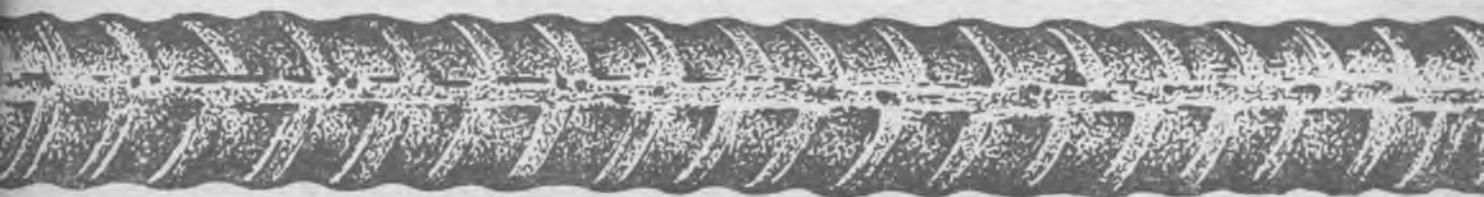
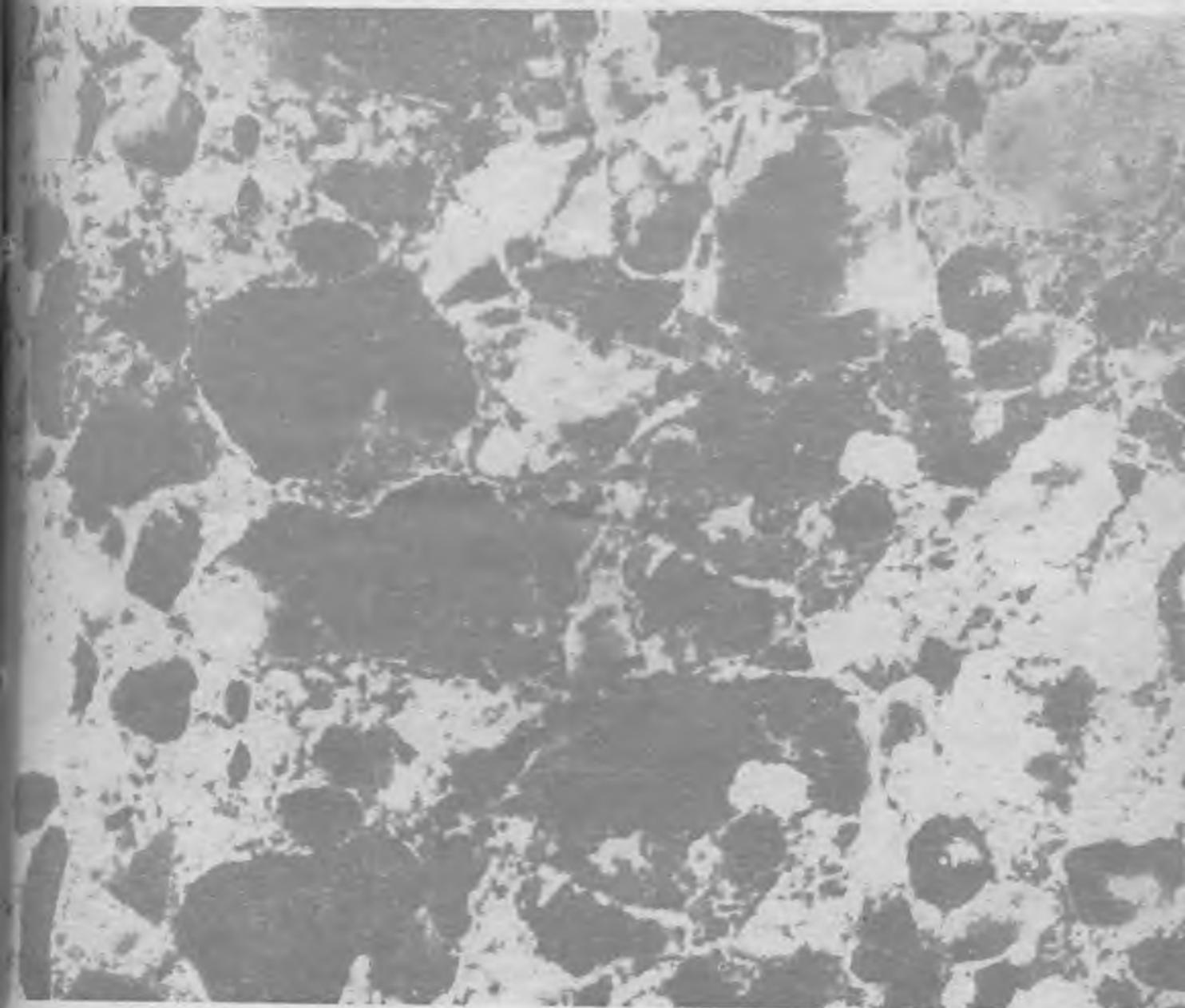


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

1984



*Дорогие читатели!*

*Редколлегия и редакция журнала*

*«Бетон и железобетон»*

*поздравляют Вас с Новым годом,*

*желают дальнейших успехов в труде*

*и большого личного счастья.*

## **Перспектив издания НИИЖБ на 1984—1985 гг.**

**Новое в технологии, расчете и конструировании железобетонных конструкций** (сборник трудов молодых специалистов). Под ред. Б. А. Крылова и Н. Н. Коровина.

**Перекрытия по стальному профилированному настилу.** Под ред. А. П. Васильева.

**Химически стойкие П-бетоны.** Под ред. Б. А. Крылова.

**Легкие бетоны на основе отходов промышленности и конструкции из них.** Под ред. И. Е. Путляева и В. И. Савина.

**Бетон и железобетонные конструкции. Состояние и перспективы применения в промышленности и гражданском строительстве.** Под ред. К. В. Михайлова и Ю. С. Волкова.

**Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях.**

**Эффективные легкие бетоны и конструкции.**

**Коррозионная стойкость бетона и железобетона в агрессивных средах. Исследование и производство железобетонных напорных и безнапорных труб.**

**Огнестойкость железобетонных конструкций.**

**Железобетон в конструкциях и фундаментах машин.**

**Совершенствование расчета, конструкций и технологии железобетонных конструкций.**

*Заказы на издания НИИЖБ следует направлять по адресу:  
109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, ОНТИ НИИЖБ.*

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ДЕСЯТЫЙ  
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ  
ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ  
ЖУРНАЛ

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

## Содержание

<b>Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!</b>	
<i>Болтинский В. А., Исайкин С. П.</i> В борьбе за звание образцовой организации Москвы . . . . .	2
<b>Трибуна соревнующихся</b>	
<i>Поляков В. И.</i> Главное — эффективность и качество . . . . .	4
<b>Экономия ресурсов</b>	
<i>Баранова Т. И., Соколов Б. С.</i> Прочность перемычек двухветвевых колонн . . . . .	5
<i>Айзенберг Я. М., Бирюков Н. А., Гусева Л. И.</i> Шахты лифтов из объемных элементов . . . . .	7
<i>Айбабин В. И.</i> Опыт проектирования и эксплуатации форм-вагонеток конвейера наружных стеновых панелей . . . . .	8
<i>Габрусенко В. В., Якушин В. А.</i> Совершенствование конструкции стоек решетчатых балок . . . . .	10
<b>Конструкции</b>	
<i>Либерман А. Д., Рубач О. М., Дмитриев Ю. В., Розенблюм А. Я., Кан Л. А.</i> Стропильные балки пролетом 24 м из бетона марки М600 . . . . .	11
<i>Васильев А. П., Быченков Ю. Д., Лим Ю. А.</i> Прочность узлов сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий . . . . .	13
<i>Людковский И. Г., Браиловский М. И., Воловдовский Г. М., Спивак Л. Р.</i> Определение динамической жесткости железобетонных рамных фундаментов . . . . .	15
<i>Сорокин А. М.</i> Бесшварные стыки колонн многоэтажных каркасов . . . . .	17
<i>Болдышев А. М., Мальганов А. И.</i> Колонны Х-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных промзданий . . . . .	19
<i>Шугаев В. В., Людковский А. М., Шапиро А. В.</i> Натурные испытания типовых железобетонных оболочек . . . . .	20
<i>Маилян Р. Л., Ганага П. Н.</i> О предельном уровне преднапряжения арматуры . . . . .	23
<b>Бетоны</b>	
<i>Жуков В. В., Гусев А. А.</i> Свойства тяжелого бетона после пожара . . . . .	25
<i>Пухальский Г. В., Никифоров А. П.</i> Бетоны с комплексными добавками из отходов химической промышленности . . . . .	27
<b>Заводское производство</b>	
<i>Артамонов В. Б., Касьянов А. Б.</i> Автоматический станок для изготовления сеток раскатателей . . . . .	29
<i>Вершин А. Е., Тетенькин В. А.</i> Блок автоматического управления процессом тепло-влажностной обработки . . . . .	30
<i>Лецинский М. Ю., Поляченко В. А., Цельковский Г. А., Пеляшок В. А., Кураш Ю. И.</i> Установка для неразрушающего контроля прочности железобетонных изделий . . . . .	31
<i>Зубков В. А.</i> Ультразвуковые датчики для контроля прочности бетона . . . . .	33
<b>В помощь проектировщику</b>	
<i>Михельсон Ю. И.</i> Определение режима тепловлажностной обработки изделий в продуктах сгорания природного газа . . . . .	35
<i>Кваша В. Г., Коваль П. Н.</i> Исследование шпоночных соединений плоских плит . . . . .	36
<i>Однолько Б. А., Жданов А. В.</i> О применении условия (78) СНиП II-21-75 . . . . .	39
<b>Вопросы экономики</b>	
<i>Рогатин Ю. А.</i> Методика расчета экономии трудовых и энергетических затрат при использовании эффективных арматурных сталей . . . . .	40
<b>Долговечность</b>	
<i>Михайлов И. В., Бейлина М. И.</i> Долговечность и морозостойкость напрягающего бетона . . . . .	41
<b>В порядке обсуждения</b>	
<i>Гордон С. С.</i> О бетоне с фиксированным щебеночным каркасом . . . . .	42
<b>Библиография</b>	
<i>Выпов И. Г.</i> Книга о прогрессивных конструкциях пролетных строений мостов . . . . .	43
<b>Информация</b>	
Для улучшения качества бетонных работ (к выпуску серии плакатов-пособий) . . . . .	44
<b>Зарубежный опыт</b>	
<i>Трамбовецкий В. П.</i> Установка для ускорения климатических испытаний строительных материалов и конструкций . . . . .	47

1

(346)

январь 1984



ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
МОСКВА

© Стройиздат, 1984



## В борьбе за звание образцовой организации Москвы

Конструкторское бюро по железобетону им. А. А. Якушева разрабатывает проекты крупнопанельных жилых и общественных зданий для строительства в городах и сельской местности на территории РСФСР и оказывает техническую помощь домостроительным комбинатам в освоении выпуска изделий и строительстве крупнопанельных зданий комплексных серий 25, 75, 125, 135.

Особенностью конструктивно-планировочных решений разрабатываемых КБ зданий является использование схем со смешанными шагами поперечных несущих стен пролетом до 7,2 м и применение крупнопанельных конструкций в типовых проектах массовых типов зданий культурно-бытового назначения (школ, ПТУ, детских дошкольных учреждений, лечебно-курортных зданий и др.).

Особого внимания заслуживает проводимая совместно с ЦНИИПромзданий работа по проектированию бескаркасных административно-бытовых зданий для промышленных предприятий из панельных конструкций серий 135 и 125. Массовое строительство зданий этих типов позволяет снизить капитальные вложения на 640 тыс. р., трудоемкость возведения — на 2640 чел.-дней и расход металла — на 200 т (на одно здание).

Применение бескаркасной схемы с поперечными несущими стенами для школ, ПТУ, пионерских лагерей и т. п. выявило преимущества панельной системы по сравнению с каркасно-панельной и позволило снизить расход стали в среднем на 25%, построечную трудоемкость на 20% и улучшить использование монтажных механизмов на 15—25%.

Массовое внедрение крупнопанельных школ и детских яслей — садов серий 75, 125 и 135 осуществляется во многих городах РСФСР, в том числе в Мурманске, Хабаровске, Ленинградской области и особенно Московской. В Ульяновске создается градостроительное объединение для внедрения в строительство крупнопанельных общественных зданий серии 75.

Благодаря единству конструктивных схем крупнопанельных жилых домов и массовых типов общественных зданий в комплексных сериях, разработанных КБ, осуществлена технологическая унификация изготовления изделий с применением одних и тех же транспортных средств и оснастки. Эффективность такого решения подтверждается опытом строительства на Саяно-Шушенской ГЭС, в Хабаровском крае, сельского строительства в Орловской области и в других местах, где на относительно небольших домостроительных предприя-

ях наряду с жилыми домами выпускаются детали для школ, дошкольных учреждений и других объектов общественного назначения.

Конструкторское бюро совместно с институтами Госгражданстроя приняло участие в разработке новой общественной серии 1.220.1-2 крупнопанельных общественных зданий. В этой серии разработаны проекты школ на 33 и 44 класса, детских яслей-садов на 140, 160, 280 и 320 мест, ПТУ на 960 учащихся и др. Школа на 33 класса и детские ясли-сад на 320 мест будут строиться в Казани и в Барнауле.

Опыт и меры по улучшению комплексной застройки и благоустройству сельских поселков Нечерноземной зоны РСФСР показали возможность возведения крупнопанельных усадебных домов поселкового типа в сжатые сроки и на современной промышленной основе. В экспериментальных поселках (Запрудный и Серково) на усадебных домах серий 25 и 135 были проверены решения с повышенным цоколем, железобетонными карнизными, наличниками и крышами, деревянными фронтонами, крыльцами и др. КБ разработало 9 проектов усадебных домов в составе городских серий 125 и 75. Значительная часть заводов КПД Минсельстроя РСФСР, Росколхозстройобъединения, Минводхоза СССР, Союзлесстроя, работающих на сельское строительство Сибири и Дальнего Востока, ориентирована на выпуск изделий серий 25 и 135 для жилых домов и приусадебных хозяйственных построек.

На Всероссийском совещании по застройке сел Сибири и Дальнего Востока (Красноярск, 1981 г.) новые проекты крупнопанельных жилых домов Конструкторского бюро для села привлекли внимание широкой общественности и сельских труженников.

На экспериментальных домах, построенных в пос. Ильичево, апробированы различные архитектурные решения. Получили положительные отзывы одно- и двухквартирные усадебные жилые дома серии 25. В настоящее время КБ расширяет номенклатуру проектов для сельского строительства, учитывая обеспечение жителей отдельными благоустроенными домами с надворными постройками для домашнего скота, птицы и личных транспортных средств. Для строительства в сельской местности разработаны 99 проектов крупнопанельных жилых домов и общественных зданий.

О размахах строительства по нашим проектам свидетельствует такой факт: каждый третий дом, построенный в Не-

черноземной зоне РСФСР, выполнен по проекту КБ.

В целях реализации решений постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов» скорректированы типовые проекты массовых серий для сокращения расхода стали в строительстве и экономии топлива при эксплуатации.

В ответ на обращение коллектива Гидропроекта им. С. Я. Жука к проектным, научно-исследовательским и конструкторским организациям коллектив Конструкторского бюро принял повышенные социалистические обязательства, направленные на снижение сметной стоимости строительства, трудоемкости возведения зданий и расхода основных строительных материалов и топливно-энергетических ресурсов.

В результате внедрения прогрессивных технических решений в проекты, законченные в первом полугодии 1983 г., снижена сметная стоимость строительства на 2498,2 тыс. р., или на 3,7%, и трудоемкость строительства на 40 130 чел.-дней, сэкономлено 10,41 тыс. т металла, 6,2 тыс. т цемента, 7416 т условного топлива. Эти показатели достигнуты благодаря применению откорректированных типовых проектов и внедрению в них научно-технических достижений и новой техники, таких как применение в сплошных перекрытиях узкого шага эффективного армирования панелей спаренными сетками, уменьшающее расход стали на 15%, исключение поперечного армирования многослойных панелей перекрытия, снижающее расход стали в жилых домах серий 125 и 25 на 0,3 кг на 1 м<sup>2</sup> общей площади, внедрение в проекты многоэтажных жилых домов теплых чердаков, изменение типа остекления, улучшение теплозащитных качеств стыков и узлов панелей наружных стен.

Экономический эффект от первичного внедрения проектно-конструкторских работ КБ в народное хозяйство за первое полугодие 1983 г. составил 2,05 млн. р., а с учетом широкого внедрения — 8,1 млн. р. Использование вычислительной техники, прогрессивных средств и методов проектирования позволило сэкономить 333,85 тыс. р., или 13,8% общего объема работ. Во ВНИИГПЭ направлено 14 заявок на предполагаемые изобретения и по четырем получены авторские свидетельства.

Большое внимание уделяется улучшению технологии проектирования и организации работ в подразделениях. Бла-

годаря научной организации труда механизация сложных инженерно-технических расчетов на ЭВМ по типовым проектам доведена до 90%, санитарно-техническим — до 70, общестроительным сметным — до 100%. Экономический эффект от внедрения ЭВМ в практику проектирования составляет только за 6 мес 1983 г. 150 тыс. р. Введение в эксплуатацию средств размножения проектно-конструкторской документации (РЭМ-600Е, РЭМ-300К, «Эра-2», «Эра-М» и др.) позволило сэкономить за это же время 87 тыс. р. Экономический эффект от внедрения мероприятий по научной организации труда и управления составил 333,85 тыс. р.

В КБ проводится работа по привязке и последующему внедрению комплексной системы управления качеством проектирования, продолжается внедрение системы «Проект», улучшила работу первичная организация НТО стройиндустрии. Разработаны и введены в действие положения о проведении Дня качества, о порядке учета, рассмотрения и исполнения рекламаций и замечаний по качеству разрабатываемой документации и др.

Улучшению качества проектно-конструкторских разработок способствуют встречи-семинары московских и периферийных отделов КБ. Так, в 1983 г. проведены две встречи-семинара по темам «О проблемах ускорения индустриализации жилищно-гражданского строительства, совершенствования типовых проектов жилых и общественных зданий, дальнейшей экономии ресурсов и улучшения внедрения новых разработок» и «Передовой опыт проектирования инженерного оборудования крупнопанельных жилых и общественных зданий, использование ЭВМ при разработке проектов и составлении смет».

При тесном творческом сотрудничестве с ведущими научно-исследовательскими организациями (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, МИСИ, НИИЖБ, ВНИИЖелезобетон, НИПСИликатобетон, ЦНИИПромзданий, ЦНИИЭП жилища и др.) в проекты жилых, общественных зданий и технологических линий внедряются прогрессивные научно-технические решения.

В первом полугодии 1983 г. 21% проектов, разработанных конструкторским бюро, получил оценку «отличное качество». План и принятые социалистические обязательства выполнены по всем показателям. Подготовлены экспериментальный проект 9-этажной блок-секции для сейсмостойкого строительства с напряженной арматурой, конструктивные варианты блок-секций жилых домов серий 25, 75, 125, 135 с использованием наружных трехслойных стеновых панелей с эффективным утеплителем для массового строительства в Нечерноземной зоне РСФСР, в районах Сибири и Дальнего Востока. В целях реализации Продовольственной программы разработано четыре рабочих проекта жилых домов для сельского строительства серии 135 для производства их на городских ДСК. В проектах предприятий КПД заложены решения по охране окружающей среды.

Для исполнения решений постановления Совета Министров СССР «О некоторых мерах по повышению технического уровня производства железобетонных конструкций и более эффективному использованию их в строительстве» разработан перспективный план технических мероприятий, направленных на совершенствование технологии производства сборного железобетона.

Конструкторским бюро выполнены конкретные разработки технологических линий и необходимого технологического оборудования, внедрение которых в производство позволило улучшить и полностью механизировать технологические процессы на всех переделах изготовления железобетонных конструкций. Выполнение этих мероприятий позволило снизить металлоемкость форм и оснастки на 10%, а в некоторых решениях — на 25—30%.

Весьма эффективной и перспективной является работа по межсерийной унификации проектов для Казани, Пемзы и Ульяновска. В них учтены предложения по рациональному использованию сложившихся на местах баз стройиндустрии. Как известно, в большинстве городов действуют 2—3, а то и 4 домостроительных предприятия, выпускающие изделия разных серий. Дома из них, как правило, имеют похожий внешний вид и одинаковую планировку квартир. Так, из разных деталей собираются мало отличающиеся друг от друга дома, при этом упускаются важнейшие условия повышения эффективности домостроительного производства: его специализация на основе кооперации, снижение номенклатуры изделий, выпускаемых каждым заводом, и повышение их тиражности. Межсерийная унификация проектов открывает возможность повышения суммарной мощности предприятий на 10—15% при минимальных капитальных вложениях, а резкое уменьшение номенклатуры изделий (на 35—40%) позволяет организовать выпуск постоянно меняющихся архитектурных деталей, эффективно влияющих на внешний вид зданий, используемых для сельского строительства.

Коллектив Конструкторского бюро активно участвует во Всесоюзном со-

циалистическом соревновании коллективов проектных, изыскательских и комплексных проектных организаций Госстроя СССР и с 1976 г. неоднократно завоевывал переходящие Красные знамена Госстроя СССР и президиума ЦК профсоюзов, переходящие Красные знамена ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ с занесением на доску Почета ВДНХ. По итогам первого полугодия 1983 г. КБ вновь завоевало переходящее Красное знамя Госстроя СССР и ЦК профсоюзам отрасли.

Движение за коммунистическое отношение к труду, зародившееся 25 лет назад, постоянно расширяется и совершенствуется. Сегодня звание «Ударник коммунистического труда» носят 70% сотрудников, а по московским отделам — 84%. Звание «Подразделение коммунистического труда» присвоено 30 бригадам, 16 отделам КБ, работающим в Москве. За достигнутые показатели в социалистическом соревновании коллектив КБ с 1977 г. носит звание «Коллектив коммунистического труда», а с 1980 г. — звание «Образцовая организация Москвы».

Поддерживая инициативу передовых коллективов столицы, сотрудники КБ участвовали в социалистическом соревновании под девизом «25-летию движения за коммунистическое отношение к труду — 25 ударных недель» и досрочно выполнили принятые социалистические обязательства. В результате дальнейшего совершенствования типовых проектов крупнопанельных жилых домов и массового внедрения в строительство откорректированных проектов серий 25, 75, 125 и 135 снижена трудоемкость строительства на 41,7 тыс. чел.-дней, сметная стоимость — на 7,3 млн. р., получена экономия условного топлива 8,9 тыс. т и металла 18 тыс. т.

**В. А. БОЛТИНСКИЙ, начальник  
Конструкторского бюро по железобетону  
им. А. А. Якушева;  
С. П. ИСАЙКИН, зам. главного инженера  
Конструкторского бюро**

## Вниманию читателей

С 7 по 16 февраля 1984 г. в Москве в Выставочном комплексе на Красной Пресне состоится Международная специализированная выставка «Экономия материальных и топливно-энергетических ресурсов в строительстве и промышленности строительных материалов» («Стройэкономия-84»).

Приглашаем посетить эту выставку.

## Главное — эффективность и качество

Уже многие годы коллектив Промтрансниипроекта является передовиком социалистического соревнования и многократно занимает призовые места. Так, и в первом полугодии 1983 г., участвуя в соревновании за успешное выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки, коллектив института добился высоких результатов и признан победителем с сохранением переходящего Красного знамени Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов.

За счет внедрения в проекты новой техники, экономичных технических решений, повышения уровня индустриализации строительства, вариантного проектирования институтом снижена сметная стоимость строительства на 5,2 млн. р., трудоемкость строительства — на 94,6 тыс. чел.-дня. Выполнены плановые задания и повышенные социалистические обязательства по экономии металла, цемента и электроэнергии, 35% объема проектно-изыскательских работ выполнено с оценкой «отличное качество». К 1 июля 1983 г. выдана проектная документация на объекты строительства 1984 г. в полном объеме.

Досрочно с отличным качеством сдана проектно-сметная документация на строительство важнейших объектов одиннадцатой пятилетки и объектов, связанных с осуществлением Продовольственной программы СССР. Среди них проект промышленного транспорта баз для переброски части стока северных рек в Волгу; рабочая документация по погрузочно-разгрузочному комплексу Краснодарского управления Сельхозтехники при разводе Александровский; рабочи проект транспорта Люберецкого завод сельскохозяйственных машин им. Ухтомского; пункта выгрузки труб и оборудования на ст. Каламак для газопровода Уренгой — Ужгород; транспорта объединения Гомсельмаш; транспорта объединения «Азот» в Гродно и др. Во многих проектах использованы железобетонные конструкции с маркой бетона М500 и выше. Ведется разработка типовых проектов автоматизированных складов заполнителей для заводов железобетонных изделий.

Сокращены сроки разработки типовых проектов прирельсовых складов запасных частей для сельскохозяйственных машин и силосных складов для баз Госкомсельхозтехники. С опережением графика представлен проект норм и правил проектирования и строительства внутрихозяйственных автодорог в колхозах, совхозах и других сельскохозяйственных предприятиях.

Ускорение внедрения научно-технических достижений и новой техники позволило снизить сметную стоимость строительства, эксплуатационные расходы и потребность в энергетических ресурсах.

В проекте подъездного железнодорожного пути и автодороги к базе Орггазсвязь в Смоленске для отсыпки насыпи предусмотрено применение вместо привозного грунта отходов в виде битого стекла от электроламп. Экономическая эффективность от снижения стоимости строительства и экономии горючего, необходимого для перевозки грунта, составляет 120 тыс. р.

В проекте внешнего железнодорожного транспорта Астраханского газоперерабатывающего завода предусмотрено использование нетканого синтетического материала «ДОРНИТ» вместо обратного фильтра из щебня на пойменных участках автомобильной дороги, что позволило снизить стоимость строительства на 126 тыс. р. Только в девяти проектах с применением для строительства железных и автомобильных дорог отходов производства достигнута годовая экономическая эффективность в размере 1480 тыс. р.

Закончено строительство и внедрены в эксплуатацию механизированные комплексы по выгрузке навального картофеля из железнодорожных вагонов с дальнейшей его просушкой и загрузкой в контейнеры на Калининской, Фрунзенской овощных базах Ленинграда и овощной базы в Алма-Ате. Годовая экономическая эффективность из-за сокращения трудовых затрат составила свыше 500 тыс. р. Внедрение этой техники обеспечило участие института в решении Продовольственной программы.

На ряде предприятий Минуглепрома СССР внедрены железобетонные брусья под стрелочные переводы. Экономическая эффективность составила более 0,5 млн. р. Освоены такие технические средства, как контейнеры для перевозки цемента на строительстве БАМа. Годовая экономическая эффективность в результате снижения потерь цемента и использования джутовых мешков составила 700 тыс. р. В настоящее время изготовлено 1200 контейнеров.

Внедрение автоматизированной системы управления горно-транспортным комплексом на Лебединском ГОКе сократило непроизводительные простои оборудования на 27% и исключило ошибки оперативно-диспетчерского персонала по управлению транспортным процессом. Годовая экономическая эффективность составила 99,5 тыс. р.

Закончены научно-исследовательские работы по таким актуальным вопросам,

как создание новых типов промышленных тепловозов, внедрение технологических процессов погрузки-выгрузки смерзшихся грузов на заводах сборного железобетона, разработка различных видов дорожных одежд, средств автоматизации, стандартов и инструкций, направленных на снижение расхода материальных и других средств.

Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О мерах по ускорению научно-технического прогресса в народном хозяйстве», которое можно считать этапным шагом в выполнении решений ноябрьского (1982 г.) и июньского (1983 г.) Пленумов ЦК КПСС, обязывает еще больше активизировать работу по реализации планов новой техники.

В Промтрансниипроекте начиная с 1979 г. проводится важная работа по экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов. Создана смотровая комиссия с участием экономистов, инженеров, технологов, передовиков и новаторов производства, профсоюзных и комсомольских активистов и народных контролеров.

За участие во Всесоюзном общественном смотре эффективности использования сырья, материалов и топливно-энергетических ресурсов институту трижды присваивались призовые места с вручением переходящего Красного знамени.

Работа по экономии и бережливости находится в поле зрения партийной, комсомольской и профсоюзной организаций и постоянно совершенствуется. Так, каждому подразделению предложено вести учет предложений на специальных учетных карточках, а также в личных счетах экономии. Сотрудники проектных, научных и хозяйственных подразделений имеют личные творческие планы, в которых определены конкретные мероприятия по бережливости.

Ход проведения смотра оперативно освещается в стенной печати, местной радиосети, а также на производственных совещаниях. Материалы смотра помещают на специальном стенде. Изменены условия социалистического соревнования: теперь учитываются показатели экономии по подразделениям.

В институте составлен перечень тем возможных предложений, направленных на экономию черных и цветных металлов, энергетических ресурсов и трудовых затрат, с примерами расчетов размеров экономии. По поступившим предложениям, содержащим прогрессивные технические решения, принятым в проектах, сданных заказчику, а также предложениям, включенным в научно-исследова-

тельские работы, достигнута экономия 350 т черных металлов, 0,1 тыс. т цветных металлов, 360 т цемента, 7,79 тыс. м<sup>3</sup> лесоматериалов, 425 тыс. кВт·ч электроэнергии и др.

ЦК КПСС и Советом Министров СССР приняты постановления об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов, а также об инициативе коллектива института Гидропроект им. С. Я. Жука по повышению научно-технического уровня проектов и снижению на этой основе сметной стоимости строительства объектов, экономии трудовых и материальных ресурсов. На ноябрьском (1982 г.) Пленуме ЦК КПСС в докладе Генерального секретаря ЦК КПСС Ю. В. Андропова уделено особое

внимание борьбе за экономию, рациональное использование ресурсов, внедрение энергосберегающей техники и технологий, улучшению нормативов, внедрению более строгого контроля за расходом, соблюдением норм и лимитов. Все это принято как главное направление в работе.

Успешно работала научная часть института. Ожидаемая эффективность от внедрения законченных научно-исследовательских работ составляет 1,5 млн. р. в год.

