щебне объема шлакового стекла характер контактной зоны меняется, наблюдается более глубокое проникание продуктов новообразований в приконтактные слои цементного камня.

Большое количество гелевидных новообразований способствует повышению не только плотности контактной зоны, но и всего цементного камня в бетоне за счет проявления эффекта самообжаривания. Кроме того, это способствует увеличению прочности сцепления цементного камня со шлаковым заполнителем. Результаты исследований (см. таблицу) показывают, что при равной прочности на сжатие прочность на осевое растяжение бетона на шлаковом щебне примерно на 20–25% выше, чем бетона на гранитном щебне. Шероховатая поверхность пористых зерен шлака также способствует повышению прочности сцепления цементного камня со шлаковым щебнем.

Вид крупного заполнителя	Прочность бетона при сжатии, МПа	Прочность бетона при осевом растяжении образцов цилиндров диаметром 12 см, МПа
Шлаковый щебень	50,6/49,9*	3,4/3,3
Гранитный	49,0/50,6	2,7/2,7

* Перед чертой — образцы, прошедшие термовлажностную обработку; после черты — образцы, твердевшие в нормальных условиях.

Петрографические исследования образцов свидетельствуют о том, что химическое взаимодействие шлакового стекла с продуктами гидратации цемента ограничивается поверхностным слоем заполнителей. Такое взаимодействие не вызывает развития в бетоне деструктивных процессов, но в то же время способствует повышению прочности сцепления цементного камня с заполнителем.

Из рисунка видно, что контактная зона в бетоне на шлаковом щебне более широкая и расплывчатая, с постепенным переходом от одного компонента к другому. Как показали исследования, дефектов в контактной зоне бетона на шлаковом щебне меньше, чем в бетоне на гранитном. Это подтверждается результатами испытаний образцов на газопроницаемость.

Образцы-цилиндры диаметром и высотой 100 мм были изготовлены на шлаковом и гранитном щебне. Уплотнение смеси в формах проводили методом вибропрессования (3 МПа) по режиму, аналогичному при изготовлении виброгидропрессованных напорных труб.

После пропаривания образцы продолжали твердеть в нормальных условиях. Затем в возрасте 28 сут их высушивали при 60°C до постоянной массы и подвергали испытаниям на газопроницаемость по методике НИИЖБ. Образцы опрессовывали азотом при давлении 1 МПа и после стабилизации газового потока измеряли объем газа, прошедшего через образец за определенный промежуток времени.

Сравнение результатов показало, что коэффициент газопроницаемости бетона на шлаковом щебне на 43% ниже, чем на гранитном. Водопоглощение по массе бетона на щебне из фосфорного шлака за 48 ч составило 3,85%, а на гранитном щебне — 4,91%. Количество открытых пор в бетоне соответственно составило 0,39 и 0,48%.

Объяснить это можно тем, что в результате химического взаимодействия вокруг шлаковых зерен образуется более толстая и плотная гелевая оболочка, которая, закрывая сообщающиеся поры, трещины и раковины, способствует повышению плотности бетона и снижению его проницаемости.

О более высокой плотности бетона на шлаковом щебне, способствующей повышению его долговечности, свидетельствуют также результаты испытаний на морозостойкость. После 320 циклов непосредственного замораживания и оттаивания образцы продолжали набирать прочность без изменения внешней формы и объемной массы.

Таким образом, исследования показали, что характер поведения заполнителей и их склонность к химическому взаимодействию играют немаловажную роль в формировании структуры и свойств бетона. Химическое взаимодействие заполнителей, ограниченное поверхностным слоем, способствует повышению прочности и плотности бетона. Это свойство

особенно ценно в таких конструкциях, как железобетонные напорные трубы, где плотность имеет решающее значение, не только для определения классности, но и для обеспечения эксплуатационной надежности работы труб и их долговечности.

Первые опытные трубы из бетона на шлаковом щебне были изготовлены на куйбышевском заводе ЖБИ № 7 в 1972 г. В последующие годы объем их выпуска постоянно увеличивался. После разработки и утверждения технических условий завод полностью перешел на применение шлакового щебня марки 1000—1200 ПО «Куйбышевфосфор» в качестве заполнителя для бетона напорных виброгидропрессованных труб.

Использование для выпуска труб более дешевого шлакового щебня взамен гранитного (стоимость 1 м³ шлакового щебня фракции 5—10 мм составляет 3 р. 80 к., гранитного — 4 р. 90 к., а с транспортными расходами соответственно 4 р. 91 к. и 8 р. 80 к.) позволило, наряду с улучшением экономических показателей, повысить также технические свойства виброгидропрессованных напорных труб. Уменьшены потери предварительного напряжения в арматуре труб, повышена их трещиностойкость и т. д. Более высокая прочность бетона на растяжение способствовала практически полной ликвидации отслоений защитного слоя в трубах.

В результате этого выход труб, соответствующих требованиям ГОСТ 12586—74, в среднем повысился на 15—20%. Если на гранитном щебне он составлял 55%, то на шлаковом щебне — 70—75%.

Таким образом, применение вместо гранитного щебня шлакового для выпуска виброгидропрессованных напорных труб позволило куйбышевскому заводу ЖБИ № 7 треста «Железобетон» не только повысить качество выпускаемых изделий, но также уменьшить на 10% расход цемента, снизить себестоимость продукции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Москвин В. М., Рояк Г. С. Коррозия бетона при действии щелочей цемента на кремнезем заполнителя. М., Стройиздат, 1962.
2. Невиль А. М. Свойства бетона. М., Стройиздат, 1972.
3. Паримбетов Б. П. Строительные материалы из минеральных отходов промышленности. М., Стройиздат, 1978.
4. Ермаков Г. И., Стоцкая В. И. Влияние гидравлической активности фосфорного шлака на прочность бетона. — В кн.: Шлакощелочные цементы, бетоны и конструкции. Киев, 1979.
5. Новопашин А. А., Ермаков Г. И. Свойства бетона на фосфорном щебне. — В кн.: Повышение долговечности конструкций водохозяйственного назначения. Ростов-на-Дону, 1981.

На ВДНХ СССР

УДК 728.9.003.1

Повышать эффективность и качество сельского строительства

Важная роль в ускорении развития сельского строительства, переустройстве села принадлежит стройиндустрии.

Представляет интерес передовой опыт некоторых организаций Минсельстроя СССР, экспонирующих на ВДНХ СССР на межотраслевой выставке «Экономия материальных ресурсов в строительстве» ряд своих новых эффективных разработок.

В строительстве сельскохозяйственных зданий большое распространение получила конструктивная схема зданий с каркасом из трехшарнирных железобетонных рам, преимуществом которой является возможность строительства зданий без внутренних опор.

Строительство таких зданий в районах с расчетной сейсмичностью не свыше 6 баллов ведется с применением трехшарнирных рам серии 1.822-2 пролетами 12, 18 и 21 м под расчетные нагрузки 1800, 2100, 2400 и 2700 кгс/м.

В 1980 г. в связи с изменением норм проектирования железобетонных кон-

струкций ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР совместно с Гипронисельхозом Минсельхоза СССР, НИИЖБ и ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко была проведена переработка рам этой серии без изменения опалубочных размеров. Дополнительно разработаны трехшарнирные рамы пролетом 12, 18 и 21 м под расчетные нагрузки 1200 и 1500 кгс/м. При этом одновременно решалась задача выполнения сейсмостойких рам для зданий с расчетной сейсмичностью до 8 баллов без дополнительных закладных деталей, специфичных для конструкций, воспринимающих сейсмические воздействия.

Разработаны также сейсмостойкие трехшарнирные железобетонные рамы пролетом 24 м под расчетные нагрузки 1200, 1500, 1800 и 2100 кгс/м с такими же опалубочными размерами, как и у рам серии 1.822-2 пролетом 21 м, но к прямой участкам ригеля, примыкающим к ключевому шарниру, добавляются участки длиной 1,5 м. Рамы запро-

ектированы из тяжелого бетона марки М350 и стержневой арматуры класса А-III.

Строительство сельскохозяйственных зданий в сейсмических районах с применением трехшарнирных железобетонных рам значительно экономит строительные материалы, снижает трудозатраты на монтаж и его стоимость по сравнению с другими конструктивными схемами зданий. Например, по сравнению со зданиями с каркасом из безраскосных железобетонных ферм по сборным железобетонным колоннам в зданиях с рамным каркасом из трехшарнирных железобетонных рам шагом 6 м достигается экономия бетона 6%, стали 10%, трудоемкость монтажа снижается на 35%.

Институтами Южгипронисельстрой, Крайколхозпроект, Краснодарским крайколхозстройобъединением и Гулькевичским ССК разработана и построена в пос. Мостовском опытно-промышленная технологическая линия по формованию

объемных блок-комнат серии ПБКР-2М методом нагнетания, совмещенного с инъекционным пароразогревом смеси и с термообработкой изделий геотермальной водой.

В состав линии входят двухшнековый нагнетатель производительностью 2,5—3 м³/мин, формовочные машины СМЖ-304А, передаточный мост, камеры дозревания, распалубочная машина, бетономесительный узел производительностью 15 м³/ч, котельная с парогенератором и подогреватель геотермальной воды.

Формование объемных блок-комнат осуществляется нагнетателем путем подачи в полость формовочной машины керамзитобетонной смеси с одновременным инъекционным пароразогревом ее в корпусах шнеков до 60—65°C. В момент полного заполнения полости формовочной машины горячей смесью нагнетателем создается избыточное прессирующее давление, обеспечивающее напряженное состояние смеси порядка 0,03—0,05 МПа. Отформованное из керамзитобетона изделие в обжатом состоянии подвергается тепловой обработке по двухстадийной схеме. На первой стадии форсированная термообработка осуществляется путем пропуска геотермальной воды, предварительно нагретой в подогревателе с 65—67 до 95—97°C, через тепловые отсеки формовочной машины и потолочного щита. Отработанная геотермальная вода температурой 90°C подается в регистры камеры дозревания, в которой распалубленное изделие с сердечником дополнительно прогревается.