Большое внимание уделяется социалистическому соревнованию между отделениями и отделами института. 1270 сотрудников имеют звание «Ударник коммунистического труда». Многие подразделения носят почетные звания «Отдел коммунистического труда», «Образ-

цовый отдел». Эффективно проводится соревнование по договорам о социалистическом содружестве с другими организациями. В институте действует 51 долгосрочный договор. Эти договоры направлены, с одной стороны, на оказание научно-технической помощи предприятиям и организациям, с другой — на внедрение законченных научных разработок института.

В первом полугодии 1983 г. план института на проектно-исследовательские работы в объеме 3842 тыс. р. выполнен на 100,2%, научно-исследовательские работы в объеме 435 тыс. р. — на 100,4%. Трудоемкость проектных работ снижена на 26 600 чел.-дней.

**В. И. ПОЛЯКОВ**, главный инженер  
Промтрансниипроекта

## Экономия ресурсов

УДК 624.075.23.046

Т. И. БАРАНОВА, канд. техн. наук (Пензенский инженерно-строительный ин-т);  
Б. С. СОКОЛОВ, канд. техн. наук (Казанский инженерно-строительный ин-т)

## Прочность перемычек двухветвевых колонн

Перемычки над проходами в надкрановой части колонн относятся к коротко-высоким элементам. В нормативной литературе не содержатся рекомендации по расчету подобных конструкций, что объясняется отсутствием экспериментальных исследований. Поэтому при расчете используются эмпирические зависимости, не отражающие действительную работу перемычек.

На основе анализа напряженно-деформированного состояния, полученного методом конечных элементов, авторами разработаны предложения по определению прочности перемычек [1]. Для совершенствования предлагаемого метода, а также в связи с пересмотром типовых решений колонн промзданий в Казанском и Пензенском инженерно-строительных институтах под руководством и участии НИИЖБ и Харьковского Промстройиниипроекта изучена действительная работа перемычек. В программу исследования входило изучение основных факторов, определяющих прочность, таких как влияние высоты перемычек и количество растянутой арматуры, влияющие схемы загрузки и размеров опорной площадки, передающей нагрузку от стропильных конструкций, а также изучались различные виды армирования перемычек. Получена полная информация о работе оголовка колонн.

В настоящей статье ставится задача усовершенствовать разработанный ранее метод расчета прочности перемычек. Основоположающим при этом является представление о работе перемычки как каркасно-стержневой модели (рис. 1), суть формирования которой заключается в следующем. Поле деформаций бетона, построенное по показаниям датчиков, позволяет выделить силовые

потоки двух направлений. В направлении от силы к опоре образуется наклонный поток главных сжимающих напряжений, вдоль нижней грани перемычки концентрируется поток главных растягивающих напряжений. Анализ образования и развития трещин в бетоне позволил классифицировать их в следующем порядке. При нагрузке, равной 0,65—0,7 разрушающей, в нижней части перемычки появляются вертикальная трещина Т-1, которая в дальнейшем развивается по высоте и ширине. При нагрузке 0,7—0,75 разрушающей появляются наклонные трещины Т-2, направленные в сторону центра приложения силы. Эти трещины выделяют с внутренней стороны зону бетона, в пределах которой концентрируется силовой поток, идущий от силы к опоре-ветви.

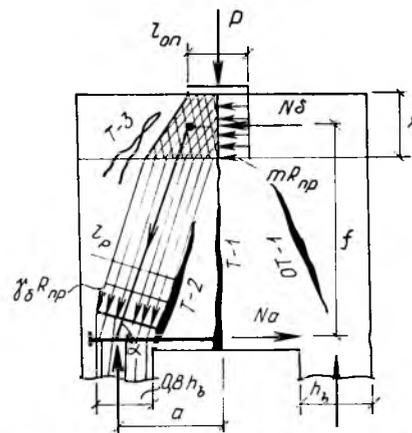


Рис. 1. Расчетная схема перемычки при действии сосредоточенной силы

Примерно при такой же нагрузке в верхней зоне перемычки возможно появление наклонных трещин Т-3, которые начинаются у внешней грани опорной площадки и наклонены в сторону опоры. Трещины этой серии выделяют поток сжимающих напряжений с внешней стороны. При нагрузке 0,85—0,9 разрушающей образуется трещина либо серия трещин ОТ-1. Они располагаются внутри силового потока, имеют наклон от силы к опоре и являются характерными опасными трещинами, напоминающими трещины в бетонной призме, разрушающейся при сжатии. Такая система образования трещин является конъюнктурной и допускает некоторые отклонения. Например, в образцах с высоким процентом армирования продольной рабочей арматурой трещина Т-1 может не образовываться. При нагрузке, вызывающей образование трещин Т-1, появляются трещины Т-2 (рис. 2), которые по своему характеру близки к трещине Т-1. Другим отклонением является отсутствие трещин Т-3; это происходит при развитых опорных площадках.

Экспериментально установлены два вида разрушений. В образцах с небольшим процентом армирования нижней арматурой Т-1 трещины Т-2 активно развиваются по ширине и, как правило, быстро достигают своей критической длины, приближаясь к центру приложения внешней силы, напряжения в арматуре становятся равными предельным. Наступает разрушение первого вида.

Второй вид разрушения наступает в образцах с более высоким процентом содержания продольной растянутой арматуры. С увеличением нагрузки внутри силового потока происходит активное трещинообразование, как правило, появ-

ляются короткие прерывистые трещины в направлении наклона силового потока. Одновременно по ширине и длине растет трещина ОТ-1. Разрушение напоминает раздавливание бетонной призмы.

Рассмотренные примеры развития трещин и разрушения перемычки позволяют считать, что после образования трещины Т-1 или Т-1 и Т-2 перемычка работает как стержневая система. При этом сжатие в перемычке воспринимается наклонными участками бетона, растяжение — нижней продольной арматурой (см. рис. 1). Первый вид разрушения наступает в момент появления предельных напряжений в растянутой арматуре, второй — по сжатым наклонным участкам бетона, ширина которого определяется размерами опорной площадки по верху и размерами ветвей колонны по низу. В момент разрушения напряжения в бетоне и арматуре достигают предела прочности —  $\gamma_6 R_{пр}$  и  $R_a$  ( $\gamma_6$  — коэффициент, учитывающий влияние бетона, окружающего выделенную полосу, определяется по СНиП II-21-75). Геометрия построения расчетной схемы показана на рис. 1.

Условия прочности перемычки по сжатым и растянутой зонам будут иметь вид:

$$P \leq 2 [k_6 \gamma_6 R_{пр} + k_{ак} \gamma_k R_a \mu_x \sin \alpha] \times l_p b' \sin^2 \alpha; \quad (1)$$

$$P \leq 2 k_a R_a F_a \operatorname{tg} \alpha, \quad (2)$$

где  $P$  — сила, действующая на перемычку;  $l_p$  — расчетная ширина наклонной полосы бетона;  $k_6 = 0,9$ ;  $k_{ак} = 1$  и  $k_a = 1$  — коэффициенты, установленные из сопоставления опытных и расчетных данных;  $\gamma_k$  — коэффициент, характеризующий косвенную работу арматуры, принимается по СНиП II-21-75;  $b$  — ширина перемычки;  $\mu_x = \frac{F_x}{b u_x}$  — для хомутов.

Поперечная арматура в работе наклонных полос учитывается вторым членом условия (1) как работа косвенной арматуры. Высота сжатого бетона над трещиной Т-1, усилие в котором уравнивает растягивающее усилие в арматуре, устанавливается из условия

$$k_a R_a F_a = m R_{пр} b_x, \quad (3)$$

где  $m$  — коэффициент, который определяется по критерию прочности бетона, испытывающего плоское напряженное состояние «сжатие-сжатие».

Для того чтобы несущая способность перемычки в направлении сжатого силового потока не превышала прочности по растянутому потоку, условия прочности (1) и (2) необходимо решать совместно. В противном случае прочность по бетону не будет реализована, что вызовет перерасход материалов.

Расчетная ширина наклонных полос, как правило, определяется размерами ветвей колонн. Конструктивные мероприятия, обеспечивающие предотвращение смятия бетона под опорной площадкой, обеспечивают прочность наклонной полосы поверху и перераспределяют на большую площадь силовой поток. Экспериментально установлено, что напряжения на поверхности бетона у наружной грани ветви значительно ниже, чем у внутренней грани. Это

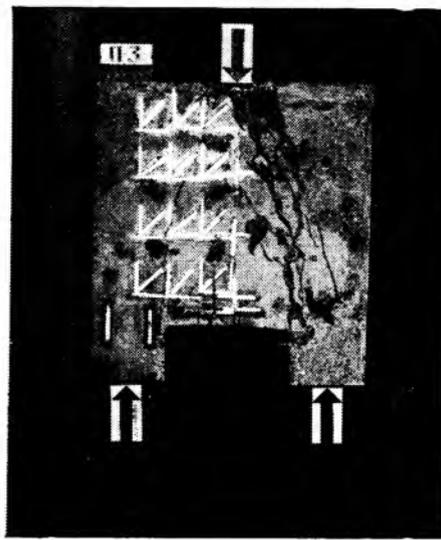


Рис. 2. Вид разрушения перемычки по сжатым полосам бетона

означает, что поток главных сжимающих напряжений концентрируется у внутренней грани. Поэтому при определении ширины расчетной полосы в зависимости (4) вводится коэффициент 0,8:

$$l_p = 0,8 h_b \sin \alpha. \quad (4)$$

Эксперимент показал, что в случаях, когда на оголовок колонны передается несколько усилий от стропильных и подстропильных конструкций покрытия, несущая способность перемычек увеличивается. При этом характер работы не изменяется, увеличивается лишь угол наклона главных сжимающих напряжений, угол наклона трещин. Поэтому принцип построения расчетной схемы (рис. 3) не изменяется, а повышение несущей способности перемычки учитывается увеличением расчетной ширины наклонной полосы и увеличением функции  $\sin^2 \alpha$  с ростом угла  $\alpha$ . В этом случае главные сжимающие напряжения становятся равномерно распределенными по ширине ветви и в расчетную зависимость (4) не вводится коэффициент 0,8. Таким образом, перемычки при воздействии на них нескольких сил следует рассчитывать также по зависимостям (1) и (2) с учетом вышесказанного.

В силу некоторых конструктивных особенностей перемычек разрушение по наклонным силовым потокам может иметь некоторые разновидности. В предлагаемом методе это учитывается опыт-

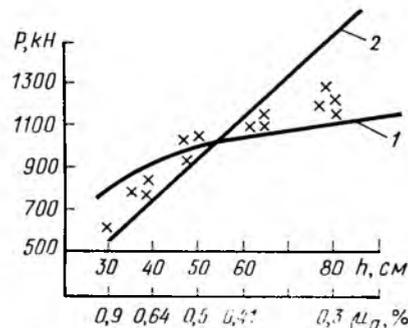


Рис. 3. График сопоставления опытных и расчетных данных

ным коэффициентом  $k_6$ . Расчетная несущая способность перемычек по предлагаемому методу хорошо согласуется с опытными значениями (см. рис. 3), отклонения при этом составляют 1,1—1,15.

Такой подход к расчету требует некоторого изменения традиционных видов армирования. Разработано несколько вариантов армирования, отличающихся эффективным использованием арматуры в работе перемычек, облегчением технологии изготовления и экономией материалов. Один из вариантов приведен на рис. 4. Рациональность такого решения заключается в следующем. Внутренние стержни арматуры ветвей  $F_{ав}$  в перемычке отгибаются в сторону приложения силы и тем самым включаются в работу наклонных сжатых полос с первых этапов приложения нагрузки. В типовом решении эти стержни имели неравномерное по длине напряжение и использовали лишь 20% своей прочности.

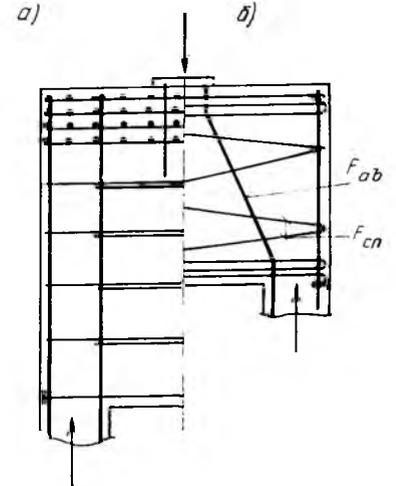


Рис. 4. Армирование перемычки а — типовое решение; б — предлагаемое решение

Кроме того, в предлагаемом варианте армирования применена спиральная арматура  $F_{сп}$  с неравномерным шагом и числом стержней в поперечном сечении. Тем самым исключается применение стержневой растянутой арматуры, которая в свою очередь требует анкеровых устройств по концам, а также исключаются сварные сетки под закладной деталью и горизонтальные хомуты по высоте перемычки. Число стержней в спирали в поперечном сечении по низу перемычки определяется расчетом по зависимостям [2]. Шаг спирали назначается по конструктивным требованиям. По такому же принципу располагаются витки спирали под закладной деталью, повышая прочность бетона на сжатие. Такая ориентация и использование арматуры резко повышает расчетную несущую способность перемычки, позволяет уменьшить ее высоту и снизить расход стали на 30% по сравнению с типовым решением.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Баранова Т. И., Соколов Б. С., Проектирование перемычек над проходами в колоннах. — Бетон и железобетон, 1982, № 6.
- Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1979, № 2.

## Шахты лифтов из объемных элементов

Применение объемных железобетонных элементов при возведении зданий и сооружений — важнейший резерв повышения уровня индустриализации строительства. Затраты труда в максимальном объеме переносятся в заводские условия, а на строительных площадках сокращаются до минимума.

ПО Днепродзержинскжелезобетон в 1979—1980 гг. был изготовлен комплект объемных железобетонных блоков шахт скоростных лифтов для корпуса грануляции и классификации при производстве карбамида в объединении «Азот». Конструкция блоков разработана Ростовским Промстройинпроектом.

Комплект включает 37 блоков сечением  $2400 \times 1600$  мм, высотой 3580 и 2400 мм и 69 блоков сечением  $3000 \times 2400$ , высотой 580, 1780, 2400 и 2980 мм с толщиной стенки 150 мм.

Для обеспечения нормальной эксплуатации лифтов были предъявлены жесткие требования к точности изготовления и монтажа шахт лифтов. Так, при высоте шахты 127 м отклонение ее стен от вертикали не должно превышать 30 мм. Достижение такой точности возможно только при возведении шахты лифтов из блоков с минимальными отклонениями от проектных геометрических параметров.

Для изготовления блоков КТБ Укртяжстройиндустрия разработан проект специальных установок. Особое внимание было уделено созданию такой конструкции элементов, предназначенных для образования внутренних проемов в железобетонных блоках, которая обеспечивала бы постоянно их геометрических размеров и хорошее качество поверхности. На каждый типоразмер сечения блоков разработаны проекты отдельных установок. Эксплуатация показала, что установка выбранной конструкции надежна в работе и обеспечивает изготовление железобетонных объемных блоков шахт лифтов с требуемыми параметрами.

Основанием установки (см. рисунок) является поддон сварной конструкции из стандартных прокатных профилей, стационарно установленный на фундаменте. На нем шарнирно закреплены борта и установлен внутренник, пред-

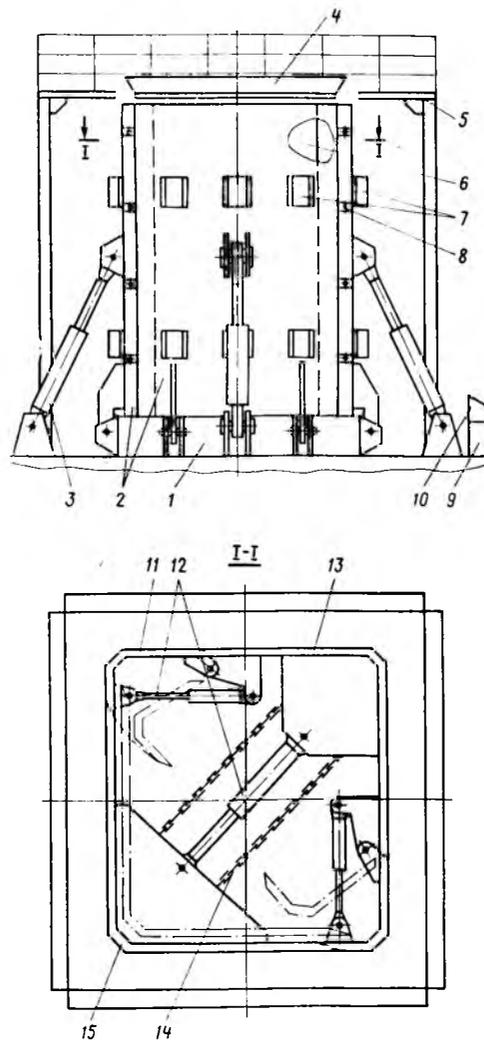
назначенный для образования в железобетонном блоке сквозного вертикального проема. Все элементы — сварной конструкции, их лицевая поверхность образована кассетными листами толщиной 24 мм. Неподвижный вкладыш жестко закреплен на поддоне и является базовой конструкцией для точной установки

остальных элементов внутренника. Подвижный вкладыш установлен на поддоне свободно. В нижней его части имеются три опорных катка для перемещения его по угловым направляющим, жестко закрепленным на поддоне. Подвижный вкладыш соединен с неподвижным гидроцилиндром, с помощью которого он перемещается. Для обеспечения вертикальности в крайнем рабочем положении подвижного вкладыша гидроцилиндр в верхней части соединен с неподвижным вкладышем двумя гибкими, регулируемые по длине ограничительными тягами. Два угловых поворотных вкладыша закреплены шарнирно с обеих сторон на неподвижном вкладыше. Их поворот осуществляется гидроцилиндрами.

В рабочем положении неподвижный, подвижный и два угловых вкладыша образуют прямоугольную призму, по габаритам соответствующую внутреннему вертикальному сквозному проему железобетонного объемного блока шахты лифтов. Для устранения возможного смещения элементов внутренника в процессе работы установки в рабочем положении угловые вкладыши дополнительно скрепляют с подвижным вкладышем винтовыми замками.

Наружные борта сварной конструкции закреплены на поддоне шарнирно. Их лицевая поверхность образована листами толщиной 12 мм. Борта имеют замкнутое поперечное сечение, внутренняя поверхность которого при тепловой обработке отформованных блоков заполняется паром, смотровые окна, ниши для контрольных образцов, гнезда для термометров. Для изготовления блоков с дверными проемами на бортах предусмотрены элементы для закрепления проемообразующих вкладышей. Открывание и закрывание бортов производится гидроцилиндрами. В закрытом положении борта скрепляются между собой винтовыми замками.

При формировании блоков различной высоты применяют съемные подставки, укрепленные на поддоне между внутренником и наружными бортами. Для уплотнения бетонной смеси на наружных



Установка для изготовления объемных блоков шахт лифтов

1 — поддон; 2 — наружные борта; 3 — гидроцилиндры наружных бортов; 4 — загрузочная площадка; 5 — площадка обслуживания; 6 — внутренник; 7 — навесные вибраторы; 8 — замки; 9 — маслостанция; 10 — пульт управления; 11 — угловые поворотные вкладыши; 12 — гидроцилиндры внутренника; 13 — неподвижный вкладыш; 14 — ограничительные тяги; 15 — подвижный вкладыш

бортах установлены площадочные навесные вибраторы ИВ-21А.

Сверху на внутреннике на направляющих штырях расположена загрузочная площадка, имеющая сдвоенные наклонные направляющие, которые образуют по периметру установки лоток для подачи бетонной смеси. Вокруг установки предусмотрена площадка обслуживания. Питание всех гидроцилиндров осуществляется от одной маслостанции СМЖ-346. Управление гидроцилиндрами производится с общего пульта. Подвижные элементы установки фиксируются в крайних положениях системой конечных выключателей.

Сечение железобетонных объемных блоков шахт лифтов составляет  $1600 \times 2400$  ( $2400 \times 3000$ ) мм, максимальная высота — 3580 (2980), толщина стенки — 150 мм. Установка имеет габаритные размеры (с учетом площадок обслуживания)  $6520(7100) \times 6230(6670) \times 4500(3900)$  мм. Ее масса составляет 33 000 (39 000) кг (в скобках указаны параметры установки для изготовления объемных блоков сечением  $2400 \times 3000$  мм).

В ПО Днепродзержинскжелезобетон установки монтировали на полигоне. В подготовленную к работе установку козловым краном подавали объемный арматурный блок, собранный из горячекатаной стали классов А-I и А-III в

виде сварных сеток и каркасов. Плоские сетки и каркасы изготовляли в арматурном цехе на машинах контактной точечной сварки. Объемные арматурные блоки собирали на специальных кондукторах, расположенных рядом с формующими установками, поверхности которых предварительно смазывали соляровым маслом.

Для изготовления объемных блоков использовали тяжелый бетон марки М300 с  $O.K.=10-12$  см следующего состава,  $кг/м^3$ : портландцемент Каменец-Подольского цементного завода — 520; щебень гранитный Новопавловского карьера фракций 3—10 и 10—20 мм — 565; песок днепропетровский с  $M_{кр}=1,05-1,08$  — 550; вода днепропетровская — 230.

Бетонную смесь подавали из бадьи, транспортируемой козловым краном, на загрузочную площадку, откуда через направляющие лотки она поступала в формующие отсеки установки. Здесь ее уплотняли навесными вибраторами, установленными в несколько ярусов на наружных бортах. Вибраторы включали поочередно, начиная с нижних рядов.

Тепловая обработка осуществлялась контактным нагревом бетона от паровых рубашек, выполненных в бортах, по режиму 6+2+5+5 ч при температуре изотермического прогрева  $80^{\circ}C$ . Режим тепловой обработки контролировали путем

замера температуры в тепловых рубашках.

Распалубочную прочность бетона определяли по результатам испытания контрольных образцов, отформованных одновременно с изделиями и пропаренных в специальных нишах паровых рубашек. После тепловой обработки распалубку выполняли в такой последовательности: снимали загрузочную площадку грузоподъемным краном, раскрепляли замки, гидроцилиндрами отводили наружные борта, раскрепляли винтовые замки, соединяющие угловые вкладыши с подвижным, гидроцилиндрами отводили угловые вкладыши, сдвигали подвижный вкладыш, грузоподъемным краном извлекали объемный блок.

На строительную площадку изделия транспортировали на специально изготовленном прицепе-контейнере к автомобилю МАЗ-504.

Монтаж шахт скоростных лифтов из объемных блоков обеспечил экономию трудовых ресурсов в количестве 1,3 чел.-дня на  $1 м^3$  блоков или 465 чел.-дней на весь объем работ по сравнению с шахтами из плоских железобетонных элементов или 1439 чел.-дней на весь объем работ ( $4,1$  чел.-дня на  $1 м^3$ ) по сравнению с шахтами лифтов из монолитного железобетона.

УДК 691.022-413

В. И. АЙБАБИН, инж. (завод КПД ДСК СМО Комитяжстрой)

## Опыт проектирования и эксплуатации форм-вагонеток конвейера наружных стеновых панелей

В информации по производству железобетона обычно затрагиваются вопросы проектирования и эксплуатации поддон-вагонеток конвейерных линий и почти не описываются формы-вагонетки. Однако отдельно поддон-вагонетка без бортоснастки не эксплуатируется, поэтому рассматривать только поддон не всегда целесообразно.

В 1977 г. на заводе пущен конвейер для выпуска одно- и двухмодульных наружных керамзитобетонных стеновых панелей. Технология предусматривала формовку «лицом вниз» и установку стоярных изделий перед формовкой.

В эксплуатации были формы-вагонетки с откидными бортами на базе серийных

поддон-вагонеток СМЖ-3010А. К поддону неподвижно крепили нижнюю часть проеомобразователя для стоярных изделий, борта фиксировали четырьмя пружинными замками. Для работы с формой-вагонеткой были установлены кантователь, механизмы открывания и закрывания бортов, замков и т. п.

При пусконаладочных работах на конвейере и при его эксплуатации подтвердилась необходимость очень точной установки формы-вагонетки на этих механизмах. Даже при небольших отступлениях механизмы выходили из строя: поддон, борта и замки деформировались. После проведения ремонтных и наладочных работ конвейерная линия часто

простаивала, качество наружных стеновых панелей было низким.

На заводе изменили конструкцию проеомобразователей стоярных изделий, что позволило устанавливать эти изделия после термообработки. Конструкция замков усовершенствована — они стали недеформируемыми, но не закрывались из-за деформации бортоснастки.

Поэтому было принято решение перейти на формы-вагонетки с горизонтальным раскрытием бортов. При этом разработана опытная бортоснастка для серийного поддона-вагонетки СМЖ-3010 с установкой горизонтальных шарниров на торцовых бортах. Наличие горизонтальных шарниров на продольных бортах



Рис. 1. Привод открывания бортов и горизонтальные шарниры

оказалось невозможным из-за малой ширины щелевой камеры. Поддон-вагонетку СМЖ-3010А пришлось усовершенствовать. Опытная эксплуатация формы-вагонетки с горизонтальным раскрыванием бортов, которая эксплуатируется и в настоящее время, дала положительные результаты.

В 1981 г. разработана и изготовлена новая конструкция формы-вагонетки. Трехточечное опирание позволило ликвидировать брак панелей из-за деформации поддона вследствие разности отметок головок рельсов конвейера. Диагональная решетка дала возможность зна-

чительно увеличить жесткость поддона. Бортоснастка являлась базовой для всех типов изделий, выпускаемых на конвейере. Шарниры закреплены на торцовых бортах, фиксированных двумя винтовыми замками. Это позволило отказаться от серийного оборудования — механизмов открывания и закрывания замков, бортов. Для новых форм-вагонеток были смонтированы только четыре гидроцилиндра из демонтированного оборудования.

Продольные борта длиной около 7 м прогибались в горизонтальной плоскости и при закрывании не доходили до нужного положения. Этот недостаток устранен с помощью упорного шарнира простой конструкции. Упорные шарниры, установленные на каждый продольный борт, автоматически доталкивают концы бортов при их закрывании, не влияя на движение бортоснастки при открывании.

Значительный эффект при эксплуатации формы-вагонетки дало применение проемообразователей для столярных изделий, съемных на всю толщину изделия. Ранее проемообразователи состояли из двух частей: нижняя неподвижно крепилась к поддону, верхняя была съемной. При такой схеме при замене проемообразователя (для переналадки формы на другое изделие) требовалось значительное время. Новая конструкция позволяет оператору линии быстро устанавливать в форму нужный проемообразователь. Лист поддона легче поддается очистке, так как на нем не стало никаких деталей. Эксплуатация форм-вагонеток этой конструкции способствовала улучшению работы конвейерной линии, повысилось качество изделий.

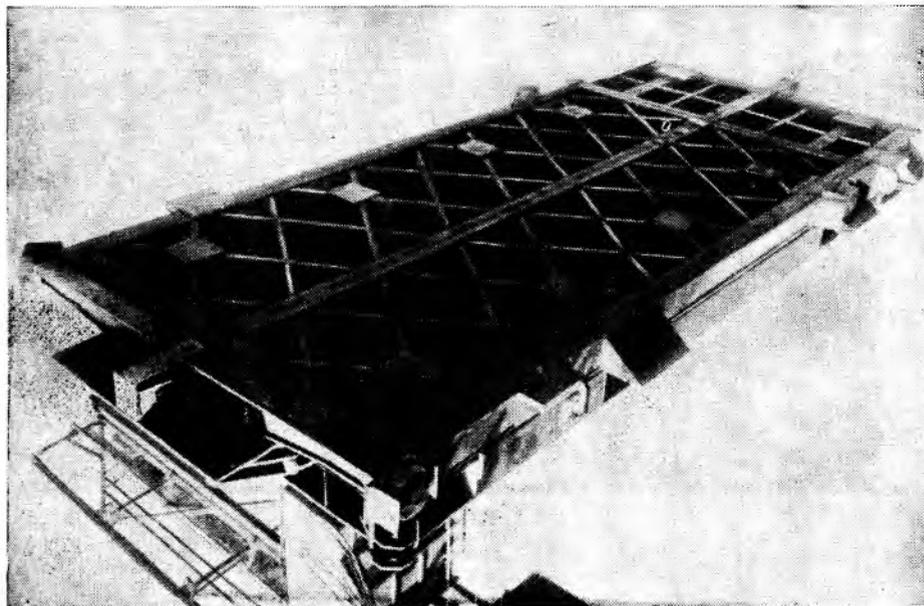


Рис. 2. Форма-вагонетка, поднятая краном

В настоящее время Мурманскпромпроект проектирует для Сыктывкара новый завод КПД, в спецификации оборудования которого заложены описанные формы-вагонетки.

В связи с модернизацией оборудования (установка виброплощадки ВПГ-25 и клиновых подъемных рельсов) на заводе разработана конструкция поддона-вагонетки с учетом новых требований, которая находится в стадии изготовления.

Опыт эксплуатации свидетельствует о целесообразности использования бортоснастки с горизонтальным раскрыванием бортов как на серийных поддонах-вагонетках СМЖ-3010А, так и на поддонах-вагонетках с трехточечным опиранием при размещении горизонтальных шарниров с торца. Внедрение описанных разработок способствует снижению капитальных затрат, повышению производительности труда, значительному улучшению качества выпускаемых изделий. Годовой экономический эффект составляет 40 тыс. р.

## На ВДНХ СССР

## Устройство мозаичных полов

Трестом Оргтехстрой Владимирского ТУС Минстроя СССР разработана технология устройства мозаичных полов с использованием метода вибровакуумирования. Работы выполняет звено из семи человек. Пятеро рабочих ведут укладку бетона. Шестой рабочий рассыпает мраморную крошку по отвакуумированной поверхности бетона и затирает ее заглаживающей машиной, седьмой рабочий через 1—2 дня шлифует поверхность шлифовальной машиной до получения фактуры мозаичного пола.

Внедрение технологии устройства мозаичных полов методом вибровакуумирования позволяет выполнять полы непрерывным потоком и в результате сократить сроки строительства объектов, снизить расход мраморной крошки с 1,61 до 0,6 м<sup>3</sup>, сэкономить 17 р. на 100 м<sup>2</sup> мозаичного пола, повысить производительность труда в 5,8 раза за счет комплексной механизации трудовых процессов. Кроме того, повышаются культура производства, качество и долговечность мозаичных полов.

Разработчик — трест Оргтехстрой (600020, Владимир, ул. Фрунзе, 88).

В. В. ГАБРУСЕНКО, инж. (Новосибирский филиал СКТБ Стройиндустрия);  
В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Совершенствование конструкции стоек решетчатых балок

Стойки решетчатых балок в традиционных решениях имеют прямоугольную конфигурацию с вутами в местах примыкания к поясам. Арматура стоек состоит из шести элементов — двух сварных корытообразных каркасов и четырех отдельных отогнутых стержней. Каждый стержень в четырех точках привязывают к каркасам поясов и стоек. Недостатками такого армирования являются большое число изделий, необходимость выполнения ручных вязальных работ (16 точек в каждой стойке), трудность обеспечения проектного положения отогнутых стержней.

Армирование можно упростить и ограничить всего двумя сварными «паукообразными» каркасами, если придать стойкам Х-образную конфигурацию (рис. 1). Шейки стоек располагаются от центров тяжести сечений поясов на расстояниях, пропорциональных их жесткостям, т. е. в точках, где изгибающие моменты равны нулю.

Учитывая, что стойки работают в основном на внецентренное сжатие (реже — растяжение) с большими эксцентриситетами, такое решение более рационально и с точки зрения распределения напряжений, так как приближает эпюру материалов к эпюре усилий. В точках отгиба продольные стержни имеют столь незначительные усилия (здесь меняется знак напряжений), что поперечные стержни или скобы, воспринимающие их горизонтальную составляющую, можно назначать из конструктивных соображений. Исключение составляют средние стойки, которые при симметричном нагружении балок работают на центральное растяжение, их продольная арматура испытывает постоянные напряжения по всей длине. В каркасах этих стоек сечение скоб необходимо определять расчетом.

Следует отметить, что с развитием трещин жесткость нижнего пояса резко уменьшается, в связи с чем «нулевые»

точки перемещаются вниз. Однако продольная арматура в стойках определяется, как известно, расчетом по раскрытию трещин, когда балки еще можно рассматривать как упругие системы. Поэтому местоположение шеек следует назначать с учетом первоначальной (упругой) жесткости поясов.

Изложенные соображения были учтены при конструировании двускатных решетчатых балок пролетом 9 м, разработанных Новосибирским филиалом СКТБ Стройиндустрия совместно с НИИЖБ. Испытания балок нагрузкой, неблагоприятной для крайних стоек\*, подтвердили их достаточную надежность: ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке не превышала 0,1 мм, а отслаивания бетона в шейках (признак выпрямления продольных стержней и их недостаточного заанкеривания скобой) не наблюдалось вплоть до разрушения поясов балок (рис. 2). Выпуск конструкций на заводе ЖБК № 2 в Саранске показал, что «паукообразные» каркасы несложны в изготовлении, позволяют не только значительно упростить армирование, но и на 0,95 кг, или на 25—30%, снизить расход стали на одну стойку за счет отказа от отдельных стержней.

### Выводы

Применение стоек Х-образных вместо традиционной конфигурации в решетчатых балках позволяет уменьшить число арматурных элементов, сократить расход стали и уменьшить трудоемкость работ.

\* Из-за отсутствия при испытании нагрузки в коньке, обязательной при эксплуатации, средняя стойка испытывала нереально большое усилие растяжения. Поэтому для предотвращения преждевременного разрушения она была взята в металлическую обойму.

На ВДНХ СССР

## Производство панелей-оболочек

СКТБ Стройиндустрия (170034, Калинин, ул. Ерофеева, 5) разработана стендовая технологическая линия по производству панелей-оболочек типа КЖС размером 3×18 м для перекрытия одноэтажных промышленных зданий. В состав линии мощностью 2700 м<sup>3</sup> в год входят три силовые стендовые термоформы, бетоноукладчик, виброрейка, пост изготовления арматурных плетей, набор траверс, стойки для складирования, электромостовая кран грузоподъемностью 20 т, гидродомкраты. Все оборудование линии размещено в пролете 18×114 м.

Линия внедрена на заводе ЖБИ-2 Смоленского территориального управления строительства. Экономический эффект составляет 2 тыс. р.

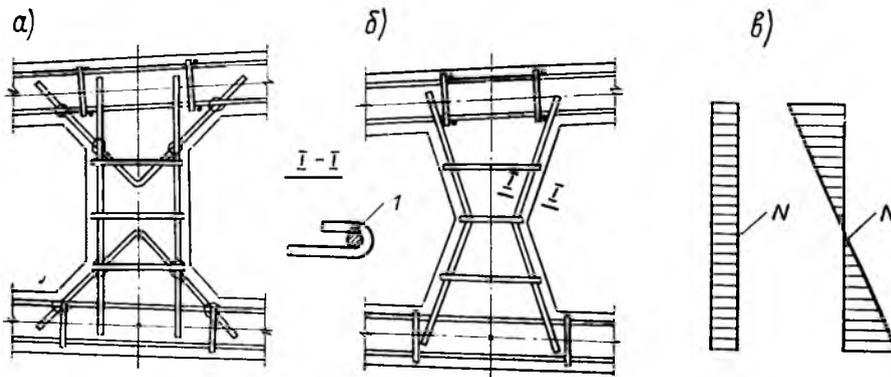


Рис. 1. Конструкция стоек

а — традиционная; б — Х-образная; в — изменение усилий в стойках: N — продольная сила; M — изгибающий момент; I — дуговая сварка

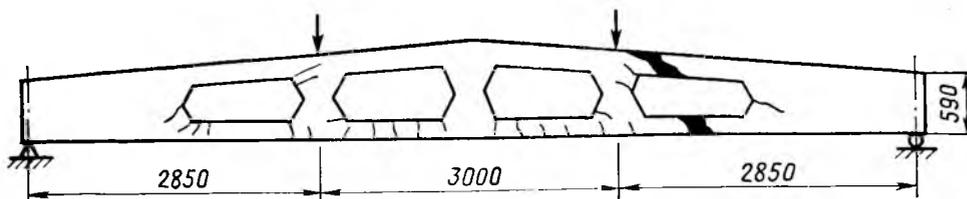


Рис. 2. Схема образования трещин и разрушения балок при испытании

УДК 624.072.2

А. Д. ЛИБЕРМАН, О. М. РУБАЧ, кандидаты техн. наук (НИИСК);  
Ю. В. ДМИТРИЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. Я. РОЗЕНБЛУМ, Л. А. КАН,  
инженеры (ЦНИИПромзданий)

## Стропильные балки пролетом 24 м из бетона марки М600

Двускатные преднапряженные стропильные балки пролетом 24 м под малоуклонную кровлю разработаны для одноэтажных промазданий с каркасами из высокопрочного железобетона и легкими ограждающими конструкциями. Они заменяют стальной несущий каркас с целью экономии прокатной стали.

Применение малоуклонных двутавровых балок пролетом 24 м вместо типовых стальных трубчатых ферм серии 1.460-5 позволяет сократить расход стали на 1 м<sup>2</sup> покрытия в 1,8 раза при сокращении стоимости на 5 р. На некоторых участках покрытия производственного корпуса завода ЖБИ в Старом Осколе Белгородской области предусмотрено применение опытной балки.

Для проверки нового типа стропильных балок в НИИСК исследовали конструкции из бетона марки М600. На экспериментальной базе НИИСК был изготовлен и испытан опытный образец стропильной балки пролетом 24 м под расчетную нагрузку 350 кгс/м<sup>2</sup>. Балка двутаврового сечения имела высоту на опоре 900 мм и уклон верхнего пояса 3,3% (рис. 1). Верхняя полка шириной 280 мм имеет переменную высоту от 80 мм на опоре до 260 мм в середине пролета. Сечение нижнего пояса 230×160 мм.

Нижний пояс балки армируется восемью стержнями диаметром по 22 мм из стали класса А-V, расположенными в два ряда (по четыре спаренных стержня в каждом). Верхний пояс армируется четырьмя стержнями диаметром по 14 мм из стали класса А-III. Стенка толщиной 70 мм армируется одним вертикальным каркасом из стали того же класса. Объем бетона марки М600 на одну балку составляет 3,7 м<sup>3</sup>, расход стали — 895 кг, масса балки 9,3 т.

Напряжение арматуры производилось на упоры стенда с помощью гидродомкрата. Одновременно натягивалось по два стержня с усилием 28,9 тс на каждый. Контролируемое предварительное натяжение (с учетом потерь от деформации анкеров) составляло 7300 кгс/см<sup>2</sup>.

Балку бетонировали в горизонтальном положении в деревянной опалубке, обитой кровельным железом. Для ее изготовления применяли цемент марки 600 Здолбуновского цементно-шиферного комбината, днепропетровский песок, гранитный щебень крупностью 0—20 мм, добавку УПБ. Твердение бетона происходило в естественных условиях.

В процессе испытания опытной балки проверяли деформативность и трещиностойкость конструкции при контрольных нагрузках, изучали характер трещинообразования при различных уровнях загрузки, определяли несущую способ-

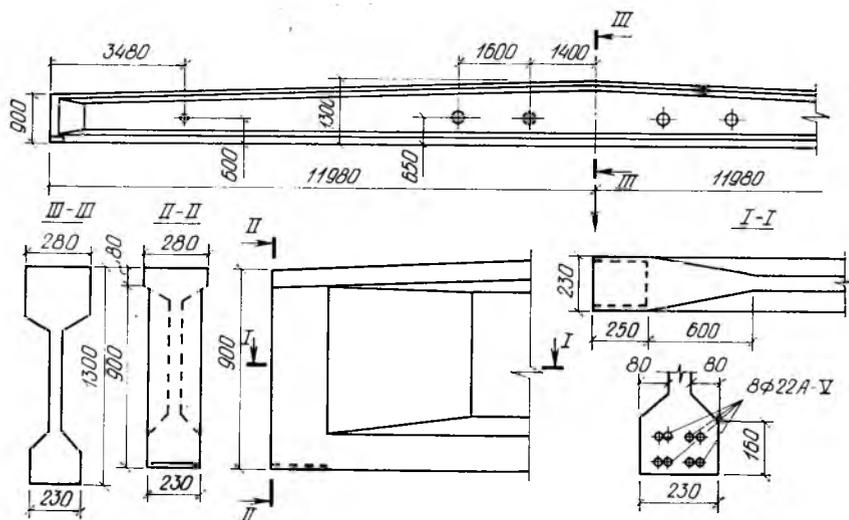


Рис. 1. Конструкция стропильной балки пролетом 24 м

ность балки и характер ее разрушения.

Балку устанавливали в проектное положение с расчетным пролетом 23,8 м. Нагружали ее симметричной сосредоточенной нагрузкой в семи точках верхнего пояса при помощи гидродомкратов грузоподъемностью 25 тс, установленных непосредственно на верхний пояс (рис.2).

На каждой ступени загрузки измеряли прогибы балки в середине и четвертях пролета, осадку опор, возможное проскальзывание ее напряженной арматуры нижнего пояса. Появление трещин и ширину их раскрытия определяли микроскопом Бриделя. Одновременно с испытанием балки оценивали физические ха-

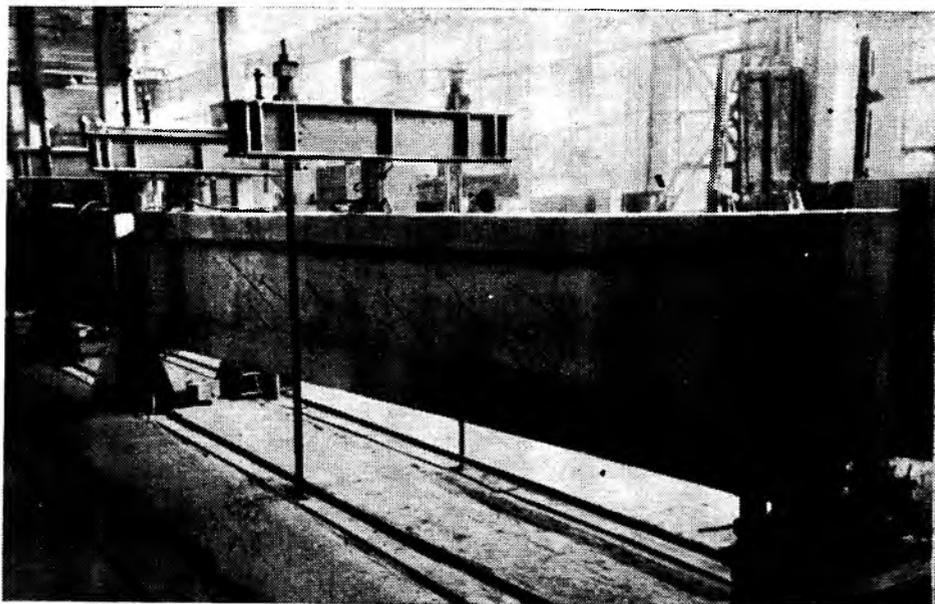


Рис. 2. Испытания стропильной балки пролетом 24 м

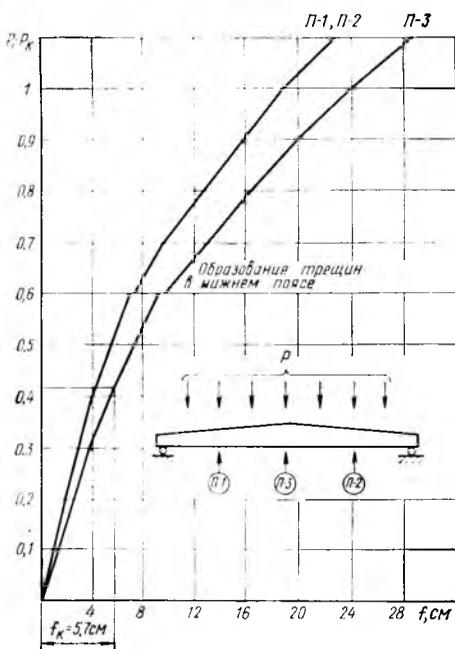


Рис. 3. Вертикальные перемещения балки в середине и четвертях пролета

рактические характеристики бетона и стали. Предел прочности бетона на сжатие определяли испытанием кубов с размером ребра 10 см, призмную прочность  $R_{пр}$  призм размерами  $10 \times 10 \times 40$  см. На этих же образцах определяли модуль деформаций бетона. Балки загружали спустя 20 сут после отпуска арматуры. После отпуска предварительного натяжения трещины в верхнем поясе балки не обнаружены, но на торцовых участках балки отмечены волосяные трещины с шириной раскрытия 0,05 мм. Их образование можно объяснить недостаточно плавным отпуском арматуры. Впоследствии при нагружении балки эти трещины не развивались и на несущую способность конструкции не влияли. Выгиб балки после отпуска натяжения составил 8,5 см. Прогибы балки в середине и четвертях пролета показаны на рис. 3. Анализируя кривые прогибов, можно отметить, что работа конструкции до контрольной нагрузки по трещиностойкости была близка к упругой. Прогиб балки в середине

пролета при контрольной нагрузке по проверке жесткости ( $P_k = 5,2$  тс) составил 5,7 см, или  $1/420$  пролета.

Расчетный прогиб, вычисленный в предположении упругой работы балки при отсутствии трещин в нижнем поясе и фактическом модуле упругости бетона  $0,39 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>, равен 6,27 см. Расхождение между опытным и расчетным значениями прогиба составляет 10%. Первые трещины в нижнем поясе балки с шириной раскрытия 0,08—0,1 мм и шагом 100—200 мм обнаружены при контрольной нагрузке по трещиностойкости  $P_k^{тр} = 7,4$  тс (6-я ступень загрузки). При этом опытный момент образования трещин  $M_T^{оп} = 178 \cdot 10^5$  кгс·см. Расчетный момент образования трещин в середине пролета  $M_T^{расч} = 168,5 \times 10^5$  кгс·см. При определении расчетного момента образования трещин учитывали фактические характеристики бетона и потери напряжений в день испытания. Отношение опытного момента образования трещин к расчетному составило 1,055.

При дальнейшем нагружении в нижнем поясе балки увеличилось число трещин и ширина их раскрытия. При нагрузке, равной 1,14  $P_{рас} = 10$  тс (8-я ступень загрузки) на пропорных участках балки образовались наклонные трещины с шириной раскрытия 0,15 мм в направлении от опоры к первой силе. При увеличении нагрузки они развивались по ширине и образовывались новые трещины в параллельном направлении. Угол наклонных трещин составлял 40—45° к горизонтали (рис. 4). В ходе испытания индикаторами не зафиксировано проскальзывания напряженной арматуры нижнего пояса балки.

Исчерпание несущей способности балки произошло при нагрузке, превышающей расчетную в 1,48 раза вследствие достижения арматурой нижнего пояса условного предела текучести. При этом ширина раскрытия трещин достигла 1 мм, а прогиб балки составил 28,5 см, или  $1/85$  пролета.

При дальнейшем увеличении нагрузки балка значительно деформировалась, но до физического разрушения доведена не была. Опытный разрушающий момент в расчетном сечении на расстоянии от опоры  $0,42l$   $M_{разр}^{оп} = 303 \cdot 10^5$  кгс·см.

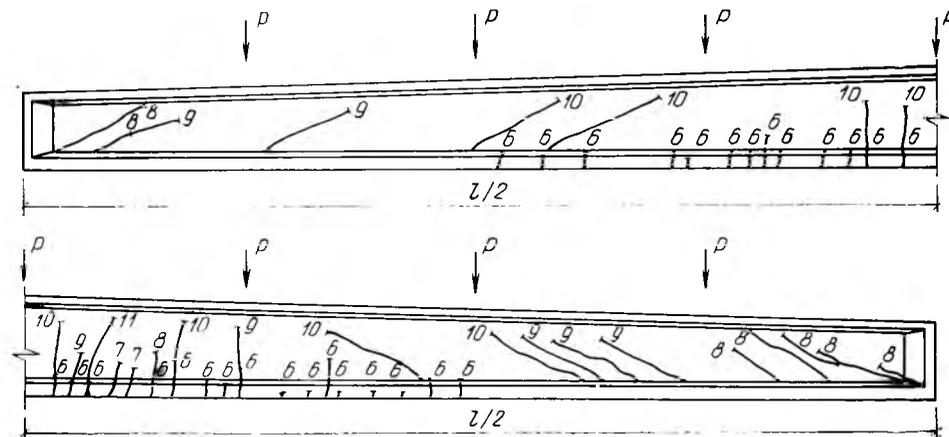


Рис. 4. Схема образования трещин при испытании балки

Расчетный момент по прочности нормального сечения балки, определенный по фактическим характеристикам бетона и арматуры ( $R_{пр} = 515$  кгс/см<sup>2</sup>;  $\sigma_{0,2} = 9500$  кгс/см<sup>2</sup>), с учетом коэффициента  $m_{a4} = 1,076$  равен  $326 \cdot 10^5$  кгс·см. Отношение опытного момента к расчетному составило 1,07.

### Выводы

Испытания опытного образца показали, что прочность, жесткость и трещиностойкость балки соответствуют требованиям нормативных документов. Испытание балки двутаврового сечения подтвердило возможность применения стенки толщиной 70 мм с одним вертикальным арматурным каркасом. Это позволяет рекомендовать балки для промышленных предприятий.

ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ разработаны балки, аналогичные испытанным, на весь диапазон нагрузок, которые можно применять в зданиях с легкими ограждающими конструкциями и в зданиях с железобетонными плитами покрытий.

## На ВДНХ СССР

# Полносборные фундаменты

Проектный институт № 1 Госстроя СССР на основе опыта и данных Уралстройинпроекта разработал конструкцию полносборных пустотелых фундаментов типа «оболочка» под прямоугольные и центрифугированные колонны одноэтажных и многоэтажных зданий.

Конструкция включает конический тонкостенный подколонник и сборную плиту подошвы. Подколонник представляет собой цилиндрическую железобетонную трубу с коническим расширением внизу. Высота его в зависимости от отметки заложения фундамента регулируется длиной цилиндрической части. Диаметр конуса внизу принят 3250 мм (второй типоразмер имеет диаметр конуса 2500 мм). Сборная плита подошвы выполняется из двух половинок, работающих раздельно и соединенных между собой только монтажными накладками. Подколонник фиксируется на плите кольцевым пазом, в который он устанавливается на слой раствора.

В зависимости от характера грунта и нагрузок размеры плит варьируются по ширине, так как изготавливаются они в общей форме с постановкой заглушек. Подколонники изготавливаются в вертикальном положении, плиты подошвы — в положении плашмя, вниз кольцевым пазом.

Применение полносборных фундаментов типа «оболочка» позволяет снизить расход бетона на 50—60, стали — на 7—10%.

За дополнительными материалами обращаться по адресу: 190000, Ленинград, ул. Герцена, 31, трест Оргтехстрой Главспрой.

## Прочность узлов сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий

В сейсмостойком строительстве для многоэтажных зданий широко применяются сборные железобетонные каркасные конструкции рамной системы как в поперечном, так и продольном направлении.

Исходя из технологических требований компактности элементов для массового заводского производства, колонны выполняются линейными без выступающих консолей. Их стыки с ригелями располагаются в зоне наибольших моментов и поперечных сил. При опирании плит перекрытий на поперечные ригели и наличии сейсмических горизонтальных нагрузок в узлах рам возникают большие усилия с резкими перепадами, что повышает требования надежности к устройству стыков элементов каркаса в этих зонах. В типовых конструкциях железобетонных каркасов для сейсмостойких общественных зданий, разработанных ТбилЗНИИЭП (серия ИИС-04), стыки ригелей с колоннами решены с учетом этих требований (рис. 1). Они выполнены с наибольшим приближением к монолитной связи элементов [1]. Верхние выпуски арматуры из колонн соединяются с арматурой ригеля ванной сваркой. При этом достигается полная соосность стержней, так как верхняя продольная арматура ригелей устанавливается отдельными стержнями на монтаже. Стержни верхней арматуры охватываются хомутами, выпущенными из ригеля. Верхняя зона ригелей бетонируется вместе с зазорами между элементами перекрытия. Это обеспечивает хорошее замоноличивание и надежность работы его как горизонтальной диафрагмы, объединяющей поперечные рамы в работе на горизонтальные нагрузки. Нижние выпуски из колонны выполнены в виде уголков, на которые опираются усиленные в опорной части арматурные выпуски из ригелей, соединяемые с уголками фланговыми швами дуговой сваркой.

Таким образом, эти уголки используются как арматура в работе на изгибающий момент в опорном сечении ригелей при эксплуатации и в качестве опоры элементов ригелей при монтаже каркаса. После замоноличивания зоны стыка бетоном образуется соединение без выступающих консолей, подобное монолитной связи колонны с ригелями. Расчет опорных сечений последних в зоне стыка производится как для монолитной конструкции.

Для получения гладкой поверхности потолка между поперечными рамами продольные ригели имеют преимущественно малую высоту, равную толщине плит перекрытия и большую ширину, значительно превышающую толщину колонны.

Прочность рассматриваемых узлов соединения ригелей с колоннами в попереч-

ных рамах каркаса оценивали при испытании фрагментов-узлов в натуральную величину. Опытный образец состоял из участка колонны и двух участков ригелей, соединения которых с колонной полностью соответствовало стыкам, принятым в типовых каркасах серии ИИС-04.

Испытание проводили на специальном стенде, в котором создавалось нагруженное состояние фрагмента узла, соответствующее благоприятному сочетанию силовых воздействий при 9-балльном землетрясении. Это достигалось тремя домкратами, один из которых установлен по оси колонны и создавал ее пригруз, два других — на консольных элементах опытного фрагмента узла, имитирующих опорные участки ригелей. Последние два домкрата могли создавать как статическую, так и пульсирующую нагрузку, вызывая в ригелях опорные моменты, соответствующие фактически действующим в узлах поперечной рамы каркаса при сочетании воздействия статической вертикальной и сейсмической горизонтальной нагрузок. В результате этих воздействий в ригелях по граням их примыкания к колоннам с обеих сторон возникают изгибающие моменты одного знака (отрицательные), но в 2 раза отличные друг от друга по величине. При этом в результате сейсмических колебаний эти моменты по граням примыкания поперечных ригелей к колоннам циклически изменяются от наибольшей до наименьшей величины.

В соответствии с этим пульсирующие домкраты работали, создавая усилия в узлах с частотой циклов 50—60 в минуту, т. е. с частотой колебаний около 1 Гц и амплитудой, характеризующейся коэффициентом асимметрии цикла  $\rho = 0,5$  [2].

Статическое испытание производили однократным нагружением образца увеличением нагрузки от домкратов вплоть до разрушения, которое харак-

теризовалось раскрытием трещин в растянутой зоне ригеля со стороны большего момента, текучестью растянутой арматуры и раздроблением бетона сжатой зоны ригеля. При этом отношение опытного разрушающего момента к теоретическому, соответствующему напряжению текучести в растянутой надпорной арматуре ригеля, равно 1,35. Такое превышение опытного момента явилось результатом благоприятного условия работы сжатой зоны бетона ригеля: охватывающие ее уголки, выпущенные из колонны, создают обойму, которая увеличивает прочность бетона и его предельную деформативность, повышая надежность конструкции стыка.

Динамические испытания образцов производили пульсирующими домкратами с повышением нагрузки ступенями. При этом на каждой ступени давалось 250 циклов нагружения. Характер разрушения образцов от пульсирующей нагрузки в основном был таким же, как и при статической нагрузке. Последняя ступень нагрузки, при которой после ее более чем 200-кратной пульсации в принятом режиме разрушилась центральная зона узла, создавала изгибающий момент в зоне стыка всего лишь на 4% ниже опытного разрушающего момента, полученного при статическом испытании.

Таким образом, испытания показали высокую надежность стыков ригелей с колоннами, принятых в сейсмостойких каркасах многоэтажных зданий серии ИИС-04. Для дальнейшего совершенствования конструкции этих соединений можно рекомендовать замену вертикальных хомутов, устанавливаемых в зоне замоноличивания, косыми стержнями. Вертикальные хомуты, хорошо работающие на поперечную силу в замоноличиваемом стыке, нельзя использовать в его работе до замоноличивания на монтажные нагрузки. Косые стержни полностью используются как в эксплуатационной, так и в монтажной стадии работы конструкции. Нижним концом косые стержни закрепляются в ригеле, а верхним — на колонне. При наличии косых стержней выпуски нижней арматуры из ригелей и выпуски уголков из колонны будут работать на изгиб при монтаже только от массы ригеля. Основная часть монтажной нагрузки — нагрузка от перекрытия — будет восприниматься в более благоприятной схеме работы стыка с участием растянутых косых стержней. Это позволит сократить сечение уголков, выпускаемых из колонны, и облегчить сварку. Замоноличивание стыка ригеля с колонной, в которых монтажная нагрузка до замоноличивания воспринималась с использованием косых стержней, успешно применили уже на ряде строительных объектов [3].

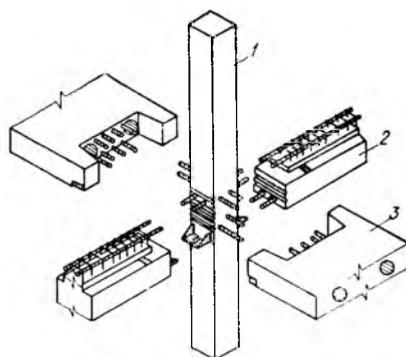


Рис. 1. Рамный узел каркаса по типовой серии ИИС-04

1 — колонна; 2 — ригель поперечной рамы; 3 — ригель продольной рамы

При укладке плит перекрытий на поперечные рамы последние воспринимают основную часть вертикальной нагрузки. В связи с этим в ригелях продольных рам возникают усилия от горизонтальных сейсмических сил. При этом в узле сопряжения продольных ригелей с колоннами действуют знакопеременные кососимметричные циклические усилия с коэффициентом асимметрии цикла, близким к  $\rho = -1$ .

Руководство по проектированию [4] рекомендует принимать в расчете сечения продольного ригеля ширину, равную ширине колонны, и не менее 50% рабочей арматуры ригеля пропускать через тело колонны либо приваривать ее к закладным деталям. Необходимо сваривать в узлах выпуски верхней и нижней арматуры продольных ригелей в стесненных условиях.

Для упрощения изготовления и ускорения стыков на монтаже желательно исключить арматурные выпуски из колонны в направлении продольных рам. Такое решение возможно, если рабочую арматуру продольного ригеля полностью пропустить в обхват колонны, что позволяет большей шириной ригеля. Однако малая изученность работы жесткого узла каркаса с таким армированием исключала его практическое применение.

В последние годы были проведены экспериментальные исследования узлов продольных рам сейсмостойких каркасов с ригелями плитного типа по типовой конструкции серии ИИС-04. Вся арматура ригеля (нижняя и верхняя) пропусклась в обхват колонны без соединения с ней (рис. 2), поэтому колонна имела выпуски только в направлении поперечных рам.

Образцы для испытания изготавливали в виде фрагмента пространственного узла в натуральную величину, в котором сопрягались с колонной ригели рам обоих направлений (рис. 3). Поскольку в этом случае ширина ригелей значительно больше ширины колонны для приближения работы узла к действительным условиям, опытные образцы выполняли с короткими участками поперечных ригелей так, чтобы продольные плитные ригели опирались на них выступающими по бокам опорными участками, как в типовой конструкции.

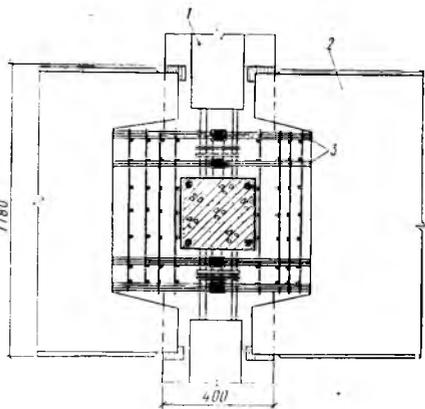


Рис. 2. Расположение арматуры ригеля в узле продольной рамы

1 — ригель поперечной рамы; 2 — ригель продольной рамы; 3 — рабочая арматура продольного ригеля

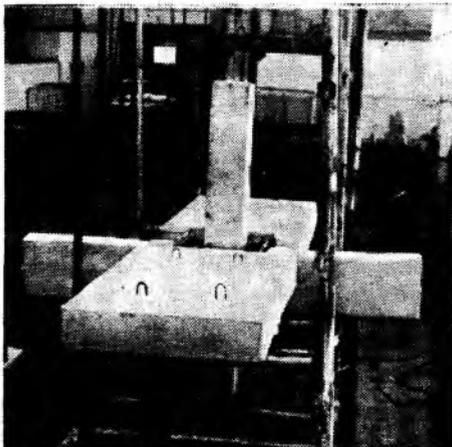


Рис. 3. Фрагмент узла каркаса

Загружение опытных образцов — узлов продольных рам — производилось так же, как и узлов поперечных рам, — на специальном стенде. Наиболее тяжелые условия работы узла, соответствующие натурным сейсмическим воздействиям, создавались при повторных нагружениях, вызывающих знакопеременные кососимметричные расчетные усилия с коэффициентом асимметрии цикла  $\rho = -1$ .