Длительность термообработки изделия в машине составляет 4 ч и в камере дозревания — 4—5 ч. Такой форсированный режим термообработки обеспечивает стем с одной формовочной машины трех блок-комнат в сутки, или 4470 м³ изделий в год, а с технологической линии — 17,8 тыс. м³ в год.

Геотермальная вода температурой 60—65°C из камер дозревания подается на нужды коммунального хозяйства, в теплицы и для подогрева заполнителей на БСУ, что снижает затраты тепла на 40%.

Применение метода нагнетания, совмещенного с инъекционным пароразогревом смеси и тепловой обработкой геотермальными водами, при изготовлении объемных блоков комнат позволяет полностью механизировать и автоматизировать процессы транспортировки, укладки и уплотнения бетонной смеси; повысить физико-механические свойства бетона и качество блок-комнат; снизить расход цемента на 15—20% и трудоемкость процесса формирования на 25—30% на 1 м³ изделия; увеличить срок службы формовочных машин за счет исключения вибрации из процесса формирования, а также расширить область эффективного применения в народном хозяйстве возобновляемых источников энергии, в частности геотермальных вод.

Годовой экономический эффект при изготовлении блок-комнат серии ПБКР-2М на опытно-промышленной технологической линии составит 126 тыс. р.

В настоящее время широкое распространение получили проекты школ, детских садов и других зданий, в которых в качестве перекрытий применены многопустотные панели длиной 9 м серии 1-

241-1, разработанные ЦНИИЭП учебных зданий совместно с НИИЖБ.

Ранее такие панели практически не выпускали в связи с тем, что серийное оборудование и установки на заводах ЖБИ позволяли изготавливать многопустотные панели длиной только до 6 м.

Для изготовления многопустотных панелей длиной 9 м специалистами треста Укрортгтехсельстрой модернизирована пустоотобразующая установка К-301А, разработанная институтом Киевгипросельстройиндустрия. Чертежи пригруза, пуансонов, узла крепления их к каретке разработаны трестом Укрортгтехсельстрой, а изготовлена установка Броварским опытно-механическим заводом РПО Укрсельстроймеханизация.

Металлоформы для панелей длиной 9 м изготовил завод «Металлист» этого же объединения по чертежам треста Оргтехстрой. В качестве уплотняющего оборудования были применены четыре виброблока ВВ-02 грузоподъемностью 5 т каждый. Кроме того, были модернизированы установки для электронагрева стержней СМЖ-128А и двусторонней высадки анкерных головок.

Впервые в Минсельстрое Украинской ССР агрегатно-поточная линия по производству многопустотных плит длиной 9 м была внедрена на Березовицком заводе ЖБИ РПО Укрсельстройиндустрия в 1977 г. Годовая производительность каждой линии — 15 тыс. м³ изделий (по наружному обмеру); ее обслуживают шесть рабочих в смену.

Технологический процесс производства заключается в следующем. Очищенную пневмоскребок форму смазывают удочкой-распылителем смазкой ОЭ-2, поступающей от централизованной линии подачи смазки. Затем укладывают нижние сетки и нагретые на установке для электротермического напряжения арматурные стержни, которые при остывании получают предварительное напряжение. Приготовленную таким образом форму подают на пост формирования. Бетоноукладчиком в нее укладывают нижний слой бетонной смеси толщиной примерно 30 мм. Перед этим производят водяную пластификацию зеркала поддона формы, что значительно снижает образование пор и раковин на нижней поверхности изделия. Для равномерного смачивания формы водой бетоноукладчик оборудован гребенкой с распылительными головками. После укладки нижнего слоя вводят пустоотобразователи формующей машины, укладывают каркасы, верхнюю сетку, строповочные петли и верхний слой бетонной смеси. Этот слой укладывают при работающих виброблоках. Для окончательной проработки верхнего слоя бетонной смеси и возможности немедленного извлечения пуансонов на форму мостовым краном устанавливают вибропригруз. После извлечения пуансонов порталом поднимают виброщит, форму с отформованным изделием мостовым краном переносят с поста формовки в камеру тепловлажностной обработки.

По окончании тепловлажностной обработки форму с изделием устанавливают на пост подготовки форм, где керосином обрезают напряженную арматуру, затем изделие транспортируют на пост доводки. Далее цикл повторяют. Для выполнения подъемно-транспортных опе-

раций в цехе имеется мостовой кран грузоподъемностью 15 т. Вывозится готовая продукция на склад самоходной тележкой СМЖ-151.

Возрастающая потребность в многопустотных панелях длиной 9 м способствовала созданию в Минсельстрое Украинской ССР еще одной технологической линии. Специалистами Мелитопольского КСК и треста Укрортгтехсельстрой в течение двух месяцев организована линия по выпуску панелей длиной 9 м в одном из пролетов комбината.

Крепятся пустоотобразующая установка и виброблоки к существующим фундаментам анкерами, заложенными на эпоксидной смоле в предварительно просверленные скважины. Данное решение, предложенное специалистами треста Укрортгтехсельстрой, позволило использовать несущую способность имеющихся фундаментов, сэкономить денежные средства и время на строительстве технологической линии.

Сметная стоимость работ по техническому перевооружению пролета главного корпуса Мелитопольского КСК под выпуск 9-метровых многопустотных панелей перекрытий составляет 34,3 тыс. р., в том числе стоимость оборудования — 26,3 тыс. р. Расчетный экономический эффект от внедрения технологической линии по производству 9-метровых многопустотных панелей перекрытий на Мелитопольском КСК составил 73,5 тыс. р. Представляет интерес производство железобетонных рам на ССК в пос. Юбилейный Узбекской ССР. Железобетонные полурамы предназначаются для строительства сельскохозяйственных зданий пролетом 12—24 м. Изготавливают полурамы по поточно-агрегатной технологии на базе нового оборудования, разработанного Южгипроиссельстроем.

В состав технологической линии входят мостовой кран грузоподъемностью 5 т, бетонораздатчик БРП-17А, три унифицированных виброблока УВВ-1Ю, скиповый подъемник и комплект металлических форм полурам с паровыми рубашками. Бетон подают к скиповому подъемнику автосамосвалом. Распалубку готовых изделий, транспортировку форм и установку в них арматурных каркасов выполняют параллельно с формированием полурам, что создает поточность в работе.

Использование бетонораздатчика в поточно-агрегатной технологии позволяет освободить мостовой кран от операций по транспортировке бады при укладке бетонной смеси в формы. Это делает возможным по сравнению со стендовым производством полурам в 2,3 раза увеличить производительность формовочного поста, повысить культуру производства и безопасность труда.

Поточно-агрегатная технология имеет ряд преимуществ и по сравнению с касетным производством полурам, так как снижает металлоемкость и затраты электроэнергии, а также потери времени на ремонтно-восстановительные работы. Производительность технологической линии изготовления поточно-агрегатным способом — 10 тыс. полурам в год. Годовой экономический эффект по сравнению со стендовой технологией составляет 30 тыс. р. Технологическая линия внедрена в 1980 г.

В одной из экспозиций показана тех-

нология производства предварительно напряженных железобетонных элементов стен сборных силосов элеваторов. Силосы элеваторов изготавливают по агрегатно-поточной технологии в вертикальном рабочем положении и армируют стальным арматурным канатом класса К-7, диаметром 6 мм, навиваемым и напругаемым электротермомеханическим методом на стальные стержни-вкладыши, установленные в углах сердечников форм. Навивка осуществляется арматурно-навивочной машиной.

Силовые стальные формы для указанных элементов серийно выпускает Черкасский завод «Строммашина». Про-

изводство арматурно-навивочных машин освоено Лисичанским заводом «Строммашина». Технологические линии по изготовлению предварительно напряженных элементов с однорядным армированием созданы на Атбасарском и Пескинском заводах ЖБК треста Казсельстройдеталь, Ивanteeвском, Гирейском, Донском, Курском, Стерлитамакском и Челябинском заводах ЖБИ треста Элеваторстройконструкция, Запорожском заводе ЖБИ республиканского промышленного объединения Укрсельстройиндустрия Минсельстроа Украинской ССР и каунасском заводе ЖБК № 3 Минстроя Литовской ССР.

Применение предварительно напряженных железобетонных конструкций стен сборных силосных корпусов зерновых элеваторов повышает качество строительства, обеспечивает трещиностойкость и эксплуатационную надежность стен сборных силосов, снижает расход стали на армирование на 30% и уменьшает трудоемкость арматурных работ за счет их механизации и автоматизации на 12%.

Экономический эффект от введения указанных конструкций составляет 11,14 тыс. р. на 1000 м³ выпущенного предварительно напряженного железобетона.

УДК 69:681.2

Основа научно-технического прогресса

В июне нынешнего года на ВДНХ СССР (Фрунзенская набережная, 30) начала работу межотраслевая выставка «Метрология и измерительная техника в строительстве». В выставке, экспозиция которой насчитывает более 180 натуральных экспонатов, приняли участие научно-исследовательские и проектно-конструкторские организации Госстроя СССР, Минстройматериалов СССР, Минтрансстроя, Минэнерго СССР, учебные заведения Минвуза СССР, других строительных министерств и ведомств, Госстандарта.