После таких нагружений образцы доводили до разрушения статической нагрузкой в той же схеме ее приложения. Разрушение характеризовалось развитием нормальных трещин в опорных зонах продольных ригелей, текучестью всех стержней растянутой арматуры и раздроблением сжатого бетона.

Для оценки прочности узла продольной рамы каркаса сопоставляли опытный разрушающий момент по сечению продольного ригеля у грани колонны с теоретическим в том же сечении. Последний рассчитывали как для монолитной конструкции, принимая напряжения в растянутой арматуре соответствующими фактическому ее пределу текучести, а прочность бетона на сжатие — равной призмочной прочности по испытанию бетонных призм.

Ширина сечения продольного ригеля принималась равной удвоенной ширине колонны, что соответствовало активной зоне, в пределах которой размещалась арматура ригеля, охватывающая колонну. По замеренным деформациям наблюдалось равномерное сжатие бетона.

Сопоставление этих моментов показало, что при нагружении образцов однократной статической нагрузкой отношение опытного разрушающего момента к теоретическому равно 1,18. При многократном нагружении ригелей продольных рам знакопеременной нагрузкой прочность сечений снижалась на 15—20% и отношение опытного разрушающего момента к теоретическому стало близко к единице.

#### Выводы

Исследования узлов сборного железобетонного каркаса сейсмостойких многоэтажных зданий серии ИИС-04 показали надежность их в работе на нагрузки типа сейсмических. Для дальнейшего совершенствования конструкции узлов поперечных рам каркаса рекомендуется заменять арматурные хомуты, устанавливаемые в зоне замоноличивания стыка ригеля с колонной, косыми стержнями,

способными работать на монтажные нагрузки, возникающие до замоноличивания стыка.

Испытание пространственных узлов каркаса более полно отражает реальные условия работы продольных рам. Ригели поперечной рамы способствуют более равномерному распределению усилий по ширине сечения плоского продольного ригеля. В связи с этим можно пропускать арматуру продольных ригелей в обхват колонны без соединения с ней. При определении прочности сечения плоского ригеля по грани с колонной ширину сжатой зоны сечения можно принимать равной двойной ширине колонны.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бедиашвили М. А., Нечаев Г. А. Унифицированный сборный железобетонный каркас серии ИИС-04. — Жилищное строительство, 1975, № 5.
2. Быченков Ю. Д., Таргамадзе А. С., Габузов Р. Х. Натурные испытания узлов и стыков унифицированного каркаса серии ИИС-04 для сейсмических районов. — В кн.: Исследование жестких узлов и стыков железобетонных каркасов многоэтажных зданий для сейсмических районов. М., Госстражданстрой, 1971.
3. Иванов В. В., Быченков Ю. Д., Рожков Ю. Д., Черный А. С. Снижение расхода стали в бесконсольных стыках ригеля с колонной. — Промышленное строительство, 1982, № 5.
4. Руководство по проектированию производственных зданий с каркасом из железобетонных конструкций для сейсмических районов. М., Стройиздат, 1972.

#### На ВДНХ СССР

## Перевозка изделий КПД

Перевозка изделий КПД по единому монтажно-транспортному графиком осуществляется методом бригадного подряда с применением челночного метода.

Домостроительным комбинатом на каждые сутки составляется суточный график-заявка на автотранспорт для завоза изделий КПД, где отражаются номера объектов или монтажных потоков, фамилия бригадира монтажников, количество деталей в сутки конкретно для каждого потока, среднее расстояние перевозки и количество рейсов в смены. Одновременно указываются прочие объекты, нулевые циклы и требуемый транспорт по сменам. После этого составляется суточный часовой график завоза изделий на основные и дополнительные объекты.

Параллельно с суточным часовым графиком завоза изделий действуют разработанные на ДСК транспортно-технологические карты на каждый поток или бригаду.

Единые монтажно-транспортные графики регламентируют транспортировку изделий. Руководит транспортным процессом сменный инженер по комплектации ДСК. Все доборные элементы и отдельные материалы отправляются в контейнерах.

С введением транспортно-технологических карт и графиков повысилась производительность каждой монтажной бригады (потока) на 15—20%.

За дополнительными материалами обращаться по адресу: 630099, Новосибирск, ул. Революции, 32, автотрест Новосибирскстройтранс.

И. Г. ЛЮДКОВСКИЙ, д-р техн. наук; М. И. БРАИЛОВСКИЙ, Г. М. ВОЛОВОДОВСКИЙ, Л. Р. СПИВАК, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

## Определение динамической жесткости железобетонных рамных фундаментов

Основным материалом для возведения рамных фундаментов машин с динамическими нагрузками является железобетон. Металл применяется для этих целей в исключительных случаях под высокочастотные хорошо уравновешенные машины [1]. Поэтому совершенствование конструктивных решений и методов расчета железобетонных фундаментов под различное технологическое оборудование имеет большое значение.

Анализ существующих и проектируемых конструкций показал, что фундаменты рамного типа в настоящее время являются весьма массивными сооружениями с большим расходом материалов, причем зачастую их выполняют в монолитном варианте. Например, фундаменты под молотковые дробилки ДМ 1500×1500-1000 представляют собой монолитную конструкцию с верхней плитой толщиной 1,35 м, нижней — 1,45 м и колоннами сечением 0,8×1 м. Фундаменты под центробежные нагнетатели 750-23-8, используемые в коксохимическом производстве, также проектируются монолитными с верхней плитой толщиной 1,1 м, нижней — 2,6 м и колоннами сечением 1,3×1,3 м. Под центробежный компрессор 43ЦКО-160/15 фундаменты рамного типа при высоте 4,7 м имеют колонны сечением 0,6×0,6 м и также выполняются в монолитном варианте. Таким образом, актуальной в настоящее время является задача повышения сборности железобетонных фундаментов оборудования и снижения их материалоемкости.

Размеры элементов рамных фундаментов зависят от многих факторов, среди них важную роль играет динамическая жесткость конструкции.

При выполнении динамических расчетов железобетонных фундаментов необходимо достаточно точно уметь определять величины жесткости на всех стадиях работы. Жесткость оказывает влияние на частоты свободных колебаний, а следовательно, и на амплитуды вынужденных колебаний, являющиеся основной расчетной характеристикой. При этом нельзя утверждать, что повышение жесткости всегда будет способствовать уменьшению амплитуд вынужденных колебаний, поскольку последние увеличиваются при приближении частоты свободных колебаний к частоте возмущающей силы, что может произойти как при понижении, так и при повышении жесткости. Поперечные рамы железобетонных фундаментов рассчитывают по III категории трещиностойкости, допускающей образование и развитие ограниченных по ширине раскрытия трещин. Поэтому при

определении динамических характеристик важно учитывать влияние трещинообразования на их величины. В ряде случаев такой учет может привести к уменьшению амплитуд колебаний фундамента и, таким образом, к уменьшению его размеров, т. е. к снижению материалоемкости.

В НИИЖБ разработаны алгоритмы и программы динамических расчетов железобетонных рам на ЭВМ. На их основании проведен эксперимент по изучению влияния трещинообразования на частоты свободных колебаний, величины которых однозначно связаны с жесткостными характеристиками конструкций.

Рассматривались традиционные П-образные рамы фундаментов под оборудование, а также Т-образные, обладающие рядом преимуществ [2]. Геометрические размеры рам приняты в масштабе 1:8 к реальным опорным конструкциям эстакад технических коридоров предприятий химической промышленности. Стойки и ригели рам заменяли сосредоточенными массами, совпадающими с расчетными сечениями, в которых определяли значения жесткости. В расчетах определялись частоты свободных колебаний рам на различных этапах трещинообразования, вызванного статической нагрузкой в виде двух сосредоточенных сил. Жесткость сечений вычисляли по формулам СНиП II-21-75 в зависимости от того, образовались ли на данном участке трещины. Таким образом, рассматривались элементы со ступенчато изменяющейся жесткостью.

Расчеты железобетонных рам проводили для пяти значений процента армирования — 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2 ( $\mu$  ригелей и стоек принимался одинаковым) и для трех марок бетона: М200, М300, М400.

Расчеты показали, что трещинообразование в стойках Т-образных рам, вызванное эксцентриситетом приложения статической нагрузки относительно оси рам, приводит к резкому изменению частот свободных колебаний (до 76%). Естественно, что такое резкое изменение динамических характеристик в несущих элементах фундаментов недопустимо, так как не обеспечивает нормальной эксплуатации оборудования. Поэтому применение Т-образных железобетонных рам фундаментов следует ограничить теми случаями, когда статическая нагрузка от оборудования, расположенного на верхней плите, не вызывает значительных растягивающих напряжений в стойках рам.

Как показали расчеты, трещинообразование в элементах П-образных рам оказывает менее значительное влияние

на частоту свободных колебаний. При величине  $P_{ст}$ , соответствующей значению момента трещинообразования, происходит падение частоты свободных колебаний рам. В таблице приведены значения отношений  $f_T/f_y$ , где  $f_T$  — частота свободных колебаний рамы в момент трещинообразования,  $f_y$  — частота свободных колебаний до появления трещин.

Процент армирования	$f_T/f_y$ при марке бетона		
	М200	М300	М400
1,0	0,915	0,877	0,845
2,25	0,923	0,885	0,852
1,5	0,930	0,898	0,858
1,75	0,937	0,901	0,865
2,0	0,942	0,908	0,872

Из таблицы видно, что в момент трещинообразования в менее прочных бетонах частота свободных колебаний снижается в меньшей степени. Так, для бетона марки М200 среднее снижение собственной частоты составляет 7,15%, для М300—10,75% и для М400—14,15%. С увеличением процента армирования при одной и той же марке бетона частоты свободных колебаний П-образных рам в момент трещинообразования снижаются менее интенсивно. Так, например, для бетона марки М300 при  $\mu = 1\%$  снижение  $f$  составляет 12,3%, а при  $\mu = 2\%$   $f = 9,2\%$ . Это можно объяснить увеличением роли арматуры в общей приведенной площади сечения элементов с увеличением  $\mu$ .

Предельное снижение частоты свободных горизонтальных колебаний П-образных рам также зависит от марки бетона и процента армирования. Для оценки предельного снижения собственной частоты удобно воспользоваться величиной  $K_f = f_0/f_y$ , где  $f_0$  — частота собственных колебаний конструкции при  $P_{ст}$ , соответствующей предельному значению изгибающего момента  $M_0$ ;  $f_y$  — частота собственных колебаний рамы на упругой стадии до образования трещин.

На рис. 1 приведены графики функций  $K_f = f(\mu)$  для бетона различных марок. Как показал анализ, кривые удовлетворительно аппроксимируются следующими зависимостями, где  $\mu, \%$  подставляется для бетона марок:

$$M200 - K_f = 0,05 \ln \mu + 0,645; \quad (1)$$

$$M300 - K_f = 0,0396 \ln \mu + 0,640; \quad (2)$$

$$M400 - K_f = 0,0337 \ln \mu + 0,638. \quad (3)$$

Для получения формулы, выражающей зависимость  $K_f$  от  $\mu$  и марки

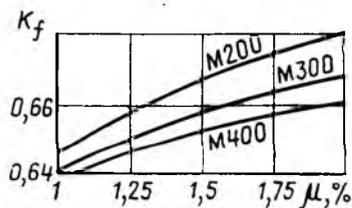


Рис. 1. Зависимость коэффициента  $K_f$  от марки бетона и процента армирования

бетона, был проведен анализ коэффициентов  $a$  и  $b$  в выражении для логарифмической кривой  $K_f = a \ln \mu + b$  от значения начального модуля упругости бетона  $E_b$ . Выяснено, что  $a = f(E_b)$  и  $b = f(E_b)$  являются гиперболическими функциями вида  $y = c + d/x$ . Аппроксимация, выполненная по способу наименьших квадратов, позволила определить численные значения коэффициентов  $c$  и  $d$  в уравнении гиперболы и получить искомое уравнение

$$K_f = \left( \frac{1490}{E_b} - 0,012 \right) \ln \mu + \frac{0,6 \cdot 10^9}{E_b} + 0,62, \quad (4)$$

где  $\mu$  — в %,  $E_b$  — в МПа.

Выражение (4) для постоянного значения  $E_b$  дает уменьшение величины  $K_f$  с уменьшением  $\mu$ , а при постоянном значении  $\mu$  — уменьшение  $K_f$  с увеличением  $E_b$  (марки бетона), что соответствует физической картине.

Формула (4) применима только для железобетонных рам, выполненных из тяжелого бетона нормальной прочности и с нормальными процентами армирования, без предварительного напряжения.

Экспериментальные исследования влияния трещинообразования на динамические характеристики железобетонных рам, проведенные на моделях [3], подтвердили возможность применения формулы (4) для оценки снижения частот свободных колебаний рам вследствие трещинообразования.

Таким образом, по величине снижения частот свободных колебаний рам можно достаточно просто вычислять их жесткостные характеристики с учетом реальных свойств железобетона.

Для оценки влияния трещинообразования в поперечных рамах П-образной формы на динамические характеристики фундамента в целом были проведены испытания пространственных фрагментов.

Фрагмент собирали из двух поперечных рам, заделанных в фундаментную плиту толщиной 0,3 м. Плиту устанавливали на силовой пол толщиной 1 м и закрепляли болтами. На поперечные рамы устанавливали верхнюю плиту. Перед установкой на поверхность ригелей рам укладывали слой раствора,

а затем плиту притягивали к раме металлическими скобами.

Были изготовлены две верхние плиты П-I и П-II размерами в плане  $1,0 \times 1,2$  м и толщиной 0,15 и 0,20 м соответственно из бетона проектной марки М400, армированные двумя сварными сетками из арматуры диаметром 12 мм класса А-III. В ходе испытаний исследовали влияние трещинообразования в поперечных рамах на динамические характеристики фрагмента (в базовых железобетонных конструкциях образование трещин не допускается). Переменными факторами во фрагментах являлись проценты армирования ригелей и стоек поперечных рам (серия I —  $\mu_{ст} = 0,9\%$ ;  $\mu_p = 0,8\%$ ; серия II —  $\mu_{ст} = 1,6\%$ ;  $\mu_p = 1,75\%$ ; серия III —  $\mu_{ст} = \mu_p = 2,5\%$ ) и толщина плиты  $b = 0,15$  и  $0,20$  м.

Трещинообразование в поперечных рамах вызывалось статической нагрузкой, приложенной в плоскостях рам через виброизолирующие пружины. Динамическая нагрузка от 0 до 7,8 кН прикладывалась в центре верхней плиты и создавалась вибратором направленного

действий с плитой П-I; 13,5, 11,9 и 10,2% — с плитой П-II.

Записи осциллограмм вынужденных колебаний моделей с П-образными поперечными рамами показали увеличение амплитуды колебаний верхней плиты в резонансе вследствие трещинообразования при смещении резонансного пика в сторону уменьшения частоты.

Предельное увеличение амплитуд составило в моделях с верхней плитой П-I — 1,95 раза для поперечных рам РП-I, 1,8 раза — РП-II, 1,65 раза — РП-III и соответственно для моделей с верхней плитой П-II — 1,7, 1,54, 1,42 раза.

На рис. 2 приведены расчетные и экспериментальные кривые, оценивающие предельное уменьшение частот свободных горизонтальных колебаний модели вследствие трещинообразования. Как видно из приведенных графиков, предельное уменьшение частот свободных колебаний модели зависит от процента армирования поперечных рам и от толщины верхней плиты и составляет 10—19%.

Наибольшая эффективность учета трещинообразования проявляется тогда, когда одна из главных частот собственных колебаний близка к частоте возмущающей силы. В этом случае понижение жесткости поперечных рам вследствие трещинообразования позволяет отдалиться от резонансного пика и значительно снизить амплитуду колебаний верхней плиты.

#### Выводы

Предложенные зависимости позволяют производить численную оценку снижения частот свободных колебаний железобетонных рам в процессе трещинообразования, что характеризует изменение жесткости конструкций.

Учет трещинообразования в ригелях и стойках П-образных рам приводит к значительному снижению расчетных частот свободных колебаний плоских конструкций и фундаментов.

Применение Т-образных конструкций в качестве поперечных рам железобетонных фундаментов оборудования целесообразно, когда статическая нагрузка от оборудования не вызывает значительных растягивающих напряжений в стойках рам.

Проведенные с учетом трещинообразования расчеты фундаментов различного оборудования позволили снизить расход материалов в поперечных рамах на 8—14%.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Л., Стройиздат 1979.
- Брайловский М. И., Спивак Л. Р., Воловдовский Г. М. Новые типы опорных конструкций и фундаментов под оборудование. — Бетон и железобетон, 1980, № 11.
- Людковский И. Г., Брайловский М. И., Спивак Л. Р., Воловдовский Г. М. Опорные конструкции рамного типа под оборудование. — Бетон и железобетон, 1981, № 11.

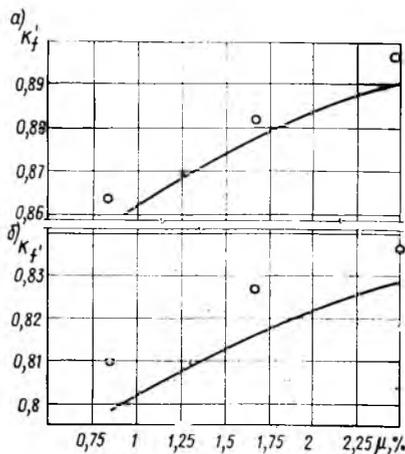


Рис. 2. Теоретические и экспериментальные значения коэффициента  $K_f$   
а — плита П-II; б — плита П-I

действия в диапазоне частот 0—50 Гц. Частоту свободных горизонтальных колебаний модели определяли резонансным способом при возрастании и сбрасывании нагрузки. Регистрацию колебаний производили вибродатчиками СГ-10, подключенными к осциллографу Н-115 с интегрирующими гальванометрами М-002.

В момент трещинообразования во всех моделях наблюдалось снижение частот свободных горизонтальных колебаний. При толщине плиты 0,15 м (П-I) величина снижения составила 6,5% для поперечных рам РП-I; 4,2% — РП-II; 3,1% — РП-III, для моделей с плитой П-II — 4,0, 2,7 и 1,5% соответственно. Предельное снижение величины  $\mu$  составило 19, 17,5 и 16,3% для мо-

## Бесварные стыки колонн многоэтажных каркасов

Стыки колонн каркасных зданий, как правило, выполняются сварными. К конструктивным недостаткам стыков относятся появление в бетоне стыкуемых элементов зон трещинообразования, вызванных сварочными напряжениями, а также ограниченная возможность применения высокопрочных арматурных сталей. Невысокая технологичность стыков объясняется значительным объемом электросварочных работ и мокрых процессов.

По данным отечественных и зарубежных исследований, более перспективны бесварочные соединения — гильзовые, сотовые, штепсельные и муфтовые [1, 2]. Гильзовый стык колонны представляет собой разновидность стыка стаканного типа, где гильза нижнего элемента выполняется с тонкими сильноармированными стенками, а верхняя колонна — с выступом.

Существенным конструктивным отличием разработанных в КиевЗНИИЭП стыков стаканного типа от ранее известных является выступ, выполненный в виде высокопрочного бетонного (железобетонного) вкладыша\*. Таким образом,

\* А. с. № 796345. А. М. Сорокин, Н. И. Гаценко. Стыковое соединение сборной железобетонной колонны. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981, № 2.

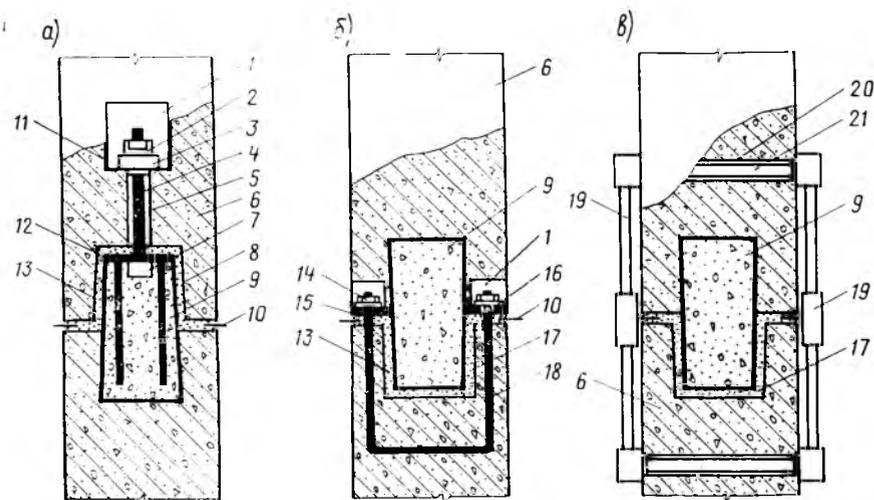


Рис. 1. Бесварные стыки колонн

а, б, в — соответственно типы 1, 2 и 3; 1 — ниша; 2 — гайка; 3 — шайба; 4 — шпилька; 5 — цилиндрическое отверстие; 6 — колонна; 7 — анкерная муфта; 8 — гнездо; 9 — высокопрочный бетонный вкладыш; 10 — выравнивающая прокладка; 11 — металлическое обрамление ниши; 12 — закладная деталь; 13 — раствор замоноличивания; 14 — гайка; 15 — закладная деталь; 16 — шайба; 17 — гнездо; 18 — анкерный болт; 19 — талреп; 20 — цилиндрическое отверстие; 21 — анкерный стержень

Таблица 1

Показатели	Стыки колонн каркаса серии ИИ-04	Стыки колонн стаканного типа с предварительно напряженными связями		
		тип 1	тип 2	тип 3
Расход стали на закладные детали, кг	1,75	12,50	12,75	—
Расход стали на сетки косвенного армирования, кг	9,84	10,63	10,63	10,63
Трудоёмкость изготовления закладных деталей*, чел.-ч	0,07	0,81	0,82	—
Трудоёмкость изготовления бетонного вкладыша*, чел.-ч	—	0,25	0,17	0,17
Трудоёмкость установки в форму готового бетонного вкладыша перед формованием колонны*, чел.-ч	—	0,30	0,30	0,30
Трудоёмкость монтажа, чел.-ч	8,80	3,66	2,35	2,25

\* Использовано Руководство по определению расчетной стоимости и трудоёмкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования/НИИЭС, НИИЖБ, ЦНИИЭП жилища, М., 1977.

Примечание. Расход электродов при сопряжении колонн каркаса серии ИИ-04—3 кг.

один из элементов стыкового соединения имеет выступ, образованный из частичного замоноличивания вкладыша из бетона марки М700—М1000, а другой — гнездо под него. Внутренняя полость стыков замоноличивается цементно-песчаной пастой или инъекционным раствором.

Широкая область применения стыков (связевые каркасы, рамные, комбинированные) обеспечивается обычными или предварительно напрягаемыми связями — постоянными или временными (рис. 1). Выбор типа связей обусловлен действующими в стыках колонн фактическими усилиями от внешних нагрузок. При однозначной (положительной) эпюре нормальных напряжений в зоне стыков соединительные элементы необходимы только в период монтажа каркаса. Если же в зоне стыков предполагаются растягивающие напряжения, то следует применять стыковые соединения с постоянными связями.

Постоянные или временные предварительно напрягаемые связи стыков колонн и постоянные выравнивающие прокладки обеспечивают прочность и устойчивость элементов каркаса при монтаже, непрерывность этого процесса в любых климатических условиях. Наличие связей позволяет монтировать колонны без дорогостоящей оснастки.

Технико-экономические показатели стыков колонн приведены в табл. 1.

Устройство стыков первого типа производится в такой последовательности. Шпилька закрепляется в анкерной муфте, размещенной в торце вкладыша. На постоянные выравнивающие прокладки устанавливаются верхнюю колонну и предварительно обжимают стык при помощи гайки и опорной шайбы. Окончательно выверяют верхнюю колонну и обжимают стык усилием 20—30 тс. Зачеканивают горизонтальный шов, затем внутреннюю полость стыка через отверстия в опорной шайбе заполняют водоцементным раствором при избыточном давлении и бетонируют нишу.

Для закрепления связей в стыках второго типа предусмотрены две ниши, что позволяет уменьшить их объем на 80% по сравнению со стыками первого типа.

Расположение высокопрочного бетонного вкладыша в теле верхней колонны позволяет при устройстве стыков второго типа применять более «гибкую» технологию. Монтаж колонн можно вести с немедленным замоноличиванием стыков цементно-песчаной пастой, подаваемой непосредственно перед установкой верхней колонны. Монтаж колонн можно вести также без немедленного замоноличивания стыков инъекционным раствором, подаваемым в стык через горизонтальный шов.

В стыках колонн третьего типа применены временные многократно используемые предварительно напрягаемые связи. Выполненные в виде талрепов, они крепятся к горизонтальным стальным элементам, свободно расположенным в сквозных отверстиях колонн. Для стыков третьего типа также приемлема «гибкая» технология устройства.

В НИИСК Госстроя СССР апробирована технология изготовления колонн, а в КиевЗНИИЭП — технология устройства стыков.

Методика расчета и рекомендации по конструированию разработаны с учетом результатов статических испытаний трех натуральных образцов стыков третьего типа.

Для испытаний были изготовлены колонны сечением 400×400 мм,  $l=1500$  мм с бетонным вкладышем размером 180×180×400 мм. Бетон колонн марки М370, вкладыша — М680, марка раствора замоноличивания — М225. Продольная арматура колонн — четыре стержня диаметром 25 мм из стали класса А-II. Сетки косвенного армирования колонн в зоне стыка выполнены из стали диаметром 6 мм класса А-I с размером ячеек 50×50 мм и шагом 60 мм. Длина участков расположения сеток — 275 мм.

В табл. 2 приведены значения теоретической и опытной разрушающих нагрузок.

Разрушение всех образцов произошло по телу колонны — появились раскрывающиеся вертикальные трещины, разрушился защитный слой бетона и выпучились стержни продольной арматуры (рис. 2). Отношение  $N_p^{оп}/N_p^T < 1$ , поскольку фактический эксцентриситет приложения опытной нагрузки был боль-

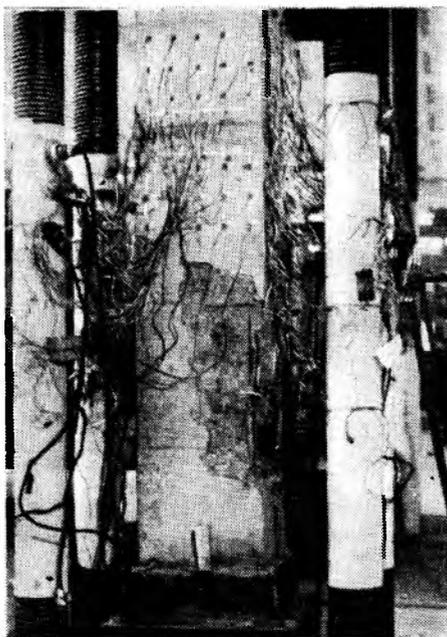


Рис. 2. Характер разрушения образцов стыков колонн

ше теоретического, равного 2 см. Последнее подтверждают эпюры деформаций рабочей арматуры и наружных волокон бетона колонн.

По результатам экспериментальных исследований стыков колонн установлено, что прочность стыка обеспечивается сетками косвенного армирования, высокопрочным бетонным вкладышем и раствором замоноличивания. Расчетными являются сечения по телу колонн и в плоскости растворного шва.

При расчете прочности сечений колонн в зоне стыка значения  $R_{пр}^{*к}$  и  $R_{пр}^{*вкл}$  следует вводить с коэффициентом условий работы  $m=0,9$ . При этом сечения колонн в зоне стыка рассчитывают как бетонные элементы.

Трещиностойкость защитного слоя бетона колонн проверяется согласно СНиП II-21-75:

$$N \leq \frac{1,8 R_{пр}^к F_{п}}{1 + e_0 \gamma \frac{F_{п}}{I_{п}}}, \quad (1)$$

где  $F_{п}$ ,  $I_{п}$  — площадь и момент инерции полного сечения, приведенного к бетону

Таблица 2

Марка образцов	Разрушающая нагрузка, тс		$\frac{N_p^{оп}}{N_p^T}$	Расчетная нагрузка $N_{расч}$ , тс	$\frac{N_p^{оп}}{N_{расч}}$	Трещиностойкость, тс	
	опытная $N_p^{оп}$	теоретическая $N_p^T$				опытная $N_{тр}^{оп}$	теоретическая $N_{тр}^T$
К-2-1	507	488/511	1,038	317/337	1,59	507	808
К-2-2	465	488/511	0,953	317/337	1,47	465	808
К-2-3	480	488/511	0,982	317/337	1,51	480	808

Примечание. Перед чертой — нагрузка на колонну; после черты — на стык.

колонны (при их определении следует учитывать наличие вкладыша и вертикальных растворных швов и исключить продольную рабочую арматуру).

Длину зоны расположения сеток косвенного армирования следует определять по формуле:

$$l_a = \frac{R_a}{4 \gamma R_{пр}^{*к}} d_a. \quad (2)$$

**Основные рекомендации по конструированию сопрягаемых элементов и их стыков.** Рекомендуемые марки бетона: для колонн — марки М300—М600, для вкладыша — М700—М1000. Высота растворных швов: 1,5—2 см — для цементно-песчаной пасты; 0,5—0,7 см — для инъекционного водцементного раствора. Марку раствора замоноличивания следует принимать не ниже М300. Глубина заделки высокопрочного бетонного вкладыша в тело колонны должна быть не менее 250 мм. Для повышения трещиностойкости защитного слоя бетона колонн в зоне стыка следует выполнять подрезку по контуру опорной плоскости верхних колонн. Для монтажа колонн следует использовать постоянные выравнивающие прокладки, например, из полимерраствора, армированного стекловолокном. При этом модуль упругости прокладок должен соответствовать модулю упругости раствора замоноличивания.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Васильев А. П., Матков Н. Г. Стыки колонн без сварки арматуры в каркасах многоэтажных зданий. — Бетон и железобетон, 1979, № 1.
- Горкатык В., Черных П. и др. Эффективность бессварных узлов сопряжения колонн многоэтажных каркасных зданий. — Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1980, № 2.
- Васильев А. П. и др. Прочность и деформативность швов на цементном растворе в сопряжениях железобетонных элементов. — Бетон и железобетон, 1973, № 7.