Метрология и стандартизация в современных условиях становятся все более активными средствами дальнейшего внедрения достижений науки и техники. Высокий уровень развития метрологического обеспечения служит основой научно-технического прогресса во всех отраслях народного хозяйства, в том числе и в строительстве. Современная измерительная техника дает возможность с меньшими трудовыми затратами более полно исследовать и объективно оценить свойства материалов, надежность и несущую способность конструктивных решений, установить и обеспечить геометрические параметры при изготовлении и монтаже конструкций, изделий, узлов и соединений. В конечном счете это приводит к повышению качества строительной продукции при снижении трудозатрат и экономии всех видов ресурсов, что является главной задачей научно-технического прогресса.

Значительный объем экспозиции посвящен средствам метрологического обеспечения, используемым при производстве бетона и сборного железобетона. Среди них значительное место занимают средства контроля и измерения геометрических параметров железобетонных изделий и конструкций, а также металлических форм для их изготовления.

Много различных приборов, приспособлений, устройств и инструментов подобного назначения предложено Конструкторско-технологическим бюро Мосоргстройматериалы (121019, Москва, Г-19, Волхонка, 11) Главмоспромстройматериалов.

Для измерения геометрических параметров железобетонных изделий и конструкций применяется диагоналемер универсальный типа УД-1М. Он позволяет одному человеку производить измерения с необходимой точностью, отличается удобством в эксплуатации, простотой конструкции и небольшой металлоемкостью. Корпус прибора и его детали обладают антикоррозионной стойкостью. Предел измерений — до 10 м, погрешность измерений ± 1 мм, длительность разового измерения — не более 1 мин, масса — не более 0,4 кг.

Для измерения толщины железобетонных изделий и конструкций предназначена скоба типа СИТ-1. Она позволяет с необходимой точностью ($\pm 0,5$ мм) быстро (0,5 мин) производить измерения, отличается простотой конструкции, удобна в эксплуатации, весит не более 0,4 кг. С ее помощью можно измерять изделия толщиной до 400 мм. Применение скобы увеличивает производительность труда контролера.

Непрямолинейность изделий и конструкций контролируется рейкой типа РК длиной 2000 мм. Величина прямолинейности определяется при помощи набора пластин-щупов, вставляемых в просвет между поверхностью изделия и контрольной рейкой. Погрешность измерений $\pm 0,5$ мм, длительность разового измерения — не более 1 мин. Рейка типа РК массой не более 3,5 кг по сравнению с типовыми рейками, выпускаемыми промышленностью, отличается простотой конструкции, менее трудоемка в изготовлении, имеет повышенные антикоррозионные свойства и меньшую металлоемкость.

Для измерения отклонения граней поясов строительных балок от вертикальной плоскости предназначен прибор типа ИН-2. Он позволяет с необходимой точностью (± 1 мм) производить измерения одним человеком, отличается простотой конструкции, удобством в эксплуатации, имеет небольшую (не более 1,6 кг) массу. Конструктивно прибор состоит из двух металлических раздвижных струбцин с натянутой между ними посред-

ством натяжного барабана капроновой струной диаметром 1,5 мм. Принцип измерения заключается в следующем: к торцу балки крепится струбцина с закрепленной струной без натяжного барабана. Затем берется вторая струбцина, и при отжатой пружинной защелке храповик переносится к противоположному торцу балки, закрепляется, после чего производится натяжение струны. Отклонение измеряется посредством металлической линейки.

Прибор типа УИ-2 предназначен для измерения притупленности (скола) углов железобетонных изделий и конструкций. Он представляет собой металлический угольник с вмонтированным индикатором часового типа. При работе прибор накладывается на торцевую поверхность угла изделия в месте скола, и пальцем руки измерительный стержень прижимается до тех пор, пока его наконечник не коснется изделия. Циферблат индикатора указывает величину скола угла. Предел и погрешность измерения соответственно до 10 мм и $\pm 0,1$ мм. Индикатор часового типа использован в приборе ТИ-1, предназначенном для измерения глубины раковин в железобетонных изделиях и конструкциях.

Для измерения внутреннего диаметра железобетонных труб (диаметром 700 и 844 мм) используется штанга типа ИШТ-1. Измерение с точностью ± 1 мм выполняется одним человеком за 1 мин. Штанга имеет подвижный и неподвижный наконечники, причем последний снабжен фиксирующим устройством, что позволяет переставлять прибор для измерения трубы другого диаметра. Масса прибора — до 1 кг.

Длину и толщину стенок железобетонных труб измеряют прибором типа ИТ-2. Он состоит из двух скоб, правая из которых служит для измерения толщины. Правая скоба имеет измерительное устройство в виде подвижной и неподвижной губок, миллиметровой шкалы и указательной стрелки; левая скоба снабжена блоком с измерительной металлической рулеткой. Прибор отличается простотой конструкции, удобен в эксплу-

атации, измерения выполняются одним человеком.

Приспособление типа ИД-1 предназначено для измерения длины стальных арматурных стержней одним человеком. Предел и погрешность измерений соответственно 10 м и 1 мм. Измерение производится при помощи металлической линейки, укладываемой в обойму цилиндрического корпуса.

Величину смещения острия железобетонной сваи от ее центра поперечного сечения измеряют прибором типа ОЦ-2, который состоит из двух шарнирных рычажно-зубчатых штанг, связанных между собой зубчатым соединением и пружиной. Прибор имеет миллиметровую шкалу с нулевым делением, с риской на верхней крышке, совпадающей с продольной осью прибора. Размер сечения сваи — до 0,4×0,4 м, предел и погрешность измерений соответственно 50 мм и 1 мм. При работе прибор приставляют верхней крышкой к нижнему основанию острия сваи и по шкале определяют искомое смещение, которое равно половине расстояния от нулевого деления шкалы до оси сваи.

Прибор типа УТ-1, предназначенный для измерения толщины бортового и газонного камня, представляет собой штангу со шкалой, по которой перемещается измерительная рейка с конусом. Принцип измерения этим прибором идентичен способу измерения штангенинструментом. Предел и погрешность измерений соответственно до 160 мм и ±0,5 мм.

Для измерения линейных размеров стальных форм, используемых при производстве железобетонных изделий и конструкций, служит приспособление к рулетке с постоянным магнитом типа ИР-М. Оно состоит из обоймы с постоянным магнитом, внутри которой установлена металлическая рулетка. Измерение с погрешностью ±1 мм производится одним человеком. Предел измерений — до 10 м.

Внутренние линейные размеры стальных форм измеряются прибором типа ИПФ, имеющим подвижную и неподвижную измерительные ножки. Последняя снабжена фиксирующим устройством, что позволяет производить перестройку прибора на другой измеряемый размер (1580, 1480, 1380 мм). Измерения с погрешностью ±0,5 мм может выполнять один человек.

Для контроля внутренних и наружных прямых углов форм и изделий служит угольник поверочный УО-1, изготовленный из профиля алюминиевого сплава. По сравнению с типовыми угольниками, выпускаемыми промышленностью, он менее трудоемок в изготовлении, имеет повышенные антикоррозионные свойства и меньшую металлоемкость. Весит угольник 0,5 кг.

Представляют интерес измерительные средства, разработанные ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя (127434, Москва, Дмитровское шоссе, 9, корп. Б):

Для измерения металлических форм предложен инструмент, состоящий из корпуса, внутри которого установлена с одной стороны выдвижная штанга, несущая на рычаге индикаторную головку, с другой — муфта для крепления удлинителей или наконечника. На корпусе шаблона имеются вырез с риской для

фиксации размера на полотне стандартной рулетки и стопорный винт для закрепления выдвижной штанги. Внутри формы инструмент устанавливается на двух опорах, имеющих специальные втулки.

Отличительными особенностями инструмента являются специальная индикаторная головка, имеющая шкалу с ценой деления 0,5 мм, выдвигающийся подпружиненный наконечник с ходом ±25 мм, кронштейн, сменный парк наконечников и упоры. С помощью кронштейна и сменных наконечников можно измерять внутренние размеры форм, имеющих сложный профиль бортов (например, для отформовки зуба и гребня панелей наружных стен и т. п.), а с помощью опор — менять положение инструмента по глубине формы в зависимости от способа формирования изделий («лицом вниз» или «лицом вверх»). Габариты инструмента 1500—4500 мм, масса 1,5—4 кг, погрешность измерения размеров 0,5 мм. Для настройки и проверки инструмента в цеховых условиях применяется компаратор.

Для контроля и наладки точности внутренних размеров металлических форм в пределах от 1 до 10 м и от 1 до 20 м (в зависимости от длины полотна закрепленной на корпусе рулетки) разработан специальный прибор. Основной его частью является корпус, на котором укреплены индикаторная головка, магнитный наконечник, подставка, рулетка и винт для закрепления полотна рулетки, установленной на контролируемый размер.

Отличительной особенностью прибора является использование магнитных наконечников, с помощью которых прибор крепят к противоположным бортам формы, натягивая через пружину полотно рулетки и стрелку индикатора, фиксирующую отклонения фактического размера от номинального в пределах ±25 мм с точностью ±0,25 мм. Настройка индикатора на ноль и периодическая проверка прибора осуществляются с помощью контрольной скобы, являющейся неотъемлемой частью прибора.

Прибор разработан в сотрудничестве с ЛенЗНИИЭПом, внедрены приборы на ДСК-1 Главосстроя, на Мурманском, Харьковском, Тамбовском и Серпуховском домостроительных комбинатах.

На этих же ДСК и домостроительном комбинате в г. Брежневле внедрены приспособления для измерения линейных размеров и перекосов железобетонных изделий. Комплект приспособлений состоит из двух металлических угольников и металлической рулетки с миллиметровыми делениями. Один из угольников (установочный) имеет два штырька, на которых крепится полотно рулетки: на одном — для измерения длины и ширины отформованных изделий, на другом — для измерения длины диагоналей. На другом угольнике сделана риска, совмещаемая с опорной гранью контролируемого изделия. Размер определяется по рулетке, натянутой с усилием, исключаящим провисание ее полотна, натянутого между штырьком одного угольника и риской другого.

Приспособления позволяют повысить точность измерений железобетонных изделий, имеющих прямолинейный или

сложный профиль граней, например зуб и гребень в панелях наружных стен, срезанную фаску в гранях многопустотных настилов и т. п. Отличительной особенностью приспособлений является то, что рулетка соединяется с установочным угольником с помощью штырька, укрепленного на эксцентрик, позволяющем регулировать точность посадки рулетки относительно начала отсчета. С помощью приспособлений можно измерять диагонали плоских железобетонных изделий. Для этого зацеп рулетки надевается на штырек одного угольника, а движок, закрепленный на полотне рулетки, — на штырек другого угольника. Размер диагонали определяется по метке на движке.

В связи с тем, что при контроле величины перекоса плоских изделий определяется разность длин диагоналей, а не их абсолютная величина, отсчет по полотну рулетки можно вести не от нуля, а от зацепа рулетки. Измерение высоты и ширины плоских изделий по середине и дважды — по краям позволяет установить параллельность граней, образующих горизонтальное или вертикальное сопряжение конструкций, или выявить овальность или корсетность изделий, вызванные кривизной бортов формы или неточностью их крепления. Измерение диагоналей дает возможность выявить наличие и величину перекосов, ведущих к образованию клиновидных швов в панелях наружных стен и панелях перекрытий. Габариты приспособлений 220×220 мм, масса — 0,85 кг, погрешность измерения размера — 0,5 мм.

На названных ДСК внедрен также прибор для измерения неплоскостности (пропеллерности) плоских железобетонных изделий. Он состоит из вертикального корпуса, на котором закреплены отвес, шкала, выдвижной упор и перекадина. Величина пропеллерности измеряется путем установки прибора параллельно боковой грани контролируемого изделия в 10—15 см от одного, затем от другого его конца. Для этого выдвижной упор устанавливается так, чтобы отвес прибора зафиксировал на шкале «ноль» независимо от наклона изделия, после чего прибор переносится на другой конец изделия. В зависимости от дефекта панели нить отвеса перемещается по шкале в ту или иную сторону, фиксируя величину пропеллерности на базе прибора. Вычисленные пропеллерности изделий, высота которых превышает базу прибора, ведутся по несложной формуле.

Отличительной особенностью прибора является то, что он позволяет измерять пропеллерность независимо от наклонного положения изделия в пределах 45—90° и исключает необходимость использования крана для укладки изделий в горизонтальное положение, необходимое для измерения величины пропеллерности путем совмещения точек контролируемой поверхности с прилегающей (идеальной) плоскостью. Габариты прибора 1900×550 мм, масса 2,3 кг, точность измерений 0,5 мм.

Опытные образцы измерительных средств, разработанных ЦНИИЭП жилища, изготовлены на заводе опытных конструкций и оборудования ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко (109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6),

Огнестойкость бетонных и железобетонных конструкций

Секцией «Железобетонные конструкции и строительные материалы» МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского совместно с Научно-координационным советом по бетону и железобетону Госстроя СССР и ГУПО МВД СССР проведен научно-технический семинар «Пути повышения огнестойкости строительных материалов и конструкций». В его работе приняло участие около 400 представителей от 36 производственных и 122 проектных и научно-исследовательских организаций, а также большая группа работников органов Государственного пожарного надзора.

Значительная доля докладов касалась исследований огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций, возможностей ее повышения и восстановления конструкций после пожара. Были затронуты общие вопросы назначения требований к огнестойкости и обеспечения фактической огнестойкости строительных конструкций. Выступали специалисты НИИЖБ, НИИкерамзита, Куйбышевского инженерно-строительного института, Симферопольского филиала Днепропетровского инженерно-строительного института, ВНИИСтром, ЛенЗНИИЭП, Львовского филиала НИИСМИ.

Отмечена целесообразность оценки длительности ожидаемого пожара в зависимости от назначения здания, его конструктивного и планировочного решения. Требуемый предел огнестойкости конструкций должен устанавливаться на основе наиболее экономичного выбора между удорожением строительства из-за применения специальных объемно-планировочных решений, строительных конструкций повышенной огнестойкости, средств активной противопожарной защиты и ожидаемым уменьшением убытков от пожара в период эксплуатации здания, приведенных к началу строительства. Наряду с собственно строительными затратами на восстановление здания следует учитывать более значительные убытки от останова производства и затраты, связанные с восстановлением технологического оборудования.

Были рассмотрены возможности обеспечения и более полного использования фактической огнестойкости несущих строительных конструкций, к которым предъявляются наиболее высокие требования. Предел огнестойкости по признаку обрушения определяется исходным превышением фактической несущей способности конструкции над уровнем приложенной при огневом испытании нагрузки и скоростью убывания несущей способности по мере прогрева сечения

конструкции. Обоснованный в соответствии с дополнениями и изменениями к главе СНиП II-6-74 (см.: Бюллетень строительной техники, 1983, № 5) выбор нагрузок, принимаемых при огневых испытаниях или расчете, позволяет более полно выявить фактические пределы огнестойкости несущих конструкций.

В отличие от большинства новых эффективных материалов бетон и железобетон не обладают пожароопасными свойствами, но к конструкциям из них предъявляются высокие требования по пределам огнестойкости (СНиП II-2-80). Чрезвычайно широкое применение в зданиях и сооружениях этих конструкций определило актуальность докладов, посвященных вопросам обеспечения их огнестойкости. В них рассмотрены методы определения физико-механических свойств бетона в условиях пожара, температурные деформации конструктивного керамзитоперлитобетона, влияние вида керамзитового заполнителя на стойкость керамзитобетона при пожаре, сцепление рабочей арматуры с бетоном при пожаре.

Пределы огнестойкости железобетонных конструкций существенно снижаются вследствие отколов бетона (взрывообразное или хрупкое разрушение бетона) при огневом воздействии. В основном это наблюдается при высокой влажности бетона, превосходящей его равновесную эксплуатационную влажность в обычных помещениях, поэтому для огневых испытаний нельзя использовать свежеприготовленные конструкции с повышенной влажностью. Склонность нагретого бетона к хрупкому разрушению характеризует коэффициент интенсивности напряжений, методика измерения которого была изложена в одном из докладов. Основную проблему составляет взрывообразное разрушение и для огнестойкости конструкций из плотного силикатного бетона.

Рассмотрена огнестойкость конструкций из специальных бетонов, предназначенных для работы в агрессивных средах. Исследовали бетон с добавкой серы и армополимербетон. Эти виды бетона весьма эффективны, но отсутствие данных об их огнестойкости сдерживало их применение. Испытания армополимербетонных балок выявили, что предел их огнестойкости составляет 1 ч и более. Предложены конструктивные мероприятия, повышающие огнестойкость армополимербетонных конструкций.

Огнестойкость легких армоцементных покрытий оказалась недостаточной для применения в зданиях I и II степеней огнестойкости, но применение огне-

защитного слоя на основе вспученного вермикулита позволило ликвидировать этот недостаток.

Несколько докладов было посвящено проблеме оценки состояния и возможности восстановления строительных конструкций, пострадавших при пожаре, в основном железобетонных, поскольку металлические, легкие и деревянные конструкции чаще всего либо полностью уничтожаются при пожаре, либо не поддаются восстановлению. Был дан интересный пример оценки состояния конструкции и предложений по методам восстановления уникального здания национального банка Пномпеня. Рассмотрены вопросы технической диагностики железобетонных конструкций, подвергшихся воздействию пожара, и их восстановления. Была дана оценка свойств бетона после огневого воздействия.

Прошедшее во время семинара обсуждение подтвердило практическую важность и актуальность рассмотренных вопросов. Отмечено, что экспериментальные установки для проведения огневых испытаний, имеющиеся во ВНИИПО МВД СССР и некоторых институтах Госстроя СССР, не удовлетворяют современному техническому уровню и требуют необходимого усовершенствования.

После завершения работы семинара было проведено совещание комиссии по координации проблемы «Огнестойкость бетонных и железобетонных конструкций» при секции Научно-координационного совета по бетону и железобетону.

В. В. ЖУКОВ, канд. техн. наук;
А. Е. СЕГАЛОВ, канд. физ.-мат. наук (НИИЖБ)

Вниманию читателей

Во втором квартале 1984 г. Стройиздат выпускает по подписке книгу О. П. Мчедлова-Петросяна, А. В. Ушерова-Маршака и А. М. Урженко «Тепловыделение при твердении вяжущих веществ и бетонов» объемом 15 авт. л.

В монографии впервые в специальной литературе систематизированы вопросы тепловыделения при гидратации широкой гаммы вяжущих строительных материалов — гипсовых, магнезиальных, клинкерных минералов, обычных, специальных и смешанных цементов в условиях нормальных и повышенных температур, в присутствии химических добавок и затравок. Приводятся данные о роли и учете тепловыделения при твердении бетонов. Детально обсуждены методические аспекты калориметрических измерений в твердеющих дисперсных системах.

Книга, рассчитанная на научных и инженерно-технических работников строительной индустрии, может быть также полезна студентам строительной и химико-технологической специальностей.

Бетоносмесители новой серии

За последние годы парк бетоносмесителей значительно обновлен более совершенными.

В бетоносмесителях новой серии помимо улучшения технико-экономических показателей унифицирован привод, т. е. используется единый привод, например, или для крупных, или для мелких смесителей. Это упрощает обеспечение запасными частями и повышает надежность работы машины.