## Авторские свидетельства

№ 38\*

№ 1048081. В. И. Евдокимов и Т. Н. Елисеева. Железобетонный корпус высокого давления.

№ 1048085. Ю. Я. Белов, В. Т. Сапронов и В. М. Чесноков. Донецкий ин-т проектирования организации народного строительства. Скользящая опалубка.

№ 1048086. А. А. Афанасьев, М. П. Зимин и С. Г. Арутюнов. МИСИ. Устройство для уплотнения бетона в вертикально возводимых сооружениях.

№ 1048087. Г. И. Гескин, Б. Я. Грувер, Р. Н. Красовский и др. Донецкий Промстройинипроект. Скользящая опалубка.

\* См. Открытия, изобретения, 1983.

## Колонны Х-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных промзданий

В Томском инженерно-строительном институте разработаны конструкции облегченных колонн Х-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных промзданий.

Опытные образцы колонн Х-образного сечения (рис. 1) изготовлены на Томском заводе ЖБК-100 и смонтированы на строящемся лабораторном корпусе Томского инженерно-строительного института (рис. 2). Корпус пролетом 18 м оборудован мостовым краном грузоподъемностью 200 кН.

Армирование надкрановой части колонн типовое по серии КЭ 01-49, подкрановой — вязаными каркасами с диагональным расположением поперечных стержней  $\varnothing 6A-I$  с шагом 300 мм и продольной арматурой из  $6\varnothing 22 A-III$  (см. рис. 1). Фахверковые колонны армированы сварными диагонально расположенными каркасами с четырьмя продольными стержнями  $\varnothing 22 A-III$  и отдельными поперечными стержнями  $\varnothing 6 A-I$ , расположенными у коротких сторон сечения, с привязанными к ним продольными стержнями (см. рис. 1).

Колонны изготовлены в существующих металлических опалубках с откидными бортами. Треугольные пазы снизу образуются креплением к дну формы вкла-

дыша, паз сверху — установкой съемной матрицы.

Образцы размером  $20 \times 20 \times 80$  см трех серий (квадратного сечения с поперечной арматурой по периметру сечения, квадратного сечения с диагональной арматурой, Х-образного сечения с диагональной поперечной арматурой) испытывали на внецентренное сжатие с эксцентриситетом 4 см (см. таблицу). Образцы серий 4—7 Х-образного сечения размером  $20 \times 20 \times 120$  см с диагональным армированием.

Для испытаний на изгиб использованы образцы размером  $12 \times 20 \times 120$  см трех серий: 8-й — прямоугольного сечения с поперечной арматурой по периметру сечения; 9-й — прямоугольного сечения с диагональной поперечной арматурой; 10-й — Х-образного сечения с диагональной поперечной арматурой (см. таблицу).

Для испытаний использовали машину ПММ-250. Разрушение всех образцов при сжатии с эксцентриситетом  $e_0 = 4$  см произошло от разрыва бетона в поперечном направлении с образованием вертикальных трещин. Изгибаемые и внецентренно-сжатые элементы с  $e_0 \geq 8$  см разрушились с образованием нормальных трещин в растянутой зоне и раздавливанием бетона сжатой зоны.

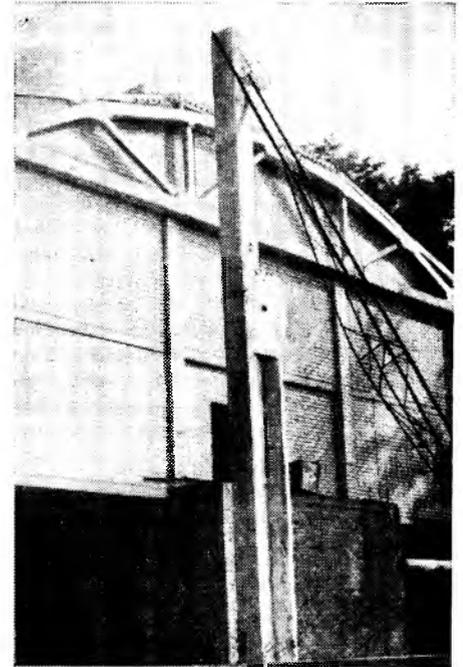


Рис. 2. Монтаж колонн Х-образного сечения с диагональным армированием на лабораторном корпусе Томского инженерно-строительного института

Результаты испытаний свидетельствуют о том, что образцы прямоугольного и квадратного сечений с поперечным

Серия	$e_0$ , см	Число образцов	$R_k$ , МПа	Несущая способность (кН при сжатии, кН·м при изгибе)
<b>Сжатие</b>				
1	4	3	44,3	707/718*
2	4	3	46,4	704/726
3	4	3	41,6	683/690
4	8	1	20,0	37,0/35,0
5	10	1	20,0	30,0/31,0
6	12	1	15,0	23,0/21,3
7	14	1	20,0	24,5/24,7
<b>Изгиб</b>				
8	—	3	42,1	33,1/29,6
9	—	3	38,5	31,2/29,7
10	—	3	38,0	29,0/25,8

\* Перед чертой — опытные значения; после черты — теоретические.

Примечание. Образцы 4—7 армированы  $4\varnothing 14 A-IV$ , остальные —  $4\varnothing 14 A-III$ .

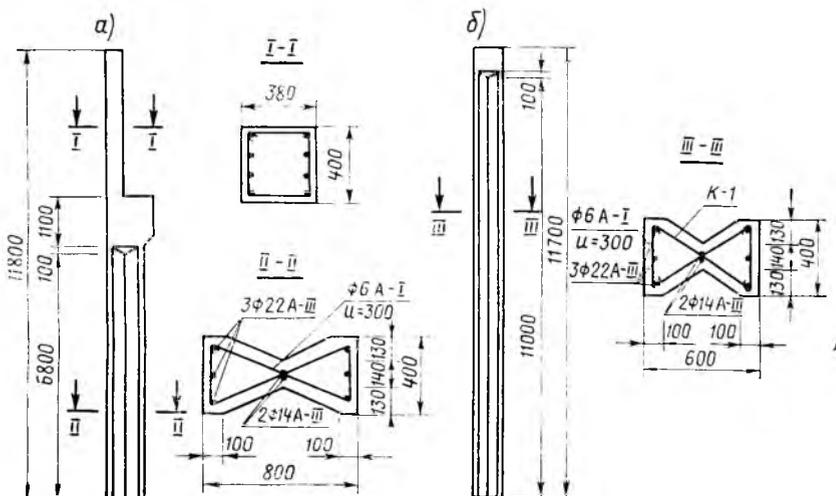


Рис. 1. Конструкции колонн Х-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных промзданий

а — несущие; б — фахверковые

армированием по периметру и по диагоналям имеют практически одинаковую несущую способность, а X-образного — на 3—7% меньшую, хотя площадь их поперечного сечения на 15% ниже (см. таблицу). Прочность колонн X-образного сечения с диагональным армированием при внецентренном сжатии и изгибе можно рассчитывать по формулам СНиП II-21-75.

Предложенные конструкции колонн X-образного сечения с диагональным армированием позволяют по сравнению с типовыми прямоугольными снизить расход бетона на 15—20%. По технико-экономическим показателям колонны X-образного сечения занимают промежуточное положение между колоннами прямоугольного и двутаврового сечений, однако трудоемкость выполнения арма-

турных и бетонных работ для колонн X-образного сечения значительно ниже, чем для колонн двутаврового сечения.

Опыт изготовления на Томском заводе ЖБК-100 колонн X-образного сечения с диагональным расположением поперечной арматуры свидетельствует об их высокой технологичности и надежности, что позволяет рекомендовать их к более широкому применению.

УДК 624.074.4

В. В. ШУГАЕВ, д-р техн. наук; А. М. ЛЮДКОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ);  
А. В. ШАПИРО, инж. (ПИ-1)

## Натурные испытания типовых железобетонных оболочек

В Новгороде испытали две сборные железобетонные оболочки положительной кривизны размером 18×24 м по типовой серии 1.466-1/75 на равномерно распределенную нагрузку и сосредоточенную от подвешенного транспорта (рис. 1). Нагрузки от утеплителя, кровли и снега имитировались загрузкой кирпича на подвесные площадки, крановые — гидравлическими домкратами. Часть поверхности оболочек (40%) загружали распределенной нагрузкой через распределительную систему, передающую нагрузку от подвесных площадок на поле плит. Остальную поверхность загружали по упрощенной схеме передачи нагрузки с площадок на ребра плит. В зоне

Измеряемая величина	Число замеров	Среднее значение, мм	Значение по проекту, мм	Величина отклонения, %
Толщина поля оболочек	288	44,04	30	47
Радиус кривизны	35*	33546,00	39012	-14
	35	24583,00	23964	2,6

\* Над чертой — в продольном направлении; под чертой — в поперечном.

снеговых мешков нагрузка от платформ распределялась на поле плит.

По проекту расчетная распределенная нагрузка 4500 Н/м<sup>2</sup>, а расчетная сосредоточенная нагрузка на узел — 80 кН.

Масса загрузочных устройств совместно с набетонками под стойки по фактическому обмеру составила 800 Н/м<sup>2</sup>. Собственная масса оболочки, по данным натурных обмеров, 2040 Н/м<sup>2</sup>. Результаты контрольных обмеров и геодезической съемки основных геометрических характеристик оболочек приведены в таблице.

Наиболее значительным было увеличение проектной толщины полок плит: изменялась от 31,6 до 61,3 мм (среднее значение по результатам обмеров всех плит 44 мм). Утолщение полок плит на 14 мм вызвало увеличение собственной массы на 340 Н/м<sup>2</sup>. По обмерам плит средняя высота продольных ребер 25,69, поперечных — 15,85 см.

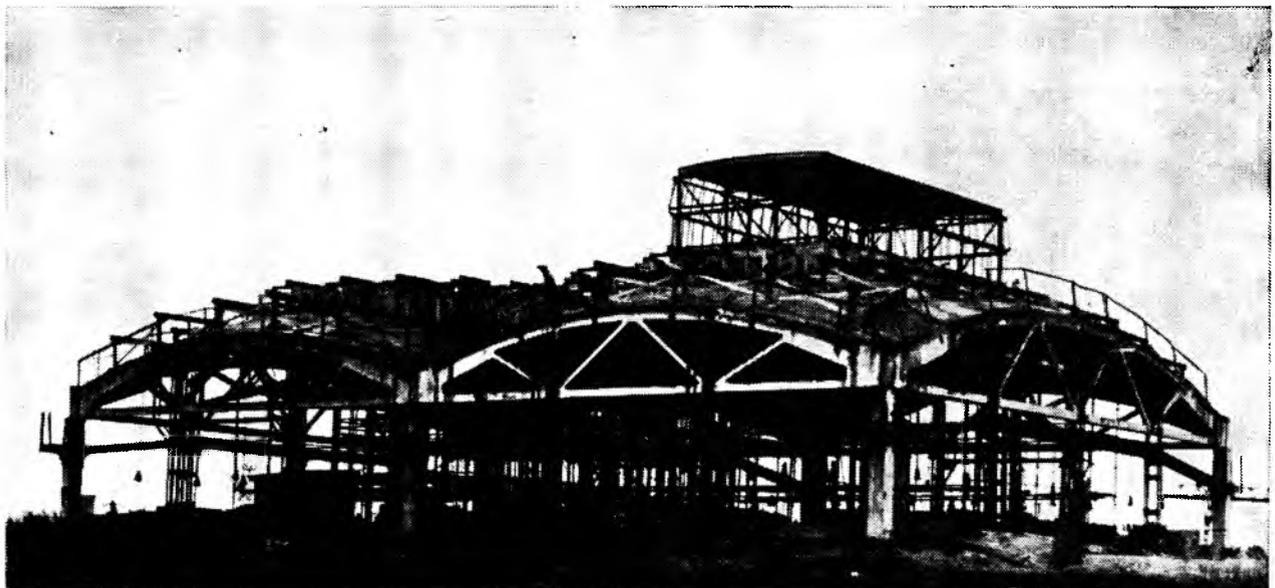


Рис. 1. Оболочки в процессе испытаний

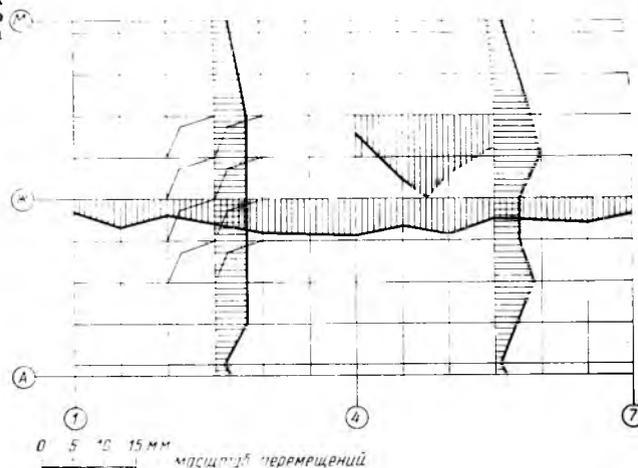
Результаты определения прочности бетона в плитах и фермах оболочек неразрушающим методом свидетельствуют о том, что фактические значения в среднем на 40% превышают проектные. Небольшие значения коэффициентов вариации (9—14%) позволяют при проверочных расчетах несущей способности оболочек пользоваться средними фактическими величинами призменной прочности.

Испытания проводили по трем схемам: равномерно распределенной нагрузкой по всей поверхности, снеговым мешком по ендове и снеговым мешком вдоль фонаря. Равномерно распределенную нагрузку доводили до уровня  $1,32 q_{расч}$  и с учетом собственной массы оболочки и массы загрузочного устройства она составила  $5900 \text{ Н/м}^2$ . Опытная нагрузка на поверхности плит при этом достигла величины  $3060 \text{ Н/м}^2$ . Загружение неравномерной нагрузкой осуществляли приложением распределенной нагрузки вдоль ендовы интенсивностью до  $1,27 q_{расч}$ , что соответствовало  $5730 \text{ Н/м}^2$  (опытная нагрузка  $2600 \text{ Н/м}^2$ ); при этом остальную поверхность оболочки загружали до  $0,96 q_{расч}$ , что соответствовало  $4330 \text{ Н/м}^2$  (опытная нагрузка  $1450 \text{ Н/м}^2$ ). При нагружении снеговым мешком поверхности оболочки вдоль фонаря на ширине 3 м равномерно распределенной нагрузкой  $6440 \text{ Н/м}^2$  опытная нагрузка была равна  $3500 \text{ Н/м}^2$ .

Сосредоточенные нагрузки прикладывали в местах крепления крановых путей [1]. Максимальный уровень нагрузки на обе оболочки доводили для одного узла до  $1,4 P_{расч}$  ( $112 \text{ кН}$ ) в сочетании с равномерно распределенной нормативной нагрузкой  $q_n = 3760 \text{ Н/м}^2$  (опытная нагрузка  $1240 \text{ Н/м}^2$ ). На бесфонарную оболочку сосредоточенные нагрузки на два центральных узла доводили до  $250 \text{ кН}$  на каждый.

Напряженно-деформированное состояние оболочек в процессе нагружения исследовали с помощью различных приборов. Прогобы фиксировали в 98 точках, деформации поверхности оболочек измеряли переносным компенсационным деформометром с базой 500 мм, точностью 0,01 мм. На верхней поверхности деформации замеряли в 76 точках, на нижней — в 47. Для отделения силовых и температурно-влажностных деформаций проводили замеры на контрольных элементах конструкции (плита и ферма). Горизонтальные перемещения наружного контура оболочек фиксировали по отвесам теодолитом 2Т2. Сближение краев оболочек по внутренней диафрагме замеряли переносным деформометром с базой 160 мм, точностью 0,01 мм. В сложных погодных условиях (отрицательная температура, дождь, снег,

Рис. 2. Прогобы оболочек при увеличении равномерно распределенной нагрузки на  $3060 \text{ Н/м}^2$



сильный ветер) не удалось обеспечить надежную работу всех приборов. Поэтому оценку некоторых особенностей напряженно-деформированного состояния можно было осуществить только качественно.

Прогобы обеих оболочек при действии равномерно распределенной нагрузки достигают наибольших значений в четверти пролета. При действии опытной нагрузки  $3060 \text{ Н/м}^2$  наибольший зафиксированный прогиб составил 13 мм (рис. 2). В результате пересчета с учетом нагрузки от собственной массы оболочки и массы загрузочного устройства ( $q = 1,32 q_{расч}$ ) установлен максимальный прогиб 25 мм ( $1/720$  малого пролета). При действии сочетания нормативной равномерно распределенной нагрузки и расчетной сосредоточенной с коэффициентом 1,4 прогиб узлов, нагруженных сосредоточенными нагрузками, достиг 12 мм; на нижней грани ребер в узлах, нагруженных сосредоточенными нагрузками, появились трещины шириной раскрытия до 0,2 мм. Наибольшие сосредоточенные нагрузки, приложенные к оболочкам в процессе эксперимента, достигли  $250 \text{ кН}$  на каждый из двух нагруженных узлов. При этой нагрузке в сочетании с нормативной распределенной, без учета собственной массы и массы загрузочного устройства, прогибы достигли 16 мм. Расчет свидетельствует о том, что при полной распределенной нагрузке прогиб составит 28 мм ( $1/643$  малого пролета). Трещины на нижней грани ребер в узлах под сосредоточенными нагрузками достигли ширины раскрытия до 2 мм. После снятия сосредоточенных нагрузок оболочка вернулась в исходное положение, хотя на кривой «нагрузка — прогиб» отмечались остаточные прогибы, вызванные пластическими деформациями (до 20%).

Общее разрушение оболочки может произойти вследствие текучести затяжки, разрушения опорных узлов или появле-

ния текучести в арматуре угловых зон от главных растягивающих усилий. Поэтому наблюдениям за этими элементами конструкций было уделено особое внимание. Трещин в угловых зонах от главных растягивающих усилий не отмечалось. Нелинейность работы затяжки (нижнего пояса ферм) появилась на 18-м этапе при увеличении нагрузки до  $1,32 q_p$ , принятой за максимальную, поскольку испытанные оболочки предполагалось в дальнейшем использовать в качестве покрытия. На этом этапе в затяжке появились первые трещины (рис. 3). После того как нагрузку снизили до нормативной, трещины не закрылись, хотя после выдерживания в течение 16 ч наблюдалось дальнейшее уменьшение деформаций. При дальнейшем нагружении оболочки сосредоточенными нагрузками растягивающие напряжения в нижнем поясе средней диафрагмы возрастали более интенсивно, несмотря на то что влияние равномерной нагрузки на усилия в затяжке выше, чем сосредоточенных нагрузок. При равномерной нагрузке интенсивностью  $5500 \text{ Н/м}^2$  по расчету усилие в нижнем поясе фермы пролетом 24 м составило

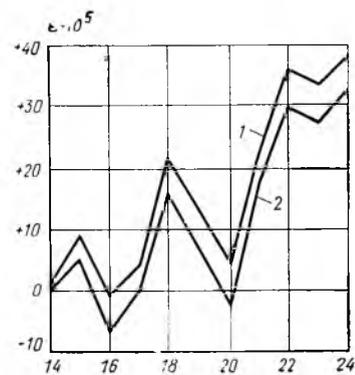


Рис. 3. Относительные деформации нижнего пояса средней диафрагмы 1 — фактические относительные деформации; 2 — относительные деформации за вычетом температурно-влажностных

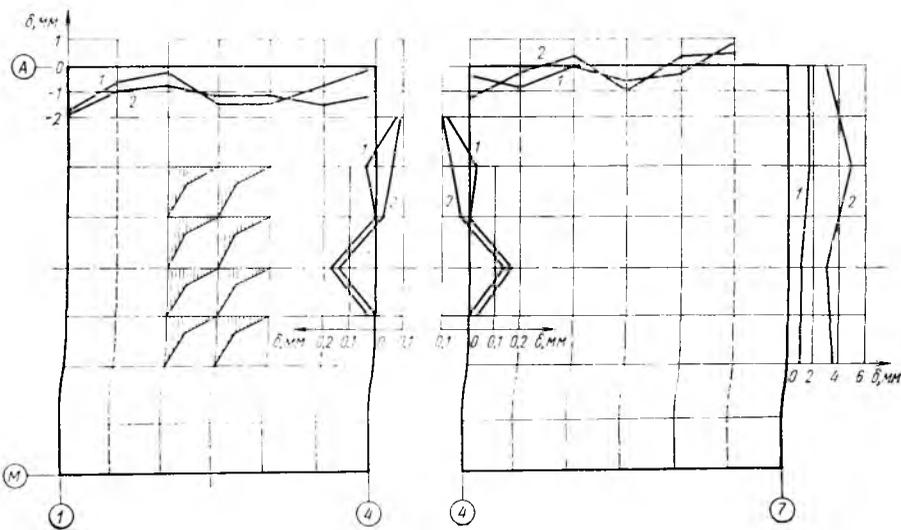


Рис. 4. Перемещения контура оболочек в плане  
1 — приращение распределенной нагрузки на 530 Н/м<sup>2</sup>; 2 — то же, на 1060 Н/м<sup>2</sup>

1566 кН (в эксперименте с учетом точности измерений 1235—1826 кН).

Характер перемещений краев оболочек важен при учете взаимного влияния оболочек в составе многопролетного покрытия. Он был различен для пролетов 18 и 24 м (рис. 4). Горизонтальные перемещения краев оболочек (тангенциальные составляющие перемещений) были очень незначительны и при перепадах нагрузок 500—1000 Н/м<sup>2</sup> не превышали 1—5 мм. При построении экспериментальных кривых горизонтальных перемещений краев учтено влияние температурно-влажностных деформаций, замеренных при испытании фрагмента с помощью переносных деформометров компенсационного типа. Характер изменения формы в плане для фонарной и бесфонарной оболочек примерно одинаков. Горизонтальные перемещения поля оболочек на крайних и средних диафрагмах пролетом 24 м отличаются почти на порядок. Горизонтальные перемещения краев оболочки над длинной крайней диафрагмой происходят наружу, причем максимальные значения отмечаются в четверти пролета. Горизонтальные перемещения по промежуточной диафрагме имеют разные знаки, в средней части край оболочек перемещается внутрь.

По коротким сторонам как фонарной, так и бесфонарной оболочки можно отметить общие перемещения краев оболочек внутрь. Асимметрия перемещений объясняется, по-видимому, влиянием одностороннего нагрева солнцем. Из

анализа кривых следует, что края оболочек по осям симметрии перемещаются внутрь плана по отношению к угловым точкам, что подтверждает правомерность применения принципа тангенциально-подвижного опирания смежных оболочек на общей диафрагме в системах многоволновых покрытий\*. Качественно изменения формы оболочек в плане согласуются с результатами расчетов по программе «Мираж», выполненных ПИ-1.

Замерами температурных перемещений поверхности оболочек установлено, что деформативность фонарной оболочки ниже. При снижении температуры на 1°С средняя зона фонарной оболочки опускается на 0,2 мм, а бесфонарной — на 0,24 мм. Прогибы контурных диафрагм значительно меньше прогибов средней диафрагмы. Горизонтальные температурные перемещения контура оболочек по величине имеют тот же порядок, что и прогибы. При понижении температуры углы оболочек перемещаются внутрь. При этом края оболочек посередине длинной диафрагмы перемещаются наружу. Картина горизонтальных перемещений краев оболочек по коротким диафрагмам сложнее: в центре оболочка уходит внутрь, а в четвертях — наружу.

В процессе испытаний разрушения элементов оболочек не наблюдалось. Прочность, деформативность и трещиностойкость конструкций отвечают предъявляемым требованиям. В соответствии с Ру-

\* А. с. № 287273. Сборное покрытие. А. В. Шапиро. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1970, № 35.

ководством [2] несущая способность оболочки при загрузке двух узлов составляет 233 кН. При совместном действии сосредоточенной нагрузки и равномерно распределенной интенсивностью 4100 Н/м<sup>2</sup> предельная сосредоточенная нагрузка снижается на 8 кН. При сопоставлении с данными эксперимента влияние равномерно распределенной нагрузки не учитывалось ввиду малой величины, а также из-за невозможности выделения влияния собственной массы при принятой методике испытаний. Опытные зависимости «нагрузка — прогиб» для узлов приложения крановой нагрузки были близки к линейной вплоть до максимальной нагрузки на один узел 250 кН. При нагрузке 225 кН растягивающие напряжения на верхней поверхности ребер на границе зоны разрушения оказались близки к моменту трещинообразования, на нижней поверхности ребер появились лещадки (отколы защитного слоя).

Анализом напряжений в сечениях пластических шарниров в ребрах на границе зоны разрушения при действии сосредоточенной нагрузки 250 кН установлено, что загруженные узлы оказались близки к разрушению. Учитывая возможный разброс в оценке прочности бетона неразрушающим методом, можно считать расчетную величину разрушающей нагрузки, в соответствии с Руководством [2], достаточно достоверной.

#### Выводы

Исследованиями установлено, что при всех расчетных сочетаниях нагрузок результаты испытаний оболочки типовой серии 1.466-1/75 в фонарном и бесфонарном вариантах удовлетворяют требованиям прочности, жесткости и трещиностойкости.

Общая картина напряженно-деформированного состояния оболочек подтверждает целесообразность принятой в типовой серии 1.466-1/75 конструктивной схемы тангенциально-подвижного сопряжения многоволновых покрытий.

Контрольный обмер и неразрушающие испытания плит показали значительное превышение толщин поля плит и прочности бетона, что ведет к перерасходу материалов.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию сборно-монолитных железобетонных оболочек положительной кривизны для покрытий промышленных зданий. М., Стройиздат, 1979.
2. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. М., Стройиздат, 1979.

## О предельном уровне преднапряжения арматуры

Исследования НИИЖБ и РИСИ [1, 2] свидетельствуют о том, что при повышенной интенсивности преднапряжения ( $\sigma_0 > 0,5\sigma_{0,2}$ ) в арматуре заметно увеличивается условный предел текучести. В изгибаемых, внецентренно-сжатых и растянутых элементах это, как правило, ведет к повышению их прочности (при  $\xi < \xi_L$ ) или экономии высокопрочной стали. С приближением  $\sigma_0$  к  $\sigma_{0,2}$  этот эффект возрастает. Однако нормативными документами максимально допустимый уровень преднапряжения арматуры ограничен величиной  $0,95 R_{aII}$ , что снижает возможность повышения условного предела текучести за счет выбора малых пластических деформаций и релаксации напряжений в арматуре.

Для выявления оптимальной величины  $\sigma_0$  авторами проанализированы многочисленные исследования железобетонных элементов с повышенной величиной преднапряжения арматуры. Величину  $\sigma_0$  следует принимать из условия ограничения чрезмерного развития пластических деформаций и исключения вероятности ее обрыва. Проанализируем влияние пластических деформаций в арматуре, выбираемых в процессе преднапряжения, на ее предельно допустимую величину, принятую в нормах. Пластические деформации определяют по формуле

$$\epsilon_n = \epsilon_a - \epsilon_y = \sigma_0 \left( \frac{1}{E'_a} - \frac{1}{E_a} \right), \quad (1)$$

где  $\epsilon_a = \frac{\sigma_0}{E'_a}$ ;  $\epsilon_y = \frac{\sigma_0}{E_a}$ ;  $E_a$  — модуль упругости арматуры;  $E'_a$  — секущий модуль деформации арматуры при первоначальном нагружении.

Значения  $E'_a$  получены при обработке среднестатистических диаграмм растяжения арматуры на основании [1, 3], а также многочисленных опытов РИСИ, проведенных с арматурой почти всех классов. На основании среднестатистических диаграмм растяжения арматуры путем преобразования в направлении, параллельном линии ее упругой работы, получены нормативные диаграммы с использованием указаний ГОСТ 5781—75 и ГОСТ 10884—71 о минимальном условном пределе текучести и  $\sigma_B$  (рис. 1).

Для определения значений секущего модуля деформаций использовали выражение

$$E'_a = \left( A - B \frac{\sigma_a}{\sigma_B} \right) 10^6, \quad (2)$$

причем параметры  $A$  и  $B$  для классов арматуры А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V и Ат-VI приведены в табл. 1, для остальных классов — в работе [2]. Из рис. 1 видно хорошее совпадение полученных диаграмм растяжения с теоретическими по формуле (2) в интервале  $(0,5—0,95) \times \sigma_B$  для арматуры А-V и Ат-V и  $(0,5—0,9) \sigma_B$  для арматуры А-IV, Ат-IV и Ат-VI, что дает возможность использовать ее в формуле (1). Значения  $E'_a$

Таблица 1

Класс арматуры	Параметры		$E'_a \cdot 10^{-3}$ (при $\sigma_a = \sigma_B$ )
	A	B	
А-IV, Ат-IV	4,00	4,0	24
А-V, Ат-V	5,10	4,7	32
Ат-VI	3,75	3,0	40

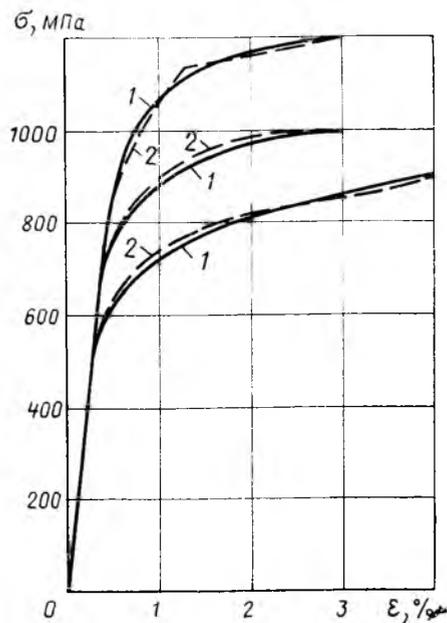


Рис. 1. Сравнение нормативных диаграмм растяжения арматуры классов А-IV, Ат-IV (1); А-V, Ат-V (2) и А-VI, Ат-VI (3) с соответствующими теоретическими (---), построенными по зависимости (2)

при напряжениях выше  $0,9 (0,95) \sigma_B$  определяли по интерполяции между максимальным значением по формуле (2) и данными  $E'_a$  при  $\sigma_a = \sigma_B$ . Максимальные отклонения  $E'_a$  по формуле (2) от опытных значений не превышали 5—7%.