Бетоносмеситель СБ-138 с объемом готового замеса 1 м³ с 1980 г. выпускается вместо бетоносмесителя СБ-93 той же емкости. Его применяют на автоматизированных бетонных заводах и в бетоносмесительных цехах заводов сборного железобетона. В этом бетоносмесителе применен нижний унифицированный привод вместо верхнего неунифицированного, в результате чего уменьшились габариты и масса нового смесителя.

Бетоносмеситель СБ-151 (рис. 1), оборудованный устройством для пароразогрева и изготовленный на базе бетоносмесителя СБ-138, заменяет бетоносмеситель СБ-112. Он применяется в автоматизированных бетоносмесительных цехах заводов сборного железобетона. Пар, подаваемый в смесительную полость сверху, по паропроводам, вслед за вращающимися лопастями охлаждается смешиваемыми компонентами и конденсируется, образуя воду затворения. Подача пара давлением 0,2—0,5 МПа сверху обеспечивает более надежную работу смесителя и упростила узел вращающегося паропровода. Температура нагрева смеси составляет 70°С. Смеситель оборудован впускными патрубками с затворами, приводящимися в движение от заводской пневмосистемы. Предусмотрена автоблокировка, при которой пар не подается в смеситель при открытых затворах впускных патрубков. Применение смесителя позволяет сократить продолжительность тепловой обработки и увеличить оборачиваемость форм.

Бетоносмеситель СБ-146 (рис. 2) вместимостью 750 л производится вместо смесителя С-773 (СБ-35) вместимостью 500 л. Он используется в качестве встроеного оборудования на автоматизированных заводах товарного бетона и в бетоносмесительных цехах заводов сборного железобетона. Вместимость бетоносмесителя СБ-146 увеличена на 50%, в нем применен унифицированный привод и более совершенный смесительный аппарат. Это обеспечило большую надежность и компактность смесителя.



Рис. 1. Бетоносмеситель СБ-151



Рис. 2. Бетоносмеситель СБ-146

Бетоносмеситель СБ-141 вместимостью 375 л изготовлен вместо бетоносмесителя СБ-80А. Он используется в качестве индивидуальной установки на строительной площадке. Оборудован скиповым подъемником с ковшом. Отличия от аналога те же, что и у предыдущего смесителя.

Лабораторный смеситель СБ-142 (рис. 3) вместимостью 50 л предназначен для приготовления смеси для контрольных образцов в лабораториях строек и на заводах ЖБИ. Его можно также использовать и на ремонтных работах.



Рис. 3. Бетоносмеситель СБ-142

Технические характеристики бетоносмесителей новой серии

	СБ-138	СБ-146	СБ-151	СБ-141	СБ-142	СБ-153
Объем готового замеса, л:						
по бетонной смеси с крупным заполнителем	1000	500	1000	250	33	1000
по цементно-песчаной смеси	1200	600	1200	300	40	—
Вместимость по загрузке, л	1500	750	1500	375	50	1500
Число циклов в 1 ч:						
при приготовлении бетонной смеси с крупным заполнителем	40	40	33	48	—	22
при приготовлении цементно-песчаной смеси	30	30	30	36	—	—
Частота вращения ротора, об/мин	22	26	22	32	37,5	17,1
Наибольшая крупность заполнителей, мм	70	70	70	70	40	150
Мощность двигателей, кВт:						
вращения	40	22	40	11	2,2	15
ковша скипового подъемника	—	—	—	4	—	—
опрокидывания барабана	—	—	—	—	—	—
Габаритные размеры, мм:						
длина	3580	2900	3600	2600	1050	2500
ширина	2690	1900	3000	2200	820	2520
высота	2670	2300	2550	2500	870	2300
Масса, кг, не более	4700	3000	4800	1920	255	2900
Изготовитель	Славянский завод строительных машин		Новосибирский завод строительных машин			Славянский завод строительных машин

Современные методы исследования цемента, цементного камня и бетона

Все перечисленные смесители принудительного действия роторного типа предназначены для приготовления жестких и подвижных тяжелых бетонных смесей с крупным заполнителем, а также цементно-песчаных смесей практически любой консистенции.

В электрической схеме всех смесителей, за исключением лабораторного СБ-142, предусмотрена автоблокировка, которая обеспечивает остановку лопастного механизма при открывании крышки.

Гравитационный бетоносмеситель СБ-153 (рис. 4) вместимостью 1500 л выпускается вместо гравитационного бетоносмесителя С-302А (СБ-10В) вместимостью 1200 л. В отличие от аналога данный бетоносмеситель можно использовать только при гнездовом расположении смесителей. При рядом расположении смесителей необходима его реконструкция. Угол наклона барабана при смешивании равен $+15^\circ$, при выгрузке — 55° .

Давление в пневмосистеме всех смесителей за исключением лабораторного должно находиться в пределах 0,4—0,6 МПа. Смесители новых серий выполнены с учетом современных достижений эргономики, долговечность их работы повышена.

В переходный период, в течение 1983 г. предполагается выпускать как новые, так и снимаемые с производства смесители, а с 1984 г. будут выпускаться бетоносмесители только новой серии. Качествоготавливаемых в смесителях тяжелых бетонных смесей с крупным заполнителем и цементно-песчаных смесей отвечает современным требованиям.

Необходимо отметить, что несмотря на достаточно обширную номенклатуру выпускаемых смесителей до сего времени отсутствуют смесители для приготовления арболита, бетонных смесей на пористых заполнителях плотностью 1200 кг/м³ и менее. Ранее выпускавшиеся смесители типа С-951 (СБ-62), предназначенные для этих целей, по непонятным причинам сняты с серийного производства.

Рис. 4. Бетоносмеситель СБ-153



В Москве в марте 1983 г. комиссией по гидратации, структурообразованию и твердению цемента при Научно-координационном совете по бетону и железобетону Госстроя СССР совместно с НИИЖБ, научно-технической секцией «Железобетонные конструкции и строительные материалы» МДНТИ им. Ф. Э. Дзержинского, МАДИ, Главмоспромстройматериалами, МГП НТО стройиндустрии, НИИЦементом, ГГУ, МХТИ проведен научно-технический семинар по методам контроля качества сырья и продукции цементных заводов, а также исследованиям цементного камня и бетона.

Целью семинара было ознакомление широкого круга специалистов-производственников, работников научно-исследовательских институтов и проектных организаций с современными методами, обеспечивающими повышение контроля качества, выявление особенностей протекания процессов гидратационного твердения цемента, а также формирование структуры бетонов с оптимальными технологическими свойствами. Кроме того, ставилась задача осуществления координации и обмена опытом между научно-исследовательскими и производственными организациями, занятыми разработкой новых методов, а также налаживания деловых контактов.

В работе семинара участвовали 258 специалистов из 72 организаций, представляющих 11 городов Советского Союза. Заслушано и обсуждено 30 лекций по цементам и бетонам, пять из которых сделаны представителями цементных заводов (ПО Волковскцементшифер, Пашийский цементно-металлургический завод, Усть-Каменогорский, Подольский и Себряковский цементные заводы). В дискуссии выступили 10 специалистов из разных городов.

Во вступительном слове проф. С. А. Миронов дал критический анализ состояния вопроса о методах исследования цемента, цементного камня и бетона и поставил перед специалистами новые задачи.

В лекциях были рассмотрены возможности, открывающиеся при использовании современных, наиболее перспективных методов исследования цемента и бетонов. Отмечены новые тенденции, заключающиеся в применении комплекса приборов, применяемых в НИИЖБ, в том числе и уникальных. Рассмотрен метод вращающегося диска для определения кинетических характеристик гидратирующегося цемента и клинкерных минералов, изложена его теория, даны характеристики гидратирующегося цемента и клинкерных минералов.

При изучении ранних стадий гидратационного твердения новых видов цемента и установлении механизма действия добавок особенно важен метод исследования составов жидкой фазы твердеющего цемента в суспензиях и в тесте.

Большая группа лекций была посвящена различным аспектам применения химических методов анализа. В них изложены химические методы фазового

анализа цементных материалов, вопросы оценки фазового состава гидратных новообразований, что имеет большое значение для изучения процессов твердения цемента, химические методы определения строения кремнекислородных анионов силикатных материалов.

Другая группа лекций была посвящена различным областям применения рентгенофазового анализа и методов оптической и электронной микроскопии. Рассмотрены методы ИК-спектроскопии и методы электронного парамагнитного резонанса. Были проанализированы новые возможности применения для исследования гидратации цемента и структуры цементного камня методов ДТА и комплекса тепломассообменных методов. Разработаны оригинальные методы исследования плотности пористых материалов, а также степени агрегации частиц цемента, методы измерения собственных напряжений в цементном камне и бетоне.

Участники семинара отметили, что за последнее время укрепилась связь между научно-исследовательскими коллективами, заводскими и крупными построечными лабораториями. Многие методы (новые химические, рентгеноспектральный, рентгенофазовый и др.) внедрены на цементных заводах, что позволило наладить своевременный текущий контроль за качеством сырья и продукции. Разработан комплекс методов по изучению начальных стадий гидратации, позволяющий установить особенности гидратации новых видов цемента, регулировать свойства товарных цемента, учитывать влияние добавок.

Совершенствуются методы дисперсного анализа цемента, а также сорбционные методы для изучения процессов его гидратации и твердения. Разработаны и успешно внедряются методы определения структурных характеристик цементного камня и бетонов. Все шире применяются химические методы и ИК-спектроскопия при оценке составов затвердевших и старых бетонов.