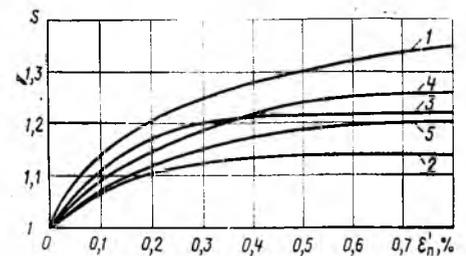


Рис. 2. Опытные зависимости степени повышения условного предела текучести от выбранных в результате преднапряжения пластических деформаций для арматуры классов А-IV и Ат-IV (1); А-V и Ат-V (2); Ат-VI (3); Вр-II (4); К-7 (5)

Пластические деформации в арматуре с учетом релаксации напряжений представим в виде

$$\epsilon'_n = \epsilon_n + \frac{\sigma_{n1}}{E_a}, \quad (3)$$

где  $\sigma_{n1}$  — потери от релаксации напряжений в арматуре.

С повышением уровня преднапряжения выбранная часть пластических деформаций  $\epsilon'_n$  возрастает, что ведет к повышению условного предела текучести, степень которого можно оценить отношением

$$S = \frac{\sigma'_{0,2}}{\sigma_{0,2}}, \quad (4)$$

$$\text{где } \sigma'_{0,2} = \frac{\epsilon'_n}{\frac{1}{E'_a} - \frac{1}{E_a}}.$$

Из графиков  $S - \epsilon'_n$ , построенных по опытному данным (рис. 2), видно, что интенсивное нарастание условного предела текучести в процессе предварительного натяжения происходит вплоть до выбора пластических деформаций, составляющих для арматуры классов А-V, Ат-V, Ат-VI — 0,3%; Вр-II ( $\varnothing 5$ ) и К-7 ( $\varnothing 12$ ) — 0,5% и А-IV, Ат-IV — 0,6%. С точки зрения эффективного повышения

Класс арматуры	$\sigma_0^{\max}/\sigma_{0,2}$			$\frac{\sigma_0^{\max}}{R_{aII}}$	S при $\sigma_0^{\max}$	Деформации арматуры, %	
	по (1), (3)	по [2]	при $\sigma_0^{\max} = 0,95 R_{aII} S$			по СНиП II-21-75	по рекомендациям авторов
A-IV, Ат-IV	1,23	1,30	1,10	1,10	1,25	0,40/0,10*	0,65/0,25
A-V, Ат-VI	0,60	1,03	1,03	1,03	1,12	0,50/0,10	0,68/0,26
Ат-VI	1,08	1,06	1,07	1,06	1,18	0,64/0,12	0,93/0,30
Вр-II	1,10	1,05	1,05	1,05	1,14	0,75/0,12	1,10/0,50
К-7	1,10	1,03	1,03	1,03	1,12	0,78/0,15	1,12/0,50

\* Перед чертой — общие; после черты — пластические.

Примечание. Значения  $R_{aII}$  для арматуры классов Вр-II и К-7 даны в соответствии с изменениями к СНиП II-21-75.

Таблица 3

Шифр балок	Арматура		R, МПа	$\epsilon_p$	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{0,2}}$	$M_{разр}^{оп}$ , кН·м	$\frac{M_{разр}}{M_{\sigma_0=0}^{оп}}$
	A	A'					
T-7-2	2Ø10Ат-VI	2Ø5Вр-II	40	0,27	0	25,3	1,00
ГП-2-4	2Ø10Ат-VI	2Ø5Вр-II	36	0,31	1,0	28,7	1,13
К-4-3	2Ø10Ат-VII	2Ø5Вр-II	39	0,30	0	28,0	1,00
КП-4-10	2Ø10Ат-VII	1Ø5Вр-II	39	0,31	0,96	30,7	1,10
P-10-5	1Ø14Ат-V	2Ø5Вр-II	28	0,28	0	20,1	1,00
РП-10-6	1Ø14Ат-V	2Ø5Вр-II	28	0,31	0,57	20,9	1,04
РП-10-3	1Ø14Ат-V	2Ø5Вр-II	30	0,32	0,88	21,4	1,07
P-7-5	2Ø12Ат-V	2Ø5Вр-II	28	0,38	0	28,7	1,00
РП-7-6	2Ø12Ат-V	2Ø5Вр-II	29	0,43	0,57	28,9	1,01
РП-7-3	2Ø12Ат-V	2Ø5Вр-II	32	0,43	0,84	30,2	1,05
РП-7-4	2Ø12Ат-V	2Ø5Вр-II	30	0,44	0,84	30,2	1,05

Примечания: 1. Буквы шифра означают: К — керамзитобетон; Т — тяжелый бетон; Р — ракушечник-бетон; П — преднапряжение. 2. Все балки имели размеры 12X20X320 см. 3. В преднапряженных балках арматура A' с целью предотвращения образования трещин при ее отпуске подвергалась преднапряжению такого же уровня, что и A.

условного предела текучести указанные значения выбранных пластических деформаций и соответствующие им величины преднапряжений следует принять за предельные.

Величины преднапряжения арматуры при указанных предельных пластических деформациях арматуры были определены из формул (1) и (3). Их отношение к  $\sigma_{0,2}$  для арматуры различных классов составило 1,06—1,23 (табл. 2).

Вторым критерием, ограничивающим величину преднапряжения, следует считать  $\sigma_{0,2}' = 0,95 \sigma_b$  при  $\sigma_0^{\max}$  ([2], см. табл. 2).

Для обеспечения новому условному пределу текучести вероятности не менее 0,95 установлены значения S при допустимых нормах величинах  $\sigma_0$ . В этом случае третьим критерием, ограничивающим  $\sigma_0^{\max}$ , является условие  $\sigma_0^{\max} \leq 0,95 R_{aII} S$ .

Очевидно, что рекомендуемым значением для  $\sigma_0^{\max}$  будет его наименьшая величина, установленная из трех рассмотренных условий (см. табл. 2).

В связи с этим авторы считают целесообразным повысить величину верхнего предела преднапряжения до указанных значений. Это увеличит интенсивность преднапряжения по сравнению с рекомендациями норм для арматуры классов A-IV и Ат-IV в 1,15 раза, A-V, Ат-V, К-7 — в 1,08 раза.

При предложенных значениях  $\gamma_{max}$  об-

щее удлинение арматуры, как видно из табл. 2, для различных классов арматуры составляет 0,65—1,12, что несколько выше, чем при назначении предельного преднапряжения по нормам, однако в 6—10 раз меньше относительных удлинений  $\delta_5$ . Это исключает опасность исчерпания запаса пластических деформаций. Как показали многочисленные опыты, при максимальной интенсивности преднапряжения арматуры не наблюдалось обрывов арматуры в анкерах и зажимах. При расчете конструкций с повышенной интенсивностью преднапряжения высокопрочной арматуры коэффициент  $m_{a4}$  следует определять по формуле

$$m_{a4} = \bar{m}'_{a4} - (\bar{m}'_{a4} - 1) \frac{\xi'}{\xi_R} + S, \quad (5)$$

$$\text{где } \bar{m}'_{a4} = \frac{\sigma_b}{\sigma_{0,2} S};$$

$\xi'$  и  $\xi_R$  устанавливаются при  $R'_{aII} = R_{aII} S$ . Во всех опытных балках при раздробленной сжатой зоне напряжения в растянутой арматуре превышали условный предел текучести. В балках со средним и высоким процентом армирования повышение интенсивности преднапряжения при прочих равных условиях увеличивало их прочность (табл. 3). С увеличением относительной высоты сжатой зоны влияние преднапряжения на прочность элементов возрастает. Так, превышение прочности для балок с  $\xi = 0,28$  при  $\sigma_0 =$

$= \sigma_{0,2}$  в опытах авторов составило всего 7%, а с  $\xi = 0,31$  — 13%.

Увеличение преднапряжения повышает трещиностойкость элементов и уменьшает их деформативность, что позволяет снизить расход стали.

Повышение интенсивности преднапряжения откроет более широкие возможности для применения элементов с частичным преднапряжением, без снижения их трещиностойкости и деформативности можно большую часть высокопрочной арматуры выполнять без преднапряжения, что позволит обрывать ее в пролете согласно эпюре моментов.

### Выводы

Дано обоснование возможности повышения верхнего предела преднапряжения арматуры ( $\sigma_0^{\max}/R_{aII}$ ) в зависимости от класса до значений 1,03—1,1.

Повышение уровня преднапряжения позволяет существенно увеличить трещиностойкость, снизить ширину раскрытия трещин и деформативность. Кроме того, при средних и высоких процентах армирования это повысит прочность балок.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мадаян С. А. Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1980.
2. Ганага П. Н. К учету работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести. — Бетон и железобетон, 1981, № 1.
3. Гуца Ю. П. Предложения по нормированию диаграмм растяжения высокопрочной стержневой арматуры. — Бетон и железобетон, 1979, № 7.

## Авторские свидетельства

№ 38\*

№ 1048088. Г. И. Гескин, Я. Д. Зенгин, И. А. Сауткин и др. Донецкий Промстройниипроект. Устройство для контроля положения скользящей опалубки.

№ 1048090. Н. С. Малащенко, Е. Г. Петров, А. Г. Шевченко и др. Криворожский филиал ВНИИОМШС. Устройство для набрызг-бетона.

№ 1048091. Д. Н. Гамза, Н. К. Каралетов, Е. К. Шубин и др. Индустройпроект. Устройство для захвата, фиксации и отпуски натяжения арматуры.

№ 1048092. С. С. Спивак, Г. И. Рычков, Я. П. Пироговский и В. М. Денисов. СКТБ Промстройкомплекта Главташкентстроя. Устройство для изготовления арматурных каркасов.

№ 1048093. Е. П. Дуброва, В. Д. Васильев, Л. П. Тимофеев и В. И. Щербина. НИИ автоматизированных систем планирования и управления в строительстве. Способ возведения многоэтажного здания методом подъема этажей.

№ 1048122. В. П. Галич и Б. П. Каменицкий. Кривбасспроект. Устройство для крепления вертикальных стволы монолитной бетонной крепью.

\* См. Открытия, изобретения, 1983.

## Свойства тяжелого бетона после пожара

Для оценки изменения физико-механических свойств тяжелого бетона и его пригодности к дальнейшей эксплуатации после пожара были выполнены экспериментальные исследования по определению кубиковой ( $R_t$ ), призмной ( $R_{пр,t}$ ) прочности, модуля упругости ( $E_{б,t}$ ) бетона, его температурных деформаций ( $\epsilon_{б,t}$ ), коэффициента Пуассона ( $\mu_t$ ), дифференциального коэффициента поперечных деформаций ( $\Delta\nu_t$ ), скорости ультразвука в бетоне при действии температуры, внешней нагрузки и воды.

Образцы готовили из бетонной смеси состава Ц:П:Щ:В = 1:1,87:2,89:0,5 по массе. Применяли портландцемент Воскресенского завода, природный кварцевый песок с  $M_{кр} = 1,83$ , крупный заполнитель из гранита. Бетон твердел как в нормальных условиях, так и после тепловлажностной обработки (пропаривания); возраст бетона в момент испытания — 1,5 года.

Относительное изменение кубиковой прочности бетона после нагрева и непосредственно после остывания (рис. 1) в значительной степени зависело от условий твердения бетона при изготовлении образцов. Прочность пропаренного бетона после нагрева до 80, 120, 200, 300, 400°C мало отличалась (на 7—12%) от прочности бетона при 20°C. Это имеет большое практическое значение, так как в нашей стране большинство железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий изготавливается из сборных железобетонных элементов, прошедших тепловлажностную обработку на заводах. Значительное снижение прочности бетона этого вида отмечено после его нагрева до 600—700°C (на 45—65%).

Снижение прочности бетона нормального твердения после температурного воздействия больше, чем пропаренного, на 5—22%. Однократное воздействие воды на бетон после нагрева привело к дополнительному снижению его прочности.

После теплового воздействия прочность бетона изменялась в зависимости от времени хранения образцов при  $t = 15-20^\circ\text{C}$  и  $\phi = 50-60\%$  (табл. 1).

После нагрева до 80—120°C со временем прочность бетона, твердевшего как в нормальных, так и в условиях повышенной температуры и влажности, почти полностью восстанавливалась. Следовательно, это изменение прочности бетона (на 30%) следует учитывать только при оценке несущей способности железобетонных конструкций сразу после пожара. Оценивая возможность дальнейшей эксплуатации конструкций, необходимо принимать во внимание снижение прочности бетона не более чем на 10%.

После нагрева бетона до 300—600°C и воздушного охлаждения его прочность со временем уменьшается, а после нагрева и охлаждения водой практически не изменяется.

Призмная прочность бетона после нагрева уменьшается в значительно большей степени, чем кубиковая. После нагрева до 80—100°C соотношение кубиковой и призмной прочности подчиняется сложной зависимости; после

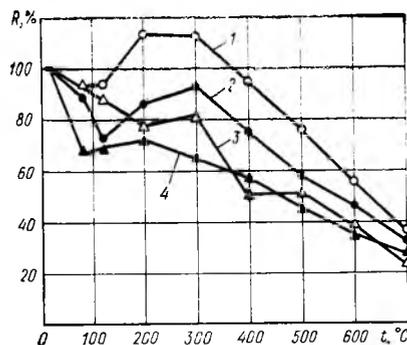


Рис. 1. Изменение относительной кубиковой прочности бетона R в зависимости от температуры t

1 — бетон после тепловлажностной обработки сразу после остывания; 2 — то же, нормального твердения; 3 — бетон после тепловлажностной обработки, нагрева и охлаждения водой; 4 — то же, нормального твердения

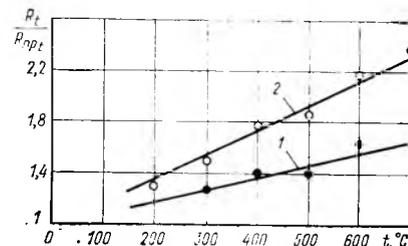


Рис. 2. Изменение соотношения кубиковой и призмной прочности бетона  $\frac{R_t}{R_{пр,t}}$  в зависимости от температуры t

нагрева до более высоких температур это соотношение близко к линейной зависимости от температуры (рис. 2). Для пропаренного бетона эту зависимость можно представить в виде

$$\frac{R_t}{R_{пр,t}} = 0,98 + 0,001 t, \quad (1)$$

а для бетона нормального твердения

$$\frac{R_t}{R_{пр,t}} = 0,96 + 0,002 t. \quad (2)$$

При оценке остаточной несущей способности железобетонных конструкций после пожара следует учитывать, что призмная прочность бетона после его нагрева до 200°C и выше может быть ниже кубиковой в 1,09—2,3 раза.

Таблица 1

Условия твердения бетона, нагрева-остывания, время после остывания $\tau$ , сут	Значение $m_{6t} = \frac{R_t}{R}$ , учитывающего снижение прочности бетона после пожара							
	Температура t, °C							
	80	120	200	300	400	500	600	700
Нагрев — остывание на воздухе: $\tau \leq 1$ $\tau = 7$ $\tau = 90$	0,90	0,90	1,10	1,10	0,95	0,75	0,55	0,35
	0,90	0,90	0,90	0,95	0,80	0,60	0,40	—
	1,00	0,90	0,85	0,85	0,65	0,60	0,40	—
Пропаривание	0,90	0,90	0,80	0,80	0,50	0,50	0,40	0,25
	0,85	0,85	0,80	0,90	0,70	0,60	0,40	—
	0,90	1,00	0,90	0,80	0,55	0,60	0,40	—
Нагрев — охлаждение водой: $\tau \leq 1$ $\tau = 7$ $\tau = 90$	0,90	0,90	0,80	0,80	0,50	0,50	0,40	0,25
	0,85	0,85	0,80	0,90	0,70	0,60	0,40	—
	0,90	1,00	0,90	0,80	0,55	0,60	0,40	—
Нагрев — остывание на воздухе: $\tau \leq 1$ $\tau = 7$ $\tau = 90$	0,90	0,70	0,85	0,90	0,75	0,60	0,45	0,30
	0,90	0,80	0,75	0,90	0,65	0,45	0,35	—
	1,00	0,90	0,90	0,70	0,60	0,50	0,35	—
Нормальное твердение	0,90	0,70	0,70	0,65	0,55	0,45	0,35	0,20
	0,90	0,75	0,70	0,65	0,55	0,50	0,35	—
	0,90	1,00	0,70	0,65	0,55	0,45	0,35	—

Условия твердения бетона	Значение $\beta_{6t} = \frac{E_{6t}}{E_6}$ , учитывающего снижение модуля упругости бетона после пожара							
	Температура $t$ , °C							
	80	120	200	300	400	500	600	700
Пропаривание	0,90	0,88	0,80	0,56	0,40	0,20	0,05	0,03
Нормальное твердение	0,77	0,72	0,55	0,48	0,20	0,11	0,05	0,02

Модуль упругости бетона после температурного воздействия снижается в значительно большей степени, чем прочность бетона (табл. 2).

На основании этих данных можно сделать вывод, что после нагрева до температур выше 500°C значительно нарушается структура бетона и его не следует использовать при дальнейшей эксплуатации. Этот вывод подтверждается данными о соотношении относительных изменений призмной прочности бетона и его модуля упругости в зависимости от температуры (рис. 3). Поскольку модуль упругости бетона более чувствителен к нарушению его структуры (к появлению микро- и макротрещин в бетоне) при нагреве и остывании, то увеличение этого отношения более 1 при 200°C и более [1] дает некоторую информацию о дефектности структуры бетона. Резкое увеличение указанного отношения выше 500°C указывает на появление в бетоне большого числа трещин.

Нагрев и остывание бетона под действием сжимающей нагрузки, равной (0,3—0,5) $R_{пр}$ , не оказывали существенного (10—15%) влияния на его прочность и модуль упругости.

Значения коэффициента Пуассона и верхней границы микротрещинообразования бетона зависели от многих факторов (рис. 4; табл. 3).

Эти данные позволяют утверждать, что бетон после пожара обладает свойствами, отличными от исходных. Заключение о возможности его дальнейшей эксплуатации должно быть сделано только после тщательного анализа комплекса его новых свойств. Можно

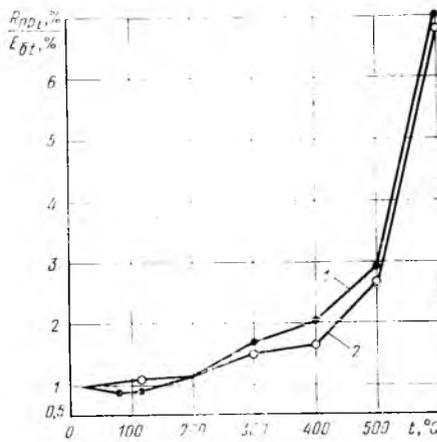


Рис. 3. Изменение отношения призмной прочности бетона  $R_{пр t}$ , %, к его модулю упругости  $E_{6t}$ , %, в зависимости от температуры  $t$   
1 — бетон нормального твердения; 2 — пропаренный

Таблица 3

Условия твердения бетона	Относительный уровень сжимающих напряжений при нагреве и остывании бетона	Значение $\frac{P}{R_{пр t}}$				
		20	120	300	400	500
Пропаривание	0,0	—	0,69	0,55	—	0,46
	0,3	0,68	0,71	0,52	—	0,40
	0,5	—	0,81	0,39	0,28	0,06
Нормальное твердение	0,0	—	0,80	0,48	0,39	0,37
	0,3	0,81	0,59	0,32	0,34	0,10
	0,5	—	0,64	0,08	—	P

\* Разрушение образцов при нагреве или остывании.

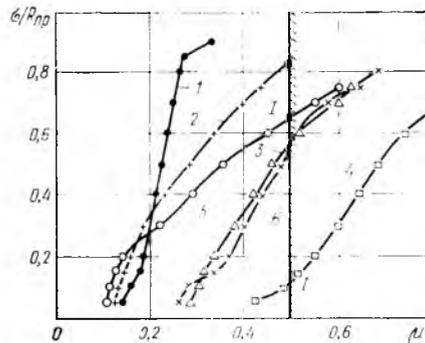


Рис. 4. Зависимость коэффициента Пуассона  $\mu$  для бетона нормального твердения от относительного уровня сжимающих напряжений при определении остаточной прочности бетона  $\sigma/R_{пр t}$ , температуры  $t$  и относительного уровня напряжений  $(\sigma/R_{пр})'$  в процессе нагревания и остывания образцов

1 —  $t=20^\circ\text{C}$ ; 2 —  $t=300^\circ\text{C}$ ,  $(\sigma/R_{пр})'=0$ ; 3 —  $t=300^\circ\text{C}$ ,  $(\sigma/R_{пр})'=0,3$ ; 4 —  $t=300^\circ\text{C}$ ,  $(\sigma/R_{пр})'=0,5$ ; 5 —  $t=400^\circ\text{C}$ ,  $(\sigma/R_{пр})'=0$ ; 6 —  $t=400^\circ\text{C}$ ,  $(\sigma/R_{пр})'=0,3$

предположить, что наряду с прочностью и модулем упругости бетона одним из основных критериев оценки его пригодности должна служить параметрическая точка  $R_{пр}^V$ . Известно [2], что она характеризует нарушение структуры бетона, связанное с появлением микротрещин большой протяженности и длительной прочностью бетона.

На основании данных комплексных исследований предлагаются следующие предельные максимальные значения температур нагрева тяжелого бетона при пожаре, после воздействия которых еще возможна его эксплуатация.

Для конструкций, бетон которых при их изготовлении твердел в условиях тепловолажностной обработки:

500°C — если в процессе огневого воздействия и тушения пожара на бетонный или железобетонный элемент не действовала статическая нагрузка, кроме собственной массы конструкции;

400°C — если в процессе огневого воздействия или тушения пожара на бетонный или железобетонный элемент действовала статическая нагрузка, но уровень напряжений был не выше 0,3 МПа;

300°C — то же, при уровне напряжений выше 0,3 МПа.

Для конструкций, бетон которых при их изготовлении твердел в нормальных температурно-влажностных условиях, допускаются соответственно 400, 300 и 200°C.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Marechal J. C. Contribution a l' Etude des Propriétés Jhermigues et Mécaniques du Béton en Fonction de la Temperature. — Annales de l' Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. October, 1970, № 274.
2. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М., Стройиздат, 1976.

## На ВДНХ СССР

### Комплексные химические добавки

В промышленности сборного железобетона и монолитном строительстве для ускорения твердения бетона, экономии цемента, повышения долговечности конструкций много лет применяются химические добавки. При снижении расхода цемента на 5—10% или ускорении твердения бетона на 2—3 ч экономия в расчете на 1 м<sup>3</sup> бетона составляет 0,2—1 р.

Одной из таких добавок является комплексная химическая добавка ПАЩ-1+НК, состоящая из пластифицирующей и воздухововлекающей добавки ПАЩ-1 (пластификатор адипиновой щелочной) и ускорителя твердения НК (нитрат кальция).

При введении комплексной добавки в бетонную смесь воздухоудержание последней возрастает до 2—4%, что позволяет улучшить технические свойства бетонной смеси (подвижность, нераслаиваемость, однородность); уменьшить расход цемента на 8—10% или повысить прочность бетона на 20—25%; повысить в 2—3 раза морозостойкость бетона; снизить температуру изотермического прогресса бетона изделий и конструкций на 20—25% или сократить режим тепловой обработки на 20—25%.

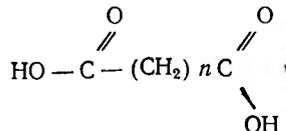
Указанная добавка внедрена на заводе КПД Саратовского ДСК.

Экономический эффект в расчете на 1 м<sup>3</sup> бетона составил 0,36 р., снижение расхода цемента — 30 кг.

За дополнительными сведениями обращаться по адресу: 410760, Саратов, ул. Сафо и Ванцетти, 6/8, Саратовский филиал СКБ Стройиндустрия.

## Бетоны с комплексными добавками из отходов химической промышленности

Одним из прогрессивных направлений в технологии бетонов является применение различных комплексных химических добавок полифункционального действия. Особого внимания заслуживают такие недефицитные реагенты, которые можно получать стабильно на основе вторичных дешевых продуктов химической промышленности. Такими продуктами являются плав дикарбоновых кислот (ПДК) и некоторые его модификации. ПДК представляет собой кубовые остатки испарителя «Самбай» технологической линии производства адипиновой кислоты, содержащие смесь дикарбоновых кислот общей формулы



где  $n=2, 3, 4$  (соответственно янтарная, глутаровая, адипиновая кислоты). ПДК получается в виде чешуйчатого твердого вещества, легко растворимого в воде при  $40-50^\circ\text{C}$  с показателем pH водного раствора, равным  $3,45-4,22$ . Выпуск ПДК ПО «Азот» регламентирован ТУ 6-03-20-70-82.

Некоторыми модификациями ПДК являются ошелачиваемые соединения (ПДКО) с показателем pH раствора, равным  $7,1-7,7$ , а также комплексы с высокопластифицирующей способностью (суперпластификацией) типа ПДК+СДБ и ПДКО+СДБ в определенных соотношениях.

В Днепропетровском филиале НИИСП проводили комплексные исследования технологических и технических свойств бетона с добавками ПДК\* и его модификациями. Исследования показали, что применение добавок типа ПДК позволяет изменять и регулировать в нужном направлении технологические и технические свойства цементных композиций. Они оказывают пептизирующее влияние на цементные суспензии, способствуют изменению пластической прочности цементного теста и подвижности бетонной смеси во времени, повышению показателей водоудерживающей способности

\* А. с. № 1038312. Бетонная смесь. Г. В. Пухальский, А. П. Никифоров, Л. В. Абрамова и др. — «Открытия, изобретения, 1983, № 32.

Таблица

Вид добавки	Количество добавки, % массы цемента	Водоотделение	Водоудерживающая способность	Расслаиваемость, см <sup>3</sup>
—	—	0,050	16,3	28,7
ПДК	0,6	0,035	22,9	18,5
ПДК	1,0	0,031	24,3	16,0
ПДК+СДБ	1,0 + 0,15	0,021	25,5	18,8
ПДКО	1,0	0,031	21,3	18,2
ПДКО+СДБ	1,0 + 0,15	0,019	33,4	17,3

и снижению расслаиваемости бетоно-растворных смесей.

Введение таких добавок несколько замедляет сроки схватывания как шла-

копортландцементов, так и портландцементов без снижения их активности.

На рис. 1 показана кинетика изменения пластической прочности цементного теста, приготовленного на среднеалюминатном портландцементе марки 400. Введение  $0,2-0,8\%$  добавок типа ПДК увеличивает период структурообразования при повышении содержания добавки.

Влияние разработанных комплексных химических добавок на такие показатели, как водоотделение, водоудерживающая способность и расслаиваемость, изучали на растворных смесях состава  $1:3$  с  $O. K.=8$  см. В табл. 1 приведены данные о влиянии добавок ПДК и их модификаций на основные технологические показатели смесей.

Водоотделение определялось по формуле  $V=H/h$ , где  $H$  — высота слоя воды, отделившегося с поверхности цементно-песчаного раствора, помещенного в мерный цилиндр;  $h$  — высота мерного цилиндра. Водоудерживающую способность и расслаиваемость растворной смеси определяли по ГОСТ 5802—78.

Из этих данных видно, что введение в цементные композиции комплексных химических добавок типа ПДК значительно уменьшает водоотделение и расслаиваемость смесей и повышает их водоудерживающую способность. Немаловажным фактором в данном случае является такая реологическая характеристика, как напряжение сдвига бетонной смеси.

На рис. 2 представлены деформативные характеристики бетонной смеси, приготовленной на шлакопортландцементе марки 300 с расходом  $320 \text{ кг/м}^3$ , с добавками типа ПДК. Бетоны с добавками ПДК, ПДКО и ПДК+СДБ являются наиболее удобоукладываемыми, так как деформации сдвига смеси с добавками развиваются более интенсивно по сравнению со смесями без добавок. Увеличение времени выдерживания смеси не изменяет характера влияния добавок на деформации сдвига от напряжения сдвига, однако абсолютная величина этого показателя несколько повышается.

В условиях централизованного приготовления бетонов, их длительного транспортирования и применения на раскре-

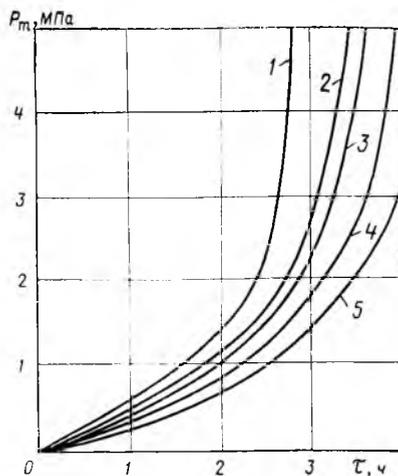


Рис. 1. Кинетика изменения пластической прочности цементного теста  
1 — без добавок; 2 — 0,2% ПДКО; 3 — 0,2% ПДК; 4 — 0,8% ПДКО; 5 — 0,8% ПДК

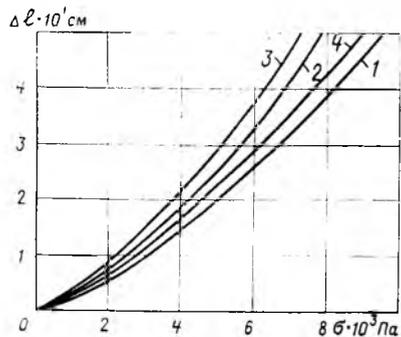


Рис. 2. Зависимость деформации сдвига от напряжения сдвига бетонной смеси через 1 ч после приготовления  
1 — без добавок; 2 — 0,6% ПДК; 3 — 0,6% ПДК+0,15% СДБ; 4 — 0,6% ПДКО

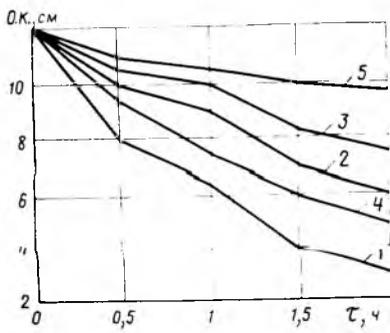


Рис. 3. Изменение подвижности бетонной смеси во времени  
 1 — без добавки; 2 — 0,6% ПДК; 3 — 0,6% ПДК+0,15% СДБ; 4 — 0,6% ПДКО; 5 — 1% ПДК+0,2% СДБ

доточечных объектах особенно важно получать бетонные смеси с удлиненными сроками жизнеспособности без снижения прочности бетона. Как показали опыты, это достигается благодаря введению добавок типа ПДК, обеспечивающих требуемую подвижность и удобоукладываемость в течении заданного времени.