Вместе с тем ощущается недостаточное обеспечение некоторых лабораторий, в том числе и в ведущих институтах, новейшими приборами для химического и физико-химического анализов, что в значительной мере обусловлено трудностями их приобретения. Не созданы проектные организации и предприятия по выпуску оригинальных и малосерийных приборов. Нет централизованных организаций по ремонту существующих приборов, остро ощущается отсутствие кадров специально обученных прибористов.

В решении семинара отмечена его своевременность и полезность, а также необходимость дальнейшей популяризации новых методов контроля, исследования и испытания цемента, цементного камня и бетона. Целесообразно продолжать и расширять работы по созданию ускоренных методов контроля.

В. Б. РАТИНОВ, д-р хим. наук;
З. М. ЛАРИОНОВА, канд. техн. наук;
И. И. КУРБАТОВА, канд. хим. наук

Монолитный бетон

Ю. Г. Хаютин. Монолитный бетон (Технология производства работ). М., Стройиздат, 1981.

Монолитный бетон составляет около 50% общего объема бетонных и железобетонных работ. Он имеет обширные области применения, где использование его более целесообразно, чем сборных элементов. Вместе с тем по монолитному бетону давно не издавалось капитальных работ, обобщающих накопленный опыт. Этот пробел в значительной степени восполняет книга Ю. Г. Хаютина.

Она представляет собой обстоятельную монографию объемом около 450 страниц. Книга хорошо иллюстрирована. В ней приведен предметный указатель. Списки литературы распределены по главам. Предисловие написано д-ром техн. наук И. Г. Саваловым и хорошо представляет книгу читателям.

Автор сосредоточил внимание на технологиях производства бетонных работ — в вопросах организации, механизации и контроля качества. Опалубочные и арматурные работы не рассматриваются. Технология бетона кратко, но содержательно изложена во введении. Рассматриваются бетонные работы для всех видов строительства — промышленного, жилищного, гидротехнического и др. Книга, основанная на опыте отечественного и зарубежного строительства, отличается глубиной изложения и хорошим анализом представленного материала.

Особенности производства зимних бетонных работ органически вошли во все разделы книги без выделения в самостоятельную главу. Для условий строительства в СССР такое изложение материала наиболее целесообразно. В книге имеются некоторые данные по оптимизации технологических процессов. Необходимость в таком подходе к организации работ давно назрела.

По структуре книга разделена на семь глав. В них рассматриваются приготовление, транспортирование, подача, распределение и уплотнение бетонной смеси, уход за бетоном, контроль его качества и некоторые специальные методы бетонирования.

Первая глава книги отведена приготовлению бетонной смеси. Подробно рассмотрено применяемое для этой цели оборудование, хорошо проанализирован процесс перемешивания компонентов, приведены интересные данные по оптимизации размещения и выбору мощности бетонорастворных заводов и установок на примере семи районов Калининской области.

Вторая глава посвящена доставке бетонной смеси на строительные объекты. В ней правильно подчеркнута необходимость перевозки бетонной смеси не в автосамосвалах, а в специальных тран-

спортных средствах. Даны некоторые предложения по оптимизации перевозок бетонной смеси.

Третья глава отведена внутриплощадочному транспорту, подаче и распределению бетонной смеси в конструкциях. Здесь подробно рассмотрены применяемое на бетонных работах крановое оборудование, средства гравитационной подачи, ленточные конвейеры и трубопроводный транспорт бетонной смеси. По каждому виду оборудования приведены методы его рационального использования, заимствованные из практики строительства. Большое внимание уделено самоходным конвейерным бетоноукладчикам и бетононасосам.

В четвертой главе обстоятельно рассмотрены средства механизации, применяемые для уплотнения бетонной смеси. Использованы, в частности, последние достижения в этой области, полученные в гидротехническом строительстве.

Глава пятая посвящена уходу за бетоном в теплое и холодное время года, шестая — контролю качества на всех этапах производства бетонных работ.

В последней, седьмой, главе рассмотрены специальные методы бетонирования, куда отнесены торкретирование и разделное бетонирование. Автор подробно освещает технологию этих методов и применяемое оборудование.

Книга хорошо оформлена. К сожалению, из-за невысокого качества бумаги многие фотографии получились нечеткими и не передают заложенной в них полезной информации.

Книга издана тиражом 15 тыс. экземпляров. Тираж явно недостаточный для большого круга инженерно-технических работников и специалистов-производственников в этой области.

Е. П. МИКЛАШЕВСКИЙ, д-р техн. наук, лауреат Государственной премии СССР

Авторские свидетельства

№ 15*

№ 1013433. Т. М. Махмудов, К. Н. Ким, С. А. Убайдуллаев и др. НИИЖБ. Бетонная смесь.

№ 1013434. В. А. Кирдун, Г. Г. Первов, Г. С. Кальчик и В. Д. Ложечкин. ВНИИВодгео. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 1013436. В. И. Маяк, А. В. Юхименко, В. Г. Любчев и Л. В. Долженко. Украинский заочный политехнический ин-т. Полимербетонная смесь.

№ 1013441. А. В. Андрейченко, А. В. Жаров, С. Е. Ленский и др. КТБ Стройиндустрии и ВНИИЖБ. Камера для термовлажностной обработки железобетонных изделий.

№ 1013442. А. Ю. Драневич и А. П. Демчук. ПКТБ с опытным производством Минпромстроя БССР. Установка для термообработки изделий.

№ 1013584. А. И. Романов и С. И. Платонова. Запорожский индустриальный ин-т. Узел сопряжения элементов сборного железобетонного каркаса.

№ 1013589. А. В. Сирота, Ю. С. Мартынов, А. Д. Либерман и М. А. Янкевич. НИИСК. Железобетонная ребристая плита покрытия.

№ 1013590. А. В. Сирота. НИИСК. Сборное полигональное сводчатое сооружение.

№ 1013596. В. Б. Арончик, М. Я. Волоцкий и С. С. Динов. ЛатНИИЭС. Многослойная стеновая панель. № 1013597, К. И. Миловидов, М. И. Штаерман, Р. А. Гершанок

и Н. И. Шайтор. ВНПО Союзжелезобетон. Безраскосная ферма.

№ 1013599. С. С. Давыдов, А. С. Жиров, В. В. Жуков и др. МИИТ. Строительный элемент.

№ 1013600. Е. М. Травкин. КТБ Мосгорстройматериалы при Мосгорисполкоме. Арматурный каркас железобетонной балки.

№ 1013608. И. П. Коскин. Приморкрайсельстрой. Опалубка для возведения сооружений из монолитного железобетона.

№ 1013610. Л. К. Бородина. Мосгипронисельстрой. Пневматическая опалубка для возведения монолитных железобетонных сооружений.

№ 1013611. С. Р. Владимирский. Опалубка для бетонирования монолитной обделки туннеля.

* См.: Открытия, изобретения, 1983.

В. П. ЛАВРИЕНКО, инж. (Алма-Атинское ПО «Железобетон»);
Е. А. АРХИТЕКТОР, инж. (Республиканский электронно-вычислительный центр
Минавтодора КазССР)

Об эксплуатации I очереди АСУП Алма-Атинского завода мостовых конструкций

Алма-Атинский завод мостовых конструкций (АЗМК) выпускает железобетонные, бетонные изделия и товарный бетон; всего порядка 400 наименований. Объем работ составляет 0,1 млн. м³ бетона в год. С 1981 г. АЗМК входит в состав Алма-Атинского ПО «Железобетон».

Разработка и внедрение АСУП АЗМК ведется с 1978 г. Республиканским электронно-вычислительным центром. Комплекс задач I очереди АСУП сдан в промышленную эксплуатацию в 1980 г.

В настоящее время на ЭВМ обрабатываются основные участки производства и управления. Автоматизированы наиболее трудоемкие учетные и аналитические задачи, связанные единой информационной базой:

подсистема оперативного управления (ОУ), включающая оперативный учет выпуска и движения готовой продукции;

подсистема технико-экономического планирования (ТЭП), предусматривающая расчет нормативных калькуляций на единицу изделия, расчет плановой себестоимости планового и фактического выпуска продукции, расчет потребности

материалов на планируемый выпуск продукции;

подсистема материально-технического снабжения (МТС), включающая учет и анализ обеспеченности программы производства материалами;

подсистема управления сбытом готовой продукции (УС), производящая учет отгрузки готовой продукции;

подсистема бухгалтерского учета (БУ), включающая анализ расчетов с покупателями, анализ дебиторской задолженности, анализ расхода материалов на производство и учет материальных ценностей.

Решение этих задач обеспечило создание и функционирование нормативно-справочной базы, унификацию входных и выходных форм. В результате обработки на ЭВМ ликвидированы промежуточные документы накопительного характера, резко сокращены сроки вычислительных работ и повышена их достоверность; обеспечен оперативный учет выпуска готовой продукции и полуфабрикатов с начала месяца, квартала, года в натуральном и стоимостном выражении; оперативно получены данные в натуральном и стоимостном выражении о движении мате-

риалов, готовой продукции на складе и у других подотчетников, повышена культура ведения складского хозяйства; улучшена оперативность информации об отгрузке продукции в натуральном и стоимостном выражении, что позволяет регулировать этот процесс; реализован аналитический и синтетический учет отгрузки и реализации готовой продукции, т. е. ликвидировано ручное ведение ведомости № 16. Руководство завода получает информацию, позволяющую осуществлять контроль за выполнением договоров на поставку продукции покупателям и материалов от поставщиков, анализировать выполнение плана реализации и ожидаемую сумму реализации и прибыли на определенную дату, своевременно посылать запросы в банк и принимать соответствующие меры воздействия к должникам.

Рассчитываются калькуляции на готовую продукцию и ее комплектующие; определяется потребность материалов на планируемый выпуск продукции по цехам и заводу в целом, анализируется ее реализация, плановая себестоимость планового и фактического выпуска.