На рис. 3 приводятся данные по изменению подвижности бетонной смеси во времени. Смеси с добавками ПДК, ПДКО, ПДК+СДБ медленней теряют подвижность по сравнению со смесями без добавок. Наименьшая потеря подвижности бетонной смеси наблюдаются при введении комплексной добавки 1,0% ПДК+0,2% СДБ, что обеспечивает фактически в течение 1,5—2 ч с момента приготовления смеси ее первоначальную подвижность и удобоукладываемость.

Влияние добавок на степень пластификации смеси, кинетику твердения и рост прочности тяжелого бетона изучали на образцах с использованием среднеалюминатного портландцемента марки 400 и добавок ПДК, ПДКО, ПДК+СДБ.

В табл. 2 приведены эксперименталь-

ные данные о влиянии плава дикарбоновых кислот и его модификаций на свойства тяжелого бетона марки М200.

При введении 0,4—1,0% ПДК подвижность бетонной смеси увеличивается более чем в 3 раза. При этом рост прочности бетона до 7 сут нормального твердения несколько замедляется, а к 28 сут увеличивается до 20% по сравнению с аналогичным бетоном без добавки. Введение 0,4—0,6% ПДКО способствует повышению пластификации бетонной смеси при одновременном увеличении прочности бетона к 28-суточному сроку твердения на 19—25%.

Как показали опыты, наиболее эффективны добавки, состоящие из ПДК+СДБ и ПДКО+СДБ. Их применение позволяет увеличить подвижность смеси в 5—6 раз при одновременном повышении прочности бетона, т. е. такие комплексные добавки можно отнести к группе суперпластификаторов. Применение добавок типа ПДК в равноподвижных смесях повышает прочность бетона на 30—40%.

На рис. 4 показана зависимость роста прочности бетона во времени при раз-

личном содержании цемента. При введении 0,8% ПДК прочность бетона в раннем возрасте повышается незначительно. В дальнейшем при твердении бетона в нормальных условиях в течение 28—90—120 сут разница в прочностных показателях между бетоном без добавки и с добавкой ПДК увеличивается, т. е. наблюдается интенсификация роста прочности бетона с добавкой во времени. Полученные данные свидетельствуют о возможности снижения расхода цемента в равнопрочных бетонах, применении высокопластичных смесей при бетонировании густоармированных и тонкостенных конструкций, в том числе средствами бетононасосной техники. При этом сохраняются допускаемые нормы расхода цемента. Бетоны с добавками, получаемыми из отходов химической промышленности, подвергались разносторонним исследованиям. Получены положительные результаты по их долговечности, стойкости, влиянию на сохранность арматуры. Добавки необходимо вводить в бетонную смесь с водой затворения по общепринятой технологии.

На основании проведенных исследований разработаны рекомендации по применению химических добавок типа ПДК. В настоящее время добавки внедряют на предприятиях стройиндустрии и в строительных организациях комбинатов Днепротяжстрой, Днепрометаллургстрой, Кировоградтяжстрой Минтяжстроя УССР и др. При введении добавок ПДК снижаются стоимость 1 м<sup>3</sup> бетона на 2,8—3,1 р., трудозатраты — на 0,06—0,07 чел.-дня.

#### Выводы

Комплексные химические добавки полифункционального действия на основе плава дикарбоновых кислот (ПДК) значительно улучшают реологические свойства бетонных смесей и прочностные характеристики тяжелого бетона. Применение комплексных добавок ПДК+СДБ, ПДКО+СДБ в тяжелых бетонах увеличивает подвижность смесей более чем в 5 раз, что позволяет отнести их к группе суперпластификаторов. Введение добавок этого типа в равноподвижные бетонные смеси повышает прочность бетона на 30—40% по сравнению с бетонами без добавок.

Бетоны с комплексными добавками типа ПДК можно эффективно применять в производстве сборного железобетона при их тепловой обработке, а также в монолитном строительстве при известных способах подачи бетонных смесей, включая бетононасосную технику. Применение добавок ПДК и его модификаций способствует снижению стоимости бетона и трудовых затрат.

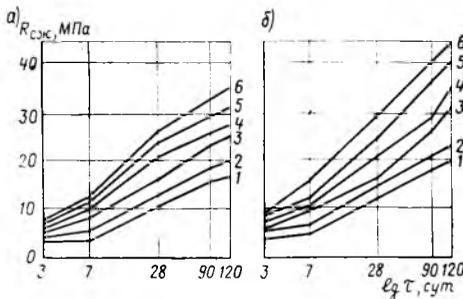


Рис. 4. Рост прочности бетона во времени при твердении в нормальных условиях  
 а — бетон без добавки (О. К. = 12—13 см); б — бетон с добавкой 0,8% ПДК (О. К. = 17—19 см); 1, 2, 3, 4, 5, 6 — бетоны с содержанием шлакопортландцемента марки 300 соответственно 300, 350, 400, 450, 500 и 550 кг/м<sup>3</sup>

Таблица 2

Вид добавки	Количество добавки, % массы цемента	В/Ц	Подвижность бетонной смеси, см	Прочность бетона при сжатии, %R <sub>28</sub> нормального твердения, в возрасте, сут			
				1	3	7	28
—	—	0,67	3	13	43	60	100
ПДК	0,4	0,67	6	11	36	57	115
ПДК	0,6	0,67	8	9	38	58	120
ПДК	1,0	0,67	10	6	30	50	118
ПДК	0,6	0,60	3	12	40	70	127
ПДКО	0,4	0,67	6	14	45	59	119
ПДКО	0,6	0,67	9	12	44	64	125
ПДКО	1,0	0,67	12	9	35	56	120
—	—	0,65	4	16	50	70	100
ПДК+СДБ	0,4+0,15	0,65	17	10	42	66	105
ПДК+СДБ	0,6+0,15	0,65	20	9	48	72	110
ПДК+СДБ	1,0+0,15	0,65	21	4	45	68	108
ПДКО+СДБ	0,6+0,15	0,65	18	—	—	76	120
ПДКО+СДБ	0,6+0,15	0,56	4	—	—	80	135

УДК 621.791.03.011.56

В. Б. АРТАМОНОВ, А. Б. КАСЬЯНОВ; инженеры  
(КТБ РПО Укртяжстройиндустрия)

## Автоматический станок для изготовления сеток рассекателей

Конструкторским отделом по автоматизации, механизации и сварочным работам КТБ РПО Укртяжстройиндустрия в 1982 г. разработана техническая документация автоматического станка для изготовления сеток рассекателей плит пустотного настила.

Конструкция станка обеспечивает правку поперечных и продольных стержней, подачу их к сварочным электродам, сварку в сетку, отрезание и сброс сеток на контейнер-накопитель. Станок работает в автоматическом ре-

жиме. На нем можно изготавливать одновременно две сетки шириной 205 мм, длиной 720—1520 мм и диаметром стержней 3—5 мм. Перестройка станка для изготовления каркасов определенной длины осуществляется с помощью ограничителя, установленного на раме опрокидывателя.

Станок (см. рисунок) состоит из сварочной машины, правильных устройств продольных и поперечных проволок, кареток подачи проволок, пневмоножа, механизмов резки поперечных проволок,

установлены механизмы резки поперечных проволок, действующие от пневмоцилиндров, которые через шток передают усилия на рычаги верхних ножей.

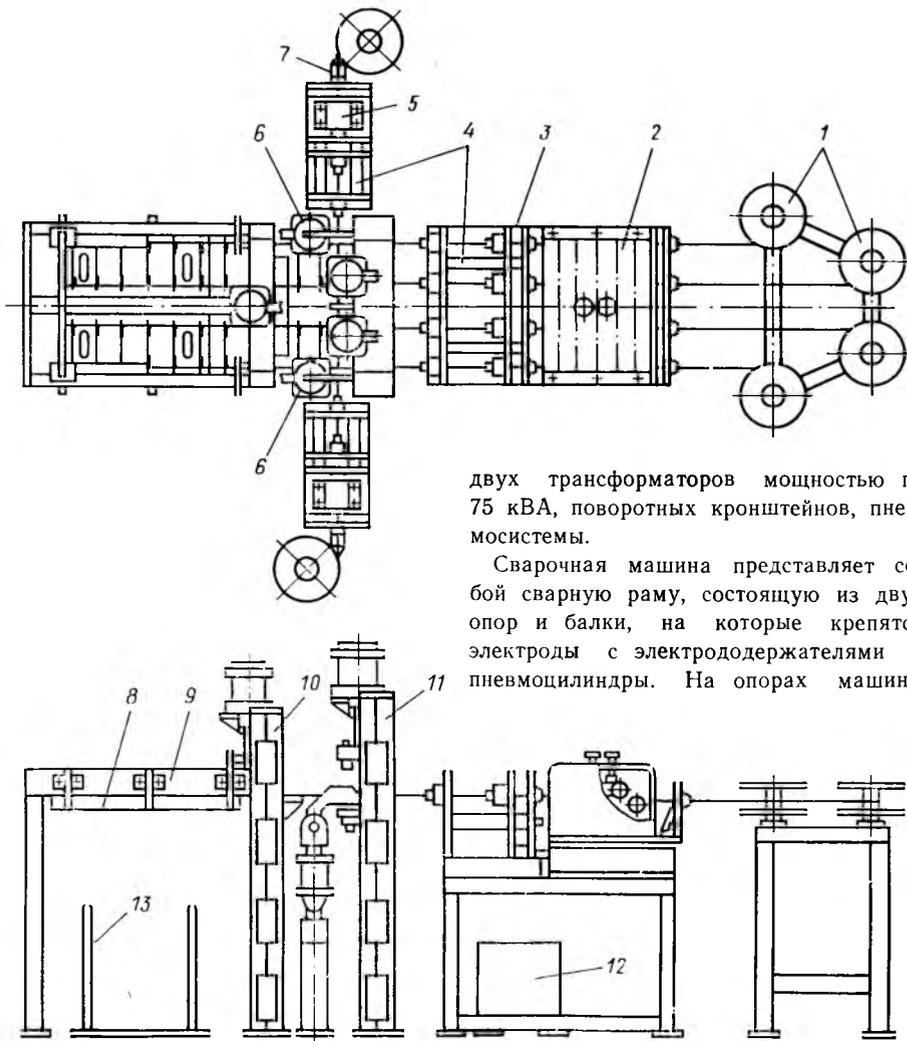
Правильные устройства, выполненные из отдельных блоков, рассчитаны на правку продольных и поперечных проволок диаметром 3—5 мм и представляют собой корпус, в котором на осях крепятся нижние, а на подвесных кронштейнах — верхние ролики. Правка проволоки производится прижатием верхних роликов к нижним.

Каретки продольной и поперечной подачи проволок состоят из регулируемых пневмоцилиндров, поводков и цапговых зажимов для подачи арматуры в зону сварки. Зажимы выполнены так, что при обратном ходе поводка цапга разжимается, а поводок свободно скользит в обратном направлении.

Пневмонож представляет собой раму из двух стоек и двух балок (нижней и верхней). К верхней балке крепится пневмоцилиндр, на котором с помощью сервы прикреплён держатель с верхним ножом. Держатель совершает возвратно-поступательные движения в направляющих, закрепленных на стойках. На нижней балке закреплен нижний нож. Опрокидыватели сеток установлены на каркасе пневмоножа — столе-сбрасывателе и действуют от пневмоцилиндра, который через шток передает усилия на рычаг верхнего ножа.

Стол-сбрасыватель имеет металлическую конструкцию, изготовленную из уголков и листового железа. Поворотным кронштейном служит швеллер, на одном конце которого крепится ось вращения, а на другом установлены втулки для крепления кронштейна с катушкой, в которой уложена проволока. Кронштейн регулирует направление движения поперечной проволоки.

При одновременном изготовлении двух сеток рассекателей поперечные проволоки подаются с двух противоположных сторон относительно сварочной машины. Проволока заправляется продольной арматурой через направляющую, правильки и каретку продольной подачи к электродам сварочной машины из бухт. Поперечные проволоки подаются с двух сторон перпендикулярно продольным проволокам через направляющие и правильки в цапговые захваты кареток, а затем пневмоцилиндрами направляются до упора в конечные выключатели. В точках пересечения продольных и поперечных проволок производится контактная сварка электродами (путем прижатия верхних к нижним). Затем поперечные проволоки нарезаются. После каждого цикла подачи, сварки и резки проволок сетки



двух трансформаторов мощностью по 75 кВА, поворотных кронштейнов, пневмосистемы.

Сварочная машина представляет собой сварную раму, состоящую из двух опор и балки, на которые крепятся электроды с электрододержателями и пневмоцилиндры. На опорах машины

Автоматический станок для изготовления сеток рассекателей для плит пустотного настила  
1 — катушка; 2 — правильное устройство продольных проволок; 3 — каретка продольной подачи проволоки; 4 — каретка поперечной подачи проволоки; 5 — правильное устройство поперечной проволоки; 6 — механизм резки поперечной проволоки; 7 — кронштейн поворотный; 8 — опрокидыватель; 9 — стол-сбрасыватель; 10 — пневмонож; 11 — машина сварочная; 12 — трансформатор; 13 — контейнер-накопитель

перемещаются на шаг 100 мм. При достижении мерной длины сетки обрезаются и сбрасываются на контейнер-накопитель.

#### Техническая характеристика

Производительность, м/ч . . . . .	120
Длина арматурной сетки, мм . . . . .	720—1520
Ширина арматурной сетки, мм . . . . .	205
Число проволок, шт.:	
продольных . . . . .	4
поперечных . . . . .	2
Шаг между стержнями, мм:	
продольными . . . . .	185
поперечными . . . . .	100
Ход, мм:	
электродов . . . . .	50

ножа поперечной проволоки . . . . .	25
ножа продольных проволок . . . . .	100
Число электродов, шт. . . . .	4
Установленная мощность, кВА . . . . .	200
Сварочный ток, кА . . . . .	25
Давление воздуха в системе, МПа . . . . .	0,4—0,5
Габаритные размеры, мм . . . . .	7100×5800× ×1650
Масса, кг . . . . .	1750

Внедрение автоматического станка для изготовления сеток раскатателей позволит повысить производительность труда, улучшить качество выпускаемой продукции, сократить ручной труд и численность обслуживающего персонала, улучшить гигиенические условия труда,

повысить технику безопасности и общую культуру производства.

Станок изготовлен на Никопольском заводе ЖБК, с его работой можно ознакомиться в ПО Криворожжелезобетон.

Экономический эффект от внедрения станка ориентировочно составит 2500 р. в год.

За дополнительными сведениями можно обращаться по адресу: 340017, Донецк, бульвар Шевченко, 31, КТБ РПО Укртяжстройиндустрия.

УДК 691.328:66.04

А. Е. ВЕРШИН, В. А. ТЕТЕНЬКИН, инженеры (СКТБ Стройиндустрия)

## Блок автоматического управления процессом тепловлажностной обработки

В технологии приготовления бетонных и железобетонных изделий сборных конструкций наиболее продолжительным и энергоемким процессом является тепловлажностная обработка (ТВО).

Перспективным направлением в экономии материально-энергетических ресурсов процесса ТВО (снижении расхода тепла, уменьшении продолжительности цикла ТВО, увеличения оборачиваемости парка форм) является его автоматизация.

Прочностные характеристики бетонных смесей показывают, что рост прочности бетона зависит от многих факторов (температурный режим, В/Ц, качество и влажность заполнителей, марка цемента, статические и динамические характеристики камеры, масса изделия и т. д.), влияние которых на процесс набора прочности учесть во время эксплуатации практически невозможно.

Обобщающим критерием качества бетонных и железобетонных изделий является набранная в процессе ТВО прочность. Одним из основных условий набора изделием заданной прочности является поддержание с определенной точностью температурного режима ТВО. Для поддержания заданного цикла ТВО и контроля текущей прочности изделий необходима автоматизация процесса.

Калининградский комплексный отдел СКТБ Стройиндустрия разработал, изготовил и внедрил на предприятиях Минстроя СССР блок автоматического управления. В основе его работы заложен принцип автоматического поддержания заданного цикла ТВО с дискретным контролем набираемой прочности изделия.

Датчик температуры и регулятор уп-

равляют подачей теплоносителя в объекте через блок управления и исполнительный механизм, поддерживая заранее заданный программным устройством температурный режим. Это составляет первый контур управления процессом ТВО с обратной связью по температуре.

Второй контур управления с обратной связью по прочности образует датчик прочности, следящий за текущей прочностью (R) изделия. Он формирует сигнал информации на индикатор прочности, который дискретно отмечает на своем табло текущую прочность. Индикатор прочности сравнивает также текущую прочность с заданной (конечной, отпускной) прочностью изделия  $R_{зад}$ . При  $R \geq R_{зад}$  он подает сигнал «Конец цикла», который через регулятор и блок управления с помощью исполнительного механизма прекращает подачу теплоносителя в объект.

С помощью наборного поля задаются формула цикла ТВО и цикличность подачи теплоносителя для плавного набора заданной температуры. С началом технологического цикла ТВО импульс частотой 1 мин поступает с таймера в узел слежения и выдержки заданного цикла и узел слежения за подъемом температуры. После набора заданной температуры контроль за ее поддержанием осуществляется индикатором температуры.

Информация о температуре в объекте поступает с датчика температуры через усилитель и компаратор в блок управления исполнительным механизмом. Компаратор сравнивает текущее значение температуры в объекте, поступающей с датчика температуры, с температурой, заданной программным устройством. При достижении в объекте

заданной температуры с компаратора в блок управления поступает сигнал, который подает на исполнительный механизм команду «Клапан закрыть», и подача теплоносителя в объект прекращается. При падении температуры ниже заданной клапан открывается. Таким образом в объекте обеспечивается заданный температурный режим на протяжении всего цикла ТВО. После выполнения заданного цикла подается команда из блока управления «Клапан закрыть» и включается звуковая сигнализация.

Кроме работы в температурном режиме блок автоматического управления предусматривает применение датчика прочности, который помещается в объекте с изделием и выдает информацию о наборе прочности. Она обрабатывается узлом обработки сигналов датчика, и при наборе изделием заданной прочности вырабатывается сигнал «Конец цикла»; блок управления подает команду «Клапан закрыть», и включается звуковая сигнализация.

#### Техническая характеристика блока автоматического управления

Число каналов управления . . . . .	8
Пределы измерения температуры, °С (с возможностью расширения до 200°С) . . . . .	0—100
Погрешность измерения температуры, % . . . . .	±2
Диапазон измерения прочности, кгс/см <sup>2</sup> . . . . .	10 и выше
Погрешность измерения прочности в зависимости от фазы твердения, % . . . . .	5—10
Дискретность установки времени в реальном масштабе, мин . . . . .	2
Габариты, мм . . . . .	350×410×200
Масса, кг . . . . .	не более 15
Потребляемая мощность, ВА . . . . .	не более 100

Внедрение блоков автоматического управления на заводах Стройиндустрии (Калининском опорно-показательном ДСК, Новосибирском заводе КПД-6, Редкинском заводе ЖБИ, Чебоксарском ДСК) позволило снизить удельный расход тепловой энергии в среднем на 0,22 Гкал/м<sup>3</sup>, что соответствует снижению удельного расхода условного топлива на 38 кг/м<sup>3</sup>. В денежном выражении экономический эффект от внедрения одного блока автоматического управления составляет в среднем 12,5 тыс. р. в год.

Более подробную информацию можно получить в СКТБ Стройиндустрия по адресу: 170034, г. Калинин, ул. Ерофеева, 5.

М. Ю. ЛЕЩИНСКИЙ, канд. техн. наук; В. А. ПОЛЯЧЕНКО, Г. А. ЦЕЛЫКОВСКИЙ, В. А. ПЕЛЯШОК, инженеры (Главкиевгорстрой); Ю. И. КУРАШ, канд. техн. наук (НИИСК)

## Установка для неразрушающего контроля прочности железобетонных изделий

На заводе ЖБИ № 5 треста Строй-деталь Главкиевгорстроя для контроля качества линейных железобетонных изделий (колонн, свай, ригелей) с 1979 г. применяется автоматизированная установка УИКС-2500 (рис. 1). Она изготовлена, смонтирована и внедрена в результате совместных работ НИИСК, ЦНИЛ треста Киевгорстрой и завода ЖБИ № 5.

С помощью установки УИКС-2500 выполняется неразрушающий контроль прочности бетона и толщины защитного слоя бетона в изделиях. Установка включена в действующую на заводе систему неразрушающего контроля прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных колонн и ригелей серии ИИ-04. Прочность бетона определяется методом скалывания ребра конструкции по ГОСТ 22690.4—77, а толщина защитного слоя — магнитным методом по ГОСТ 22904—78.

В действующих стендах для неразрушающих испытаний прочности бетона, как правило, используется ультразвуковой метод. Практически неизвестны установки, в которых для определения прочности бетона использовались бы так называемые методы местных разрушений, и, в частности, метод скалывания ребра конструкции. Поэтому установка УИКС-2500 и ее применение для контроля прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных изделий представляют практический интерес.

Места контроля и их количество определены из условия, что сама установка и методика контроля на ней предназначены для опытного применения. Без перемещения изделия установка обеспечивает измерения прочности бетона в восьми местах (участках) при расстоянии между сколами 25 см и защитного слоя на двух участках в сечении, расположенном на расстоянии 40 см от первого скола.

### Техническая характеристика установки УИКС-2500

Номинальное усилие, кН (тс)	200 (20)
Количество силовозбудителей, шт.	8
Номинальное усилие одного силовозбудителя, кН (тс)	25 (2500)
Наибольшее давление в гидросистеме, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	5,5 (55)

Погрешность измерения нагрузки с учетом перерасчета по градуировочным таблицам, %	±5
Погрешность определения защитного слоя бетона (при числе измерений $n=6$ ), мм	±2
Габариты установки (длина × ширина × высота), м	12,5 × 2,6 × 1,8
Масса установки, т	3
Установленная мощность, кВт	2,2
Габариты испытываемых изделий, м:	
ширина сечения	0,2—0,4
длина	до 12

На рис. 2 приведена схема установки УИКС-2500. Управление работой насосной станции, гидроцилиндрами, измерителем толщины защитного слоя дистанционное, производится одним оператором с пульта управления. При контроле прочности бетона измерения проводятся по показаниям манометра и, кроме того, с помощью прибора КСД2-043 регистрируют на графике в координатах «давление — время испытания», а при контроле защитного слоя — по показаниям стрелочного прибора.

Установка размещена в конце технологической линии по изготовлению изделий. Это снижает до минимума дополнительные трудозатраты по транспортированию и размещению на ней изделий.

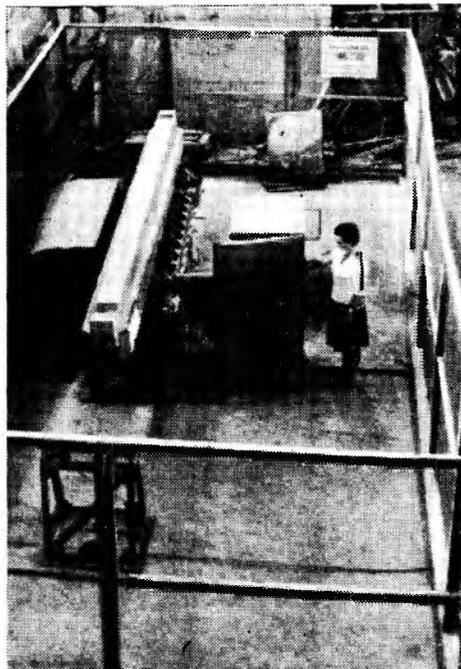


Рис. 1. Установка УИКС-2500 с установленным на ней железобетонным ригелем

Железобетонные изделия устанавливаются на опорные ролики рамы УИКС-2500 мостовым краном, обслуживающим пролет. С помощью роликового привода изделие перемещают вдоль оси и устанавливают для проведения испытаний. Затем с помощью гидравлической системы к изделию подводят скалыватели (рис. 3).

Установка обеспечивает следующие условия скалывания: угол приложения усилия  $\alpha=18^\circ$  ( $\operatorname{tg}\alpha=0,325 \approx 1:3$ ); расстояние между углом конструкции и серединой площадки приложения скалывающего усилия (глубина скалывания)  $a=20$  мм; длина площадки приложения усилия  $b=30$  мм, длина участка, на котором производится 8 сколов, составляет  $l \approx 2$  м; рабочая скорость силовой нагрузки (1 кН/с) поддерживается автоматически.

На стендах с гидравлической системой загрузки для прекращения приложения нагрузки в одной из точек необходимо отключить нагрузочное устройство от системы. Установка УИКС-2500 лишена этого недостатка. После завершения испытания (скола) лобовым из скалывателей нагрузку от него воспринимает упорный элемент, расположенный на рабочем органе непосредственно за лбом скалывателя.

Сколы бетона ребра изделия происходят в неизвестной заранее последовательности, это зависит от прочности бетона в местах приложения усилий скалывания. После каждого скалывания на пульте управления загорается соответствующая лампочка. По мере повышения давления в гидросистеме стрелка прибора КСД-2 отклоняется, а при скалывании на диаграммной ленте графика вычерчиваются характерные пики давления, по которым определяют усилие скола. После окончания испытания включают обратный ход, скалыватели возвращаются в первоначальное положение.

Оценка качества изделий производится с учетом статистической обработки результатов испытаний. За единичное значение прочности в соответствии с п. 2.3 ГОСТ 18105.1—80 по разрешению НИИСК Госстроя СССР принята средняя прочность бетона в изделии.

По результатам испытания определяют среднееарифметическое усилие скалывания, при этом не учитывают результаты на участках, где обнажилась арматура. По установленной на заводе зависимости «усилие скалывания ребра конструкции — прочность бетона» (по ГОСТ 22690.0—77 и ГОСТ 22690.4—77) определяют прочность бетона в изделии. Для возможности использования единых критериев оценки (независимо от

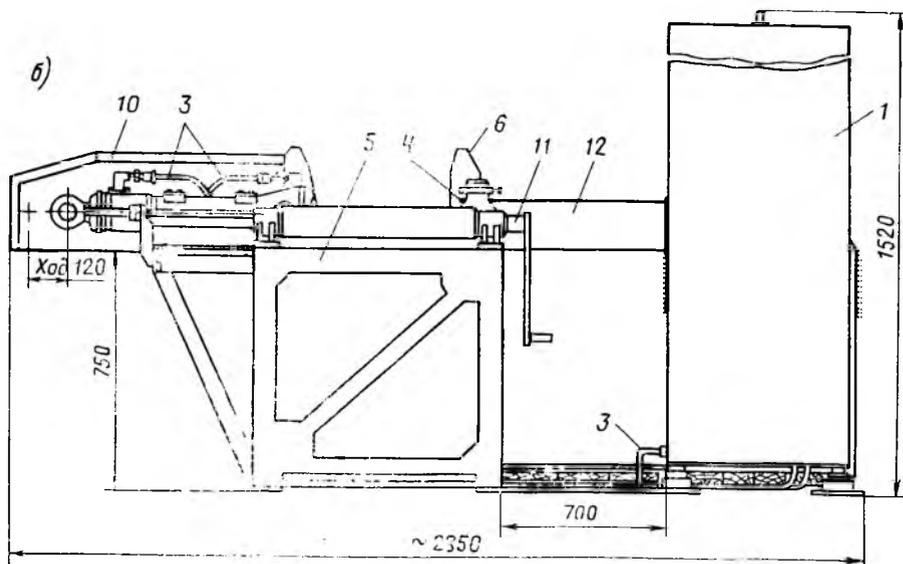
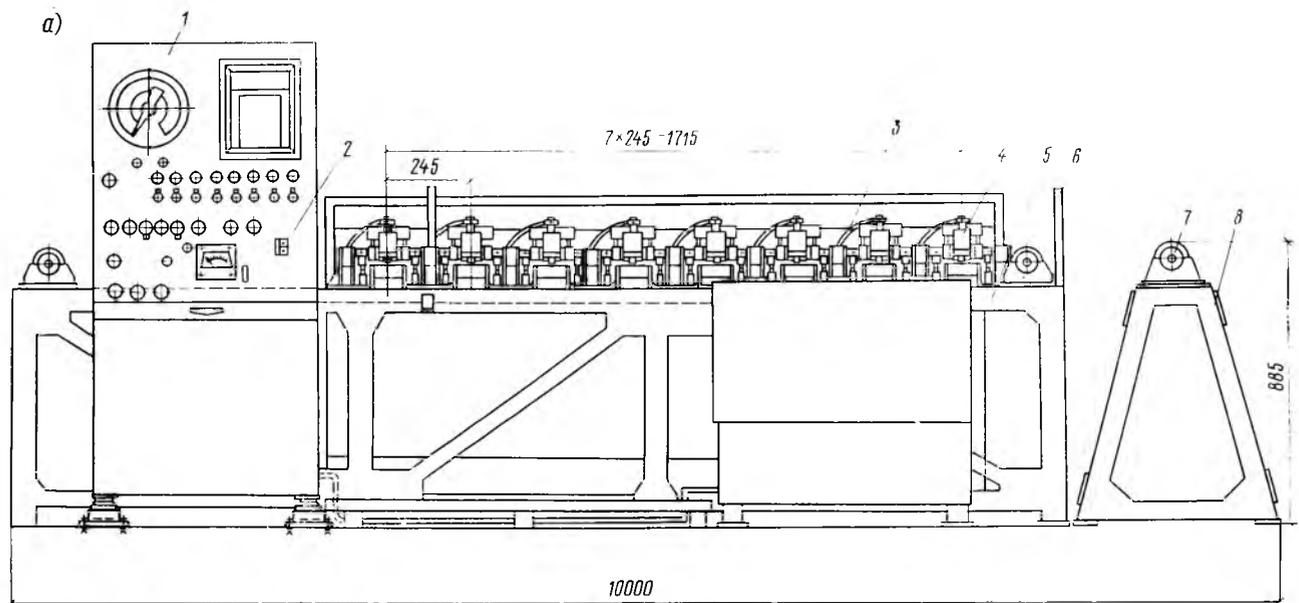


Рис. 2. Схема установки УИКС-2500  
 а — вид спереди; б — вид сбоку; 1 — пульт управления; 2 — шкала привода датчика ИЗС; 3 — маслопроводы; 4 — скальватели; 5 — станина; 6 — ограничитель; 7 — каток; 8 — дополнительная опора для испытания длинномерных изделий; 9 — маслостанция; 10 — кожух; 11 — ручка для ручного перемещения испытуемой конструкции; 12 — кожух привода датчика ИЗС

контроля принята по единичным показателям при нормальном законе распределения контролируемой величины.

Методики предусматривают возможность использования трех этапов контроля качества готовых железобетонных изделий: на первых двух испытываются по два, на третьем — четыре изделия.

Для каждого этапа контроля установлены свои критерии оценки качества и приемки партии железобетонных конструкций по результатам испытаний на установке УИКС-2500. Если по одному из показателей (прочность бетона, защитный слой) условия не удовлетворяются, но находятся в пределах назначенных для данного этапа, то проводят следующий этап испытаний, контролируя только данный показатель качества.

Приемочные условия при приемке партии изделий по прочности бетона рассчитывают и назначают с учетом выявленной однородности бетона.

При получении положительных результатов по прочности бетона и защитному слою на любом из этапов дальнейший контроль исключается, партия признается годной по этим показателям.

Если по результатам трех этапов

возраста бетона) полученную фактическую прочность приводят к прочности бетона в возрасте 28 сут, используя коэффициент. Значения коэффициента получены экспериментальным путем в заводских условиях для конкретных составов бетона.

Перед измерением защитного слоя совмещают нулевую отметку шкалы барабана на пульте управления с нулевой риской. Затем контролируют совмещение риски датчика с линией, нанесенной на крышку привода датчика ИЗС (рис. 4). Во время испытания вращением штурвала на пульте управления перемещают датчик и следят за показаниями стрелочного прибора датчика ИЗС. Фиксируют положение преобразователя, при котором показания стрелочного прибора максимальны. Измеряют расстояние от угла железобетонного изделия до оси преобразователя. После этого смещают преобразова-

тель и повторяют испытания не менее 6 раз. В качестве единичного измерения ( $a_i$ ) принимают среднеарифметическое значение всех в одном месте одного сечения. Испытания проводят с двух сторон одного сечения железобетонного изделия.

Контроль и оценка прочности железобетонных изделий при испытании на установке УИКС-2500 проводятся согласно «Методике контроля несущих свойств железобетонных колонн и свай с применением неразрушающих методов» и «Методике контроля прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных ригелей междуэтажных перекрытий серии ИИ-04-03». Методики разработаны НИИСК, ЦНИЛ треста Киеворгстрой и заводом ЖБИ № 5, согласованы с Госстроем СССР для опытного применения.

С учетом фактических условий производства на заводе ЖБИ № 5 схема

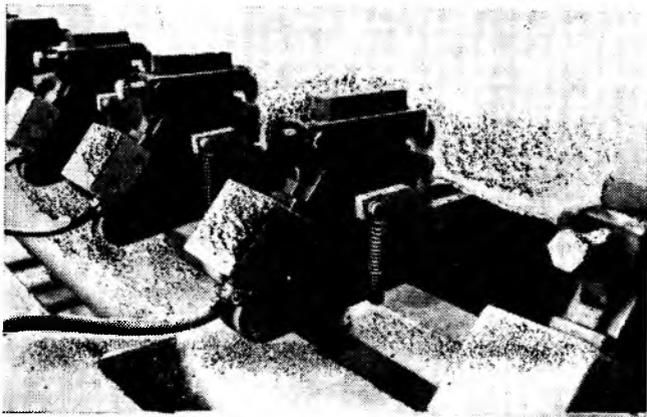


Рис. 3. Скальватели подведены к изделию, их рабочие органы прижаты к бетону

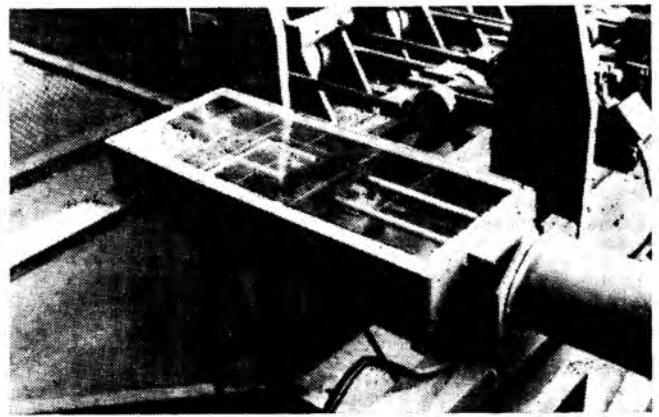


Рис. 4. Рабочий орган измерителя защитного слоя

контроля партия изделий не принята, изделия подлежат поштучной приемке. В этом случае изделия принимают по показателю «прочность бетона» при условии, что прочность в изделии больше 0,77 заданной проектом.

В методике испытаний учтены систематические отличия прочности бетона, т. е. наличие систематической разности прочности по высоте изделий.

Оценку прочности арматуры изделий производят по данным проверки правильности армирования, а также путем сопоставления минимального вероятного значения предела текучести арматуры, примененной в контролируемой партии, с ее расчетным сопротивлением.

Применение неразрушающего контроля прочности железобетонных изде-

лий с помощью установки УИКС-2500 повысило надежность выпускаемой продукции и снизило стоимость испытаний. За счет перехода от испытания изделий до разрушения нагруженном к системе неразрушающего контроля годовой экономический эффект, рассчитанный по СН 509-78, составляет 40—80 тыс. р. в зависимости от числа проконтролированных партий.

УДК 691.327:539.4:620.179.16

В. А. ЗУБКОВ, канд. техн. наук (Куйбышевский инженерно-строительный ин-т)

## Ультразвуковые датчики для контроля прочности бетона

Ультразвуковой импульсный метод широко распространен для определения прочности бетона в железобетонных конструкциях. В настоящее время изготавливают ультразвуковые приборы УК-10П, УК-10ПМ, УК-12 и др.

Для излучения и приема ультразвуковых колебаний в этих приборах используют датчики с плоскими рабочими поверхностями. Между поверхностью датчиков и бетоном необходимо наносить смазку, которая является акустическим контактом между ними. Заполняя все неровности, смазка способствует хорошему введению в бетон и приему прошедших через него ультразвуковых колебаний. В качестве смазки, как правило, используют солидол, технический вазелин, незатвердевающую эпоксидную смолу.

Необходимость применения смазки является существенным недостатком ультразвукового метода: усложняется процесс испытания, повышается трудоемкость контроля, после испытания на поверхности конструкций остаются масляные пятна. Нанесение смазки не поддается автоматизации, что в значительной степени сдерживало внедрение на заводах ЖБИ автоматизированных стендов для контроля качества изделий.

В Куйбышевском инженерно-строительном институте разработаны конструкции датчиков, позволяющих вводить в бетон и принимать ультразвуковые колебания без применения смазки, т. е. с сухим контактом. Такой контакт можно осуществлять при максимальном уменьшении площади соприкосновения датчика с бетоном и одновременном увеличении

интенсивности ультразвука в зоне контакта. Кроме того, необходимо обеспечить минимальную потерю интенсивности ультразвука на пути его распространения от преобразователя до зоны контакта.

Этим требованиям в некоторой степени отвечают волновые и полуволновые экспоненциальные концентраторы. Однако испытания датчиков с такими концентраторами показали, что они хорошо работают при непрерывных гармонических колебаниях. В импульсном же режиме работа концентратора несколько отличается. Большая часть энергии, сосредоточенной в первом импульсе, расходуется на преодоление сил инерции материала концентратора, вследствие чего передний фронт первого импульса становится поллогичным с малой амплитудой.

Для увеличения интенсивности ультразвука в зоне контакта датчика с бетоном предложено в сочетании с концентратором использовать фокусирующую линзу. Это позволило увеличить степень концентрации и использовать волновод  $1/4$  длины волны. Фокусирующая линза устанавливается в зоне контакта пьезоэлемента с концентратором.

Как известно, ультразвук, проходя через зону раздела двух сред с различными скоростями распространения, аналогично световому лучу преломляется. Угол преломления  $\alpha$  зависит от соотношения скорости распространения колебаний в материалах линзы и окружающей среды  $v_1/v_2$

$$\sin \alpha = \frac{v_1}{v_2} \sin \beta,$$

где  $\beta$  — угол падения.

Для максимального уменьшения поглощения энергии при переходе из одной среды в другую необходимо иметь

$$\rho_1 v_1 = \rho_2 v_2,$$

где  $\rho_1$  и  $\rho_2$  — плотность материалов среды.

Исходя из этого было предложено фокусирующую линзу изготавливать из эпоксидной смолы, а волновод из дюралюминия Д-16.

Для того чтобы ультразвук фокусировался в зоне контакта волновода с бетоном, радиус кривизны односторонней фокусирующей линзы  $R$  должен быть равен:

$$R = \frac{a}{1 + B \cos j \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{B \cos j}} \right)},$$

где  $a$  — расстояние между поверхностью линзы и контактом волновода с поверхностью бетона по акустической оси (длина волновода);  $j$  — угол между акустической осью и радиусом, проведенным в точку выхода преломляющего луча;

$$B = n^2 / (1 - n^2); \quad n = v_2 / v_1.$$

Здесь  $v_1$  и  $v_2$  — скорость распространения ультразвука в материале соответственно линзы и волновода.

Конструкция датчика с фокусирующей линзой приведена на рис. 1. Датчик состоит из стакана, пакета сегнетовой соли, демпфирующей заливки, фокусирующей линзы и волновода. Ультразвуковые колебания, вырабатываемые преобразователем в режиме излучения, проходя через зону контакта линзы с волноводом, преломляются и фокусируются в зоне контакта волновода с бетоном. Аналогично датчик работает и в режиме приема. Благодаря сферической поверхности наконечника волновода датчик может при-

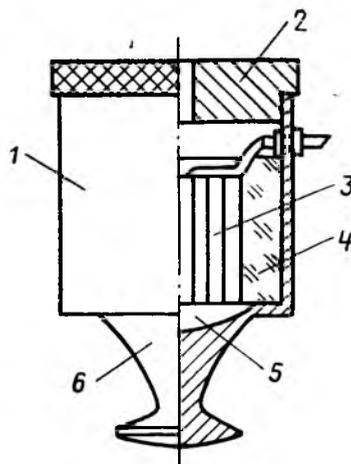


Рис. 1. Датчик с фокусирующей линзой

1 — стакан; 2 — гайка; 3 — пакет сегнетовой соли; 4 — демпфирующая заливка; 5 — фокусирующая линза; 6 — волновод

жиматься к бетону не строго перпендикулярно. Это позволяет отказаться от сложных в исполнении и ненадежных в эксплуатации шарниров при механическом прижатии датчика, и он крепится непосредственно на шток пневмоцилиндра с помощью гайки. Сферическая поверхность наконечника волновода обеспечивает постоянный контакт с бетоном.

Эксплуатация более 20 пар датчиков в системах автоматизированных стендов для контроля качества плоских железобетонных плит показала их надежность в работе, наличие стабильного акустического контакта и полной автоматизации прижатия. Однако датчики такой конструкции не лишены недостатков. Их необходимо прижимать к бетону с усилием 15—20 кгс, их чувствительность в режиме приема сравнительно низка, поэтому

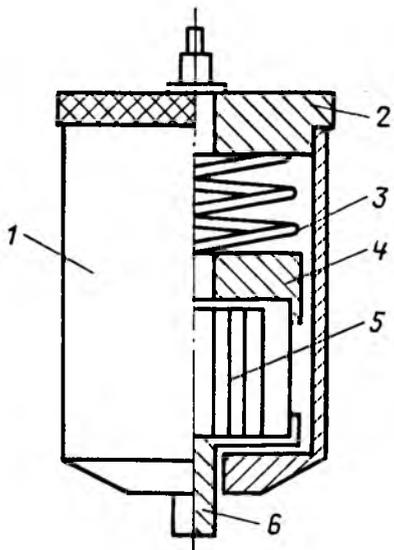


Рис. 2. Датчик с подвижным преобразователем

1 — стакан; 2 — гайка; 3 — пружина; 4 — металлическая шайба; 5 — преобразователь; 6 — стержень

они рекомендуются в основном для применения в автоматизированных стендах с базой прозвучивания не более 500 мм.

На рис. 2 приведена конструкция ультразвукового датчика с сухим контактом, который не требует большого усилия прижатия и может быть использован при определении прочности бетона вручную. В датчике отсутствуют волновод или диафрагма стакана, на преодоление которых затрачивается значительная часть энергии, поэтому практически вся энергия ультразвука передается в зону контакта датчика с бетоном.

Датчик состоит из стержня, преобразователя, металлической шайбы, пружины, стакана и гайки. Стержень, с помощью которого вводятся или принимаются ультразвуковые колебания, крепится непосредственно на преобразователе, в качестве которого можно использовать пакет сегнетовой соли и пьезокерамику ЦТС-19. Для защиты от механических воздействий пакет сегнетовой соли заливают эпоксидной смолой. В этом случае преобразователь имеет форму цилиндра диаметром 30 и высотой 25 мм.

С нерабочей стороны преобразователя имеется металлическая шайба, которая служит акустической нагрузкой и совместно с пружиной является демпфером. Стержень вместе с преобразователем и металлической шайбой свободно перемещается вдоль продольной оси и пружиной поджимается к дну стакана. Сила прижатия стержня к поверхности бетона зависит от жесткости пружины и регулируется гайкой.

Датчик приведенной конструкции имеет достаточную чувствительность в режиме приема и необходимую интенсивность ультразвука в режиме излучения, что позволило использовать его без акустической смазки, т. е. с сухим контактом, как при сквозном, так и при поверхностном прозвучивании.

Сравнительные испытания датчиков, которыми комплектуются ультразвуковые приборы УК-10П с частотой собственных колебаний 60 кГц и описанных выше показали, что ультразвуковой сигнал 40 дБ ослабляется при использовании сухого контакта датчиками с фокусирующей линзой на 12 дБ, а с подвижным преобразователем — на 9 дБ. При таком ослаблении мощность генератора приборов УКБ-1М и УК-10П достаточна для контроля прочности бетона толщиной до 500 мм.

Многочисленные измерения времени распространения ультразвука в одном участке показали хорошую повторяемость результатов. Наличие дополнительной погрешности в показаниях при сухом контакте не установлено.

## Определение режима тепловлажностной обработки изделий в продуктах сгорания природного газа

В связи с освоением природных газовых месторождений Западной Сибири появляется возможность использования природного газа для тепловлажностной обработки железобетонных изделий в существующих ямных камерах заводов ЖБИ. Учитывая низкую стоимость природного газа (0,02 р/м<sup>3</sup>) по сравнению с паром (4,4 р/т), его применение даст значительный экономический эффект, который уменьшит теплозатраты в 5,7 раза [1].

Одна из особенностей такого обогрева заключается в низком коэффициенте теплообмена между газовой средой (теплоносителем) и поверхностью бетонного изделия. Это обстоятельство обуславливает относительно медленный прогрев железобетонных изделий по сравнению с пропариванием даже при принудительной циркуляции теплоносителя с определенной скоростью. В этой связи становится актуальным вопрос проектирования режима ТВО для установления необходимой длительности прогрева железобетонных изделий для достижения ими заданной температуры.

Некоторые характеристики режима прогрева (температуру теплоносителя  $T_c$ , скорость его циркуляции  $W_c$ , психрометрическую разность температур  $T_c - T_m$ ) можно принимать по опытным данным. В соответствии с работами [2, 3] температура греющей среды  $T_c = 100^\circ\text{C}$ , скорость циркуляции среды в камере относительно поверхности обогреваемых изделий  $W_c = 3$  м/с, влажностная характеристика среды, определяемая психрометрической разностью сухого и мокрого термометров  $T_c - T_m = 10^\circ\text{C}$ .

Дальнейший расчет ведут с использованием критерия Нуссельта [4]

$$Nu = 0,27 Pr^{0,33} Re^{0,9} Gu^{0,175}, \quad (1)$$

а также критериев Био и Фурье:

$$Bi = \frac{\alpha_0 R}{\lambda_6}; \quad (2)$$

$$Fo = \frac{\alpha_6 \tau}{R^2}, \quad (3)$$

где  $\alpha_0$  — коэффициент теплообмена:  $\alpha_0 = 14,6$  Вт/(м<sup>2</sup>·°C);  $R$  — характерный размер обогреваемых изделий, который при двустороннем прогреве равен половине толщины изделия:  $R = 0,08$  м;  $\lambda_6$  — теплопроводность железобетонных изделий:  $\lambda_6 = 1,55$  Вт/(м·°C) [4].

В рассмотренном примере в качестве обогреваемых изделий применяли железобетонные плиты перекрытий из бетона марки М200, толщиной  $\delta = 160$  мм, размером  $3,58 \times 5,68$  м. Расход материалов на 1 м<sup>3</sup> изделий в плотном теле, м<sup>3</sup>/кг, следующий: цемент 440, вода 198, песок 560, щебень 1120, арматура 174.

На первом этапе расчета определяли коэффициент теплообмена по уравнению (1) после вычисления критериев Рейнольдса (Re), Прандтля (Pr), Гухмана (Gu):

$$Re = \frac{W_c l}{\nu_c} = 6,75 \cdot 10^6; \quad (4)$$

$$Pr = \frac{\nu_c}{\alpha_c} = 0,7; \quad (5)$$

$$Gu = \frac{T_c - T_m}{T_c} = 2,68 \cdot 10^{-2}, \quad (6)$$

где  $l$  — характерный размер обогреваемых изделий в направлении обтекания их поверхности теплоносителем:  $l = \sqrt{HB} = 4,85$  м;  $\nu_c$  — кинематическая вязкость теплоносителя:  $\nu_c = 21,54 \times 10^{-6}$  м<sup>2</sup>/с;  $\alpha_c$  — температуропровод-

ность теплоносителя:  $\alpha_c = 30,8 \cdot 10^{-6}$  м<sup>2</sup>/с;  $W_c$  — скорость теплоносителя:  $W_c = 3$  м/с.

После подстановки в уравнение (1) значений теплофизических критериев получили  $Nu = 2265$ . Из выражения критерия Нуссельта определяли коэффициент теплообмена  $Nu = \frac{\alpha_c l}{\lambda_c} = 2265$ , откуда

$$\alpha_c = \frac{Nu \lambda_c}{l} = 14,6 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}, \text{ где } \lambda_c = 3,13 \cdot 10^{-2} \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}.$$

На втором этапе производили расчет температурных полей и устанавливали необходимую длительность прогрева по функциональной зависимости температуры в определенной точке железобетонной плиты от критериев Био и Фурье  $\vartheta = f(Fo, Bi)$ , обычно представленной в виде графиков [4, 5]. Температура  $\vartheta$  представляет отношение температурных напоров в заданной точке обогреваемого изделия в начальный момент прогрева и по истечении времени  $\tau$ :

$$\vartheta_{z\tau} = \frac{t_c - t_{z\tau}}{t_c - t_0} = f(Fo, Bi), \quad (7)$$

где  $t_c$  — температура теплоносителя (среды):  $t_c = 100^\circ\text{C}$ ;  $t_0$  — начальная температура бетона изделий:  $t_0 = 15^\circ\text{C}$ ;  $t_{z\tau}$  — температура бетона в определенной точке изделия по истечении времени прогрева  $\tau$ .

В качестве характерных точек обогреваемого изделия обычно выбирают две — в центре ( $z$ ) и на поверхности ( $s$ ) изделия. В зависимости от технологических условий задаются температурой бетона в центре обогреваемой плиты, в нашем примере  $t_{z\tau} = 80^\circ\text{C}$ . Тогда температура в центре плиты, подсчитываемая по формуле (7),  $\vartheta_{z\tau} = 0,235$ .

Другим исходным параметром для определения длительности прогрева является критерий Био.

После подстановки исходных данных в формулу (2) получим  $Bi = 0,75$ . С помощью рис. 1, иллюстрирующего зависимость (7), в точке пересечения координат  $\vartheta_{z\tau} = 0,235$  и  $Bi = 0,75$  находим

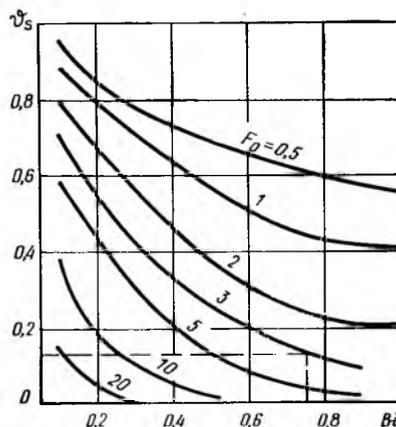


Рис. 2. Зависимость  $\vartheta_z = f(Fo, Bi)$  для центра обогреваемой плиты

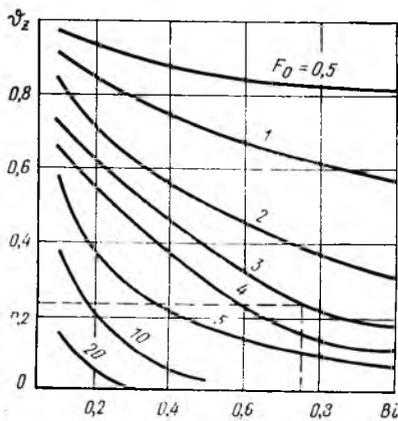


Рис. 2. Зависимость  $v_s = f(Fo, Bi)$  для наружной поверхности обогреваемой плиты

кривую, отвечающую значению критерия Фурье  $Fo=3$ .

Из выражения критерия Фурье можно подсчитать расчетную длительность обогрева. Однако для этого необходимо предварительно рассчитать входящую в выражение критерия Фурье теплопроводность бетона:

$$a_6 = \frac{3,6 \lambda_6}{C_6 \rho_6} \quad (8)$$

где  $\rho_6$  — плотность железобетона:  $\rho_6 = \Pi + B + П + Ш + А = 2492 \text{ кг/м}^3$ ;  $C_6$  — теплоемкость железобетона:

$$C_6 = \frac{0,838(\Pi + П + Ш) + 4,19B + 0,48A}{\Pi + П + Ш + B + A} = 1,079,$$

где 0,838, 4,19, 0,48 — соответственно теплоемкости минеральных составляющих, воды и стальной арматуры, кДж/(кг·°С).

После подстановки полученных данных в выражение (8) получим  $a_6 = 2,075 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2/\text{ч}$ .

Искомая длительность прогрева определится из выражения критерия Фурье после подстановки в формулу (3) значения теплопроводности железобетона

$$\tau = \frac{Fo R^2}{a_6} = 9,2 \text{ ч.} \quad (9)$$

В заключительной стадии расчета устанавливают температуру поверхности железобетонного изделия и среднюю температуру его по массе. По рис. 2 определяют температуру поверхности железобетонной плиты, которая для критерия  $Fo=3$  и  $Bi=0,75$  равна  $\phi_{st}=0,13$ .

По зависимости

$$v_{st} = \frac{t_c - t_{st}}{t_c - t_0} \quad (9)$$

подсчитывают температуру поверхности обогреваемого изделия  $t_{st} = 89^\circ\text{C}$ .

Среднюю температуру по массе обогреваемых изделий вычисляют по формуле [4]

$$\bar{t}_6 = 1/3 t_{st} + 2/3 t_{z\tau} = 83^\circ\text{C}.$$

Приведенный расчет температурных полей железобетонных изделий, обогреваемых на заводах ЖБИ продуктами сгорания природного газа, должен послужить основой для проектирования режима тепловлажностной обработки.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Опыт внедрения тепловой обработки промышленных изделий из бетонов на предприятиях Главкомгазифестроя / А. И. Трофименко, А. Я. Ванин, В. С. Миков и др. — В сб. трудов ВНИИСТ, М., 1981.
2. Горайнов К. Э., Счастный А. Н. Теоретические основы твердения бетона в средах с относительной влажностью меньше единицы. — В сб. трудов ВНИИСТ, М., 1981.
3. Оптимизация режимов тепловой обработки сборного железобетона продуктами сгорания природного газа / Е. И. Слепокуров, Э. Б. Пинсон, Е. М. Пеньковский, А. И. Трофименко. — В сб. трудов ВНИИСТ, М., 1981.
4. Вознесенский А. А. Тепловые установки в производстве строительных материалов и изделий. М., Стройиздат, 1964.
5. Михеев М. А., Михеева И. М. Основы теплопередачи. М., Энергия, 1977.

УДК 624.073:691.88:621.886.6

В. Г. КВАША, канд. техн. наук; П. Н. КОВАЛЬ, инж. (Львовский политехнический ин-т)

## Исследование шпоночных соединений плоских плит

Шпоночные соединения применяются при объединении составных сечений сборных и сборно-монолитных конструкций. Их можно использовать при уширении и реконструкции железобетонных автодорожных мостов накладной плитой для объединения ее с плитой существующего пролетного строения [1, 2]. Сборная накладная плита объединяется для совместной работы с существующим пролетным строением железобетонными шпонками\*, воспринимающими сдвигающие и отрывающие усилия, возникающие в плоскости контакта сопрягаемых плит (рис. 1).

С целью изучения работы на сдвиг, несущей способности, податливости и деформативности шпоночных соединений, а также разработки методики их расчета и рекомендаций по конструированию

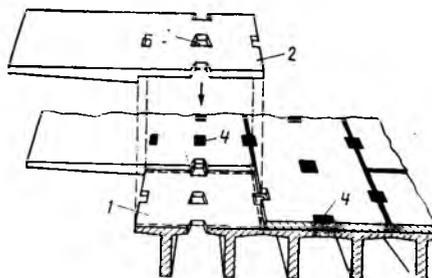


Рис. 1. Уширение существующего пролетного строения моста сборной накладной плитой  
1 — существующее пролетное строение; 2 — накладная плита; 3 — окна для шпонок; 4 — железобетонные шпонки

исследованы две группы опытных образцов шпоночных соединений. В первую (НШ) включены фрагменты натуральных соединений применительно к реальному проекту реконструкции железобетонного балочного моста, во вторую (МШ) — модели шпоночных соединений (рис. 2). Серии отличались размерами, формой и армированием шпонок, а также прочностью бетона замоноличивания (табл. 1—3).

Опытные образцы соединений собирали из соединяемых внахлестку железобетонных Г- и Т-образных плит, изготовленных в деревянных кассетных опалубках из бетона проектной марки М400 (НШ) и марки М300 (МШ). При сборке плиты укладывали друг на друга на выравнивающий слой цементного ра-

\* А. с. № 1028762. В. Г. Кваша, П. Н. Коваль, И. В. Костив. Соединение имеющей вырезы накладной плиты проезжей части с балками железобетонного пролетного строения моста. — Открытия, изобретения, 1983, № 26.

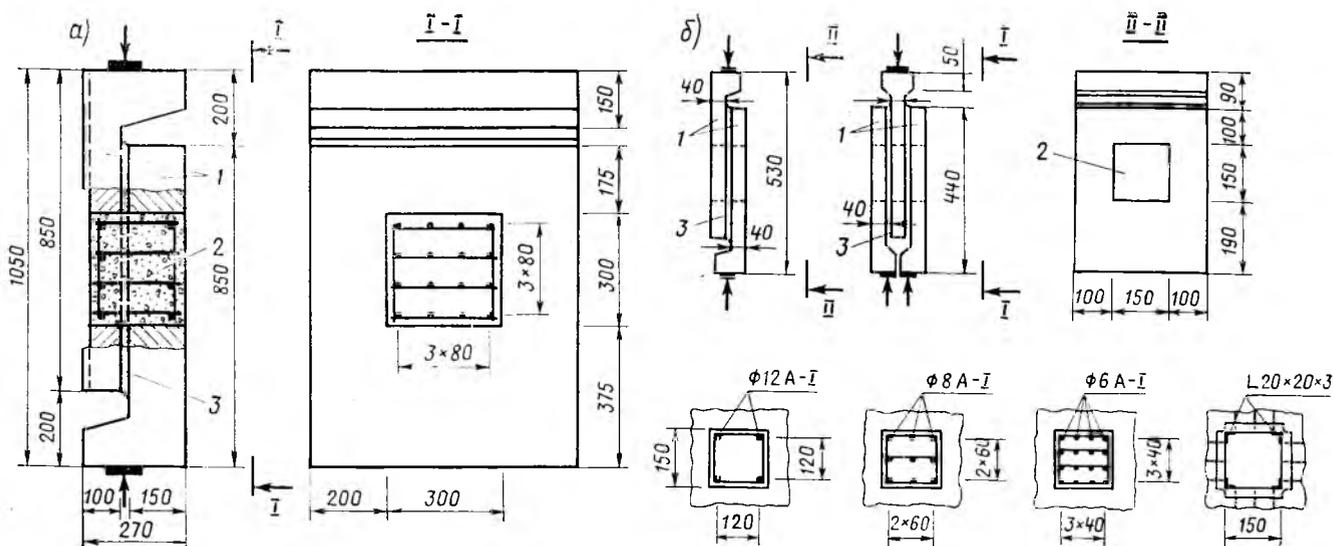


Рис. 2. Конструкция опытных образцов фрагментов натуральных шпоночных соединений плоских плит (а) и моделей шпоночных соединений (б)  
1 — сопрягаемые плиты; 2 — шпоночное соединение; 