Экономический эффект от внедрения I очереди АСУП составляет 54,2 тыс. р. в год. В качестве технической базы арендуется ЭВМ серии ЕС-1022 Республиканского электронно-вычислительного центра. Программное обеспечение реализовано на языке PL/I с использованием версии 2.2 дисковой операционной системы.

В настоящее время на базе I очереди АСУП АЗМК ведется внедрение эксплуатируемых подсистем и задач на Алма-Атинском ПО «Железобетон», кроме того, отдельные задачи внедрены на Уральском ПО «Дорстройматериалы».

Задачи I очереди АСУП АЗМК можно использовать на родственных предприятиях министерств и ведомств, занимающихся промышленным и гражданским строительством.

Информация

Читательская конференция

В мае этого года в Ташкенте состоялась читательская конференция редакции журнала «Бетон и железобетон», на которой присутствовали 155 представителей Узбекской ССР, собравшихся на IX Всесоюзной конференции по бетону и железобетону.

Главный редактор журнала К. В. Михайлов сообщил о проделанной работе и планах редакции на текущую пятилетку. Он отметил, что в соответствии с решениями XXVI съезда партии и последующих Пленумов ЦК КПСС основное

внимание редакция уделяет освещению вопросов, направленных на повышение эффективности и качества производства и применения бетона и железобетона как основы современного капитального строительства. С учетом перспективных направлений технического прогресса в отрасли в журнале помещаются статьи и материалы по теории железобетона и передовым методам проектирования конструкций, бетонам, арматуре, прогрессивной заводской технологии, по экономическим и многим другим вопросам. Практикуется публикация тематических подборок статей по актуальным проблемам отрасли.

На конференции отмечалось, что в Узбекистане имеются интересные разработки в области использования солнечной энергии для тепловой обработки бетона, по технологии бетонирования в

условиях сухого жаркого климата и по другим проблемам. Инженерно-технической общественности республики следует активнее участвовать в работе журнала, имея в виду, что основное внимание сейчас необходимо уделять таким вопросам, как освещение передового производственного опыта, экономное использование ресурсов всех видов, внедрение новых прогрессивных форм и методов планирования, управления и организации труда на предприятиях, стройках, в научно-исследовательских и проектно-конструкторских организациях.

Участники читательской конференции отметили высокий уровень и своевременность публикаций журнала, подтвердили факт растущего интереса специалистов-строителей к его тематике, избрали новый состав совета содействия журналу по УзССР.

УДК 691.327:66.04

Санталов С. В. Оптимизация режима термообработки изделий в пропарочной камере. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 5—6
На основании математической модели или экспериментальных данных объекта определена зависимость температуры паровоздушной среды от времени, а также относительная температура поверхности изделия в конце периода подогрева. Найден критерий оптимизации, построенный на алгоритме оптимального режима термообработки. Дан порядок расчета режима. Ил. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 693.547.14.002.5

Золотухин Ю. Д., Ташкинов А. Г., Звегинцева С. Ю. Экономичная камера пропаривания. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 7—8
Описаны причины повышенных теплопотерь существующих ямных камер пропаривания. Предложена конструкция сборной камеры, утеплитель которой защищен от увлажнения. Приведены результаты испытания и технико-экономические показатели. Ил. 3, табл. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 69.057.4:69.022.97

Иванов В. В., Родичкин Е. Г. Малометаллоемкие стыки колонн в каркасах многоэтажных промзданий. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 8—9
Описан опыт изготовления на воронежском заводе ЖБИИК № 389 и монтажа колонн со стыками без стальных оголовников каркасов многоэтажных промзданий, эффективных по расходу металла и трудозатратам. Приведены также рекомендации по использованию указанного опыта в каркасах гражданских зданий. Ил. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 69.024.4

Жив А. С. Вибрационные испытания пространственных конструкций покрытий. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 12—13
Рассмотрены методика и результаты вибрационных испытаний на натурных пространственных конструкциях покрытий. Определены динамические характеристики сооружений. Произведена оценка их сейсмостойкости в свете действующих норм и волновой механики. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 631.243.244

Натурные испытания сборного преднапряженного силоса диаметром 18 м/Е. С. Гейлер, Ф. А. Иссерс, В. И. Карев, Б. А. Скориков. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 14—15
Приведены основные сведения по проектированию и испытанию сборного железобетонного силоса диаметром 18 м из преднапряженных криволинейных элементов. Испытания подтвердили достаточную трещиностойкость стен силосов. Нагрузки от давления зерна, принятые при проектировании экспериментальных силосов, рекомендованы при разработке аналогичных конструкций. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:666.973.6

Пенобетон на основе жидкого стекла/И. Ф. Маркан, Н. И. Гусак, М. В. Заволока, А. А. Мильто. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 18—19
Рассмотрены физические свойства и технология получения пенобетона, сырьевая смесь для которого состоит из пены на основе хозяйственного мыла, жидкого стекла и наполнителя (молотый песок). Составляющие сырьевой смеси перемешиваются на стандартном оборудовании и заливаются в формы. Способ твердения — сушка при температуре 60—80°C. По прочности изделия из пенобетона превосходят автоклавный ячеистый бетон и приближаются к прочности пеностекла (обжиговый материал). Табл. 2, ил. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 666.9.015.462

Пименов Г. В., Кухаренко Ф. А. Усадка бетона на гранулированном пеностекле. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 19—20
Приведены состав бетона на гранулированном пеностекле марки М100, методика определения его влажностных деформаций и результаты исследований усадочных деформаций четырех серий образцов бетона с различным модулем поверхности. Ил. 1.

УДК 691.87:693.554:666.97.035.51

Щеглюк М. Р. Уточнение расчета электронагрева арматуры периодического профиля. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 22—23
Приведены формулы, полученные на основании экспериментальных и теоретических исследований, позволяющие увеличить точность расчета коэффициента поверхностного эффекта до 1—2% при электронагреве арматуры периодического профиля. Ил. 4, список лит.: 5 назв.

УДК 691—462:666.9.055

Корзун С. И., Рудицер Р. М. Рациональный режим формования железобетонных центрифугированных труб. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 23—25
Приведены результаты исследований влияния режимов уплотнения бетонной смеси центрифугированием на физико-механические свойства бетона. Показано, что постепенно возрастающее пресушающее давление при уплотнении смеси центрифугированием повышает водонепроницаемость стенок труб. Список лит.: 3 назв.

УДК 693.546.3:620.191.33

Актуганов И. З. Новая технология заделки трещин в конструкциях. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 25
Предлагаемая технология прочностной заделки трещин основана на том, что нагнетание клея ведется инжектором непосредственно в трещину без применения штуцеров, закрепляемых в бетоне. Ил. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 624.92.001.2

Ципленюк И. Ф., Ходак Л. Е. Оптимальное проектирование сейсмостойких монолитных зданий. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 26—28
Изложены методика и результаты оптимизации конструктивных систем бескаркасных жилых зданий из монолитного и сборно-монолитного бетона. Ил. 3, табл. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 693.564

Маилья Р. Л., Мекеров Б. А. Методика учета эффекта преднапряжения при расчете прочности железобетонных элементов. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 28—29
Предложены зависимости напряжений в арматуре от деформаций, а также от высоты сжатой зоны железобетонного элемента, учитывающие изменения механических характеристик при преднапряжении. На их основе разработана методика расчета прочности нормальных сечений. Даны рекомендации по назначению максимально допустимого уровня преднапряжения, исходя из условия, чтобы полная деформация арматуры не превышала 1%. Ил. 4, табл. 3, список лит.: 4 назв.

УДК 691.81:624.046

Катин Н. И., Степанов И. В. Несущая способность закладных деталей при повторных знакопеременных нагружениях. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 30—31
Даны методика и результаты испытаний закладных деталей при действии на них повторных знакопеременных сдвигающих сил. Приводится формула для определения расчетной нагрузки на деталь. Ил. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 691.87:693.554:693.564

Малышев А. Н., Русинов И. А. Потери преднапряжения в спиральной или кольцевой арматуре от смятия бетона под витками. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 32—33
Изложена расчетная методика определения потерь преднапряжения от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, основанная на законах его деформирования при местном сжатии. Проведены экспериментальные и теоретические исследования контактных деформаций бетона. Анализ потерь преднапряжения в спиральной арматуре от смятия бетона под витками указывает на существенную зависимость последних от диаметра арматуры, радиуса напорной трубы, уровня натяжения и модулей упругости бетона и стали. Ил. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 624.92

Дроздов П. Ф. Расчет железобетонных конструкций монолитных зданий. — Бетон и железобетон, 1983, № 9, с. 34—35
Рассматриваются особенности деформирования под нагрузкой и расчета конструкций монолитных многоэтажных зданий, возведенных в переставной или скользящей опалубке.

Zasedatelev I. B., Malinsky E. N., Temkin E. S. Use of solar energy for thermal treatment of concrete
 Santalov S. V. Optimization of thermal treatment regime for products in steam camera
 Zolotukhin Yu. D., Tashkinov A. G., Zvyagintseva S. Yu. Economic steam camera
 Ivanov V. V., Rodichkin E. G. Metal consuming joints of columns in frames of multystoreyed industrial buildings
 Zhiv A. S. Vibration tests of spatial structures for roofs
 Chinenkov Yu. V., Kornev N. A., Shaimukhambetov K. Sh. Work peculiarities of flexural members made of keramsite perlite concrete
 Geiler E. S., Issers F. A., Karev V. I., Skorikov B. A. Full-scale tests for precast prestressed silo 18m. in diameter
 Ruj L. V., Chikvaidze T. V., Totibadze T. G. Effective posts for vineyard
 Markan I. F., Gusak N. I., Zavoloka M. V., Milto A. A. Foam concrete on the basis of water soluble glass
 Pimenov G. N., Kukharenek F. A. Shrinkage of concrete on granulated foam glass
 Scheglyuk M. R. More precise definition of calculation for electric heating of deformed bar reinforcement
 Korzun S. I., Ruditser R. M. Rational regime for moulding of reinforced concrete centrifugated pipes
 Aktuganov I. Z. New technology of cracks sealing in structures
 Tsipenyuk I. F., Khodak L. E. Optimal projecting of aseismic monolithic buildings
 Mailyan R. L., Mekerov B. A. Methods of calculation the prestressing effect under design of reinforced concrete member strength
 Katin N. I., Stepanov I. V. Bearing capacity of inserts under repeted sign-variable loadings
 Kirillov A. P., Mirsayapov I. T. Influence of vibrocreeping on coefficient of skewness for stress alternation
 Drozdov P. F. Design of reinforced concrete structures for monolithic buildings

Zasedatelev I. B., Malinsky E. N., Temkine E. S. L'utilisation de l'énergie solaire pour le traitement thermique du béton
 Santalov S. V. L'optimisation du régime de traitement thermique dans la chambre d'étuvage
 Zolotoukhine Yu. D., Tachkinov A. G., Zveghintseva S. Yu. La chambre d'étuvage économique
 Ivanov V. V., Roditchkine E. G. Les joints des colonnes contenant une faible quantité de métal dans les carcasses des bâtiments industriels à plusieurs étages
 Zhiv A. S. Les essais de vibration de structures spatiales des recouvrements
 Ghejler E. S., Issers Ph. A., Karev V. I., Skorikov B. A. Les essais en nature de silo préfabriqué précontraint avec le diamètre égal à 18 m
 Rouf L. V., Tchikvaïdze T. V., Totibadze T. G. Les poteaux efficaces pour les vignes
 Markan I. Ph., Goussak N. I., Zavoloka M. V., Milto A. A. Le béton mousse sur la base de verre soluble
 Pimenov G. N., Koukharenok Ph. A. Le retrait du béton sur la base de verre mousse granulé
 Chshegluk M. P. La précision de calcul de chauffage électrique des armatures des profils périodiques
 Korzoune S. I., Rouditser R. M. Le régime rationnel de formage des conduites centrifugées en béton armé
 Aktouganov I. Z. La nouvelle technologie d'enrobage des fissures dans les structures
 Tsypenuk I. Ph., Khodak L. E. L'élaboration optimale des projets des bâtiments monolithes résistants aux séismes
 Maïlan R. L., Mekerov B. A. La méthodologie de la prise en considération de l'effet de la précontrainte pendant le calcul de la résistance des éléments en béton armé
 Katine N. I., Stepanov I. V. La capacité portante des éléments sous l'action des chargements alternés répétés
 Kirillov A. P., Mirsayapov I. T. L'influence de vibro-fluage sur le coefficient d'asymétrie d'un cycle des contraintes
 Drozdov P. Ph. Le calcul des structures en béton armé pour les bâtiments monolithes

Sassedatelev I. B., Malinski Je. N., Tjomkin Je. S. Ausnutzung der Sonnenenergie für Warmbehandlung des Betons
 Santalov S. W. Optimierung des Wärmebehandlungsverlaufes von Erzeugnissen in Bedampfungskammer
 Solotuchin Ju. D., Taschkinow A. G., Sweginzewa S. Ju. Ökonomische Bedampfungskammer
 Iwanov W. W., Roditschkin Je. G. Metallaufwandstossverbindungen von Stützen in Gerippen der mehrstöckigen Industriegebäude
 Shiw A. S. Vibrationsproben von räumlichen Dachkonstruktionen
 Gejler Je. S., Issers F. A., Karew W. I., Skorikow B. A. Naturversuche des vorge-spannten Silos aus Fertigteilen mit 18m Durchmesser
 Ruj L. W., Tschikwaïdse T. W., Totibadze T. G. Effektive Weinbergständer
 Markan I. F., Gussack N. I., Sawoloka M. W., Miljlo A. A. Schaumbeton auf Grundlage des Wasserglases
 Pimenow G. N., Kucharenock F. A. Schwinden des Betons unter Anwendung von granuliertem Schaumglas
 Stshegluck M. R. Präzisierung der Elektroerwärmungsberechnung der Bewehrung mit wechselndem Profil
 Korsun S. I., Rudizer R. M. Rationelles Formgebungsverfahren von zentrifugierten Rohren aus Stahlbeton
 Aktuganow I. S. Neue Technologie der Rissvermörtelung in Konstruktionen
 Zipenjuck I. F., Chodack L. Je. Optimale Projektierung von erdbebenfesten in monolithischer Bauweise errichteten Gebäuden
 Mailjan R. L., Mekerow B. A. Methodik der Kontrolle der Vorspannungswirkung bei Festigkeitsberechnung von Stahlbetonbauelementen
 Katin N. I., Stepanow I. W. Tragfähigkeit von Einlegeteilen bei wiederholten wechselnden Belastungen
 Kirillow A. P., Mirsayapow I. T. Einfluss des Rüttelkriechens auf Asymmetriekoeffizient des Spannungszyklus
 Drozdov P. F. Berechnung der Stahlbetonkonstruktionen von in monolithischer Bauweise errichteten Gebäuden

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 14.07.83.

Подписано в печать 22.08.83.

Формат 60×90¹/₈ Печать высокая Усл. печ. л. 6,0 Усл. кр.-отт. 6,75 Уч.-изд. л. 8,34

Тираж 14610 экз.

Т-18011
Заказ, 275

Адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 258-18-54, 258-24-76

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



ВНИМАНИЮ РУКОВОДИТЕЛЕЙ ПРЕДПРИЯТИЙ, УЧРЕЖДЕНИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ!

Всесоюзный научно-исследовательский институт информации по строительству и архитектуре (ВНИИС) Госстроя СССР объявляет подписку на издания 1984 г.

В 1984 г. будут издаваться:

- **БИБЛИОГРАФИЧЕСКАЯ ИНФОРМАЦИЯ** на картах
- **РЕФЕРАТИВНЫЙ ЖУРНАЛ** «Строительство и архитектура»
- **ОБЗОРНАЯ ИНФОРМАЦИЯ** (аналитические и сопоставительные обзоры)
- **ЭКСПРЕСС-ИНФОРМАЦИЯ** (издается по 12 тематическим сериям, а также по вопросам: «Научно-техническая информация в строительстве», «Международное сотрудничество, деятельность международных организаций по строительству»)
- **КАТАЛОГ ПАСПОРТОВ** «Научно-технические достижения, рекомендуемые для использования в строительстве»
- **ОПЕРАТИВНАЯ СИГНАЛЬНАЯ ИНФОРМАЦИЯ** «Оглавления иностранных журналов по строительству и архитектуре»

Издания ВНИИСа Госстроя СССР предназначены для руководящих, научных и инженерно-технических работников строительно-монтажных организаций, проектных и научно-исследовательских институтов, лабораторий и конструкторских бюро отрасли, профессорско-преподавательского состава, аспирантов и студентов учебных заведений строительного и архитектурного профилей.

Полный перечень изданий ВНИИСа будет опубликован в проспекте изданий ВНИИС на 1984 г. и каталоге изданий органов информации, издаваемом агентством «Союзпечать».

*За проспектом ВНИИСа обращаться по адресу:
121471, Москва, Можайское шоссе, 25, Отдел организации и внедрения информации ВНИИСа.
Телефон для справок: 449-67-46.*

К сведению авторов

Направляемые в редакцию рукописи статей должны удовлетворять следующим требованиям.

1. Рукописи представляются в **2 экземплярах** и сопровождаются необходимой документацией.
2. Содержание статьи излагается предельно кратко и ясно, с практическими рекомендациями и выводами. Объем рукописи не должен превышать **6 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала**, включая таблицы, выводы и список литературы. Формулы писать разборчиво, выделяя латинские и греческие буквы. Все имеющиеся по тексту формулы необходимо разборчиво и с указанной разметкой выписать (и пронумеровать в том же порядке, как они пронумерованы в тексте) на отдельном листе стандартного формата. Между отдельными формулами следует оставлять интервал 4—5 строк. Иллюстративный материал (3—4 рисунка, фото на глянцевой бумаге) также представляется в **двух экземплярах**. Графики и схемы должны быть четкими, не перегруженными излишними линиями, обозначениями, подписями и размерами. Все позиции на рисунке или схеме, кривые на графике следует нумеровать арабскими цифрами и выносить их в подрисуночные подписи (прилагаются на отдельном листе). На тыльной стороне рисунка (фото) необходимо проставлять его порядковый номер и фамилию первого автора.
3. Таблицы должны быть компактными, по возможности упрощенными и не дублировать информации, содержащейся на графиках. Повторяющиеся элементы таблиц рекомендуется выносить в примечания или в текст статьи.
4. Ссылки на рисунки, таблицы и литературу следует приводить в тексте статьи. В конце статьи приводится список литературы (он должен быть ограничен **4—5 названиями**) с полными выходными данными цитируемых источников.
5. Рукопись (в первоначальном виде и после авторской доработки по замечаниям редакции и рецензентов) должна быть обязательно подписана всеми авторами. При отправке рукописи в редакцию необходимо указать фамилии, имена, отчества всех авторов (по паспортным данным), возраст, семейное положение, домашние адреса (с шестизначными индексами), место работы, должность, степень и звание, телефоны.
6. Вместе с рукописью следует представлять в двух экземплярах отпечатанный на машинке реферат объемом **3—4 предложения**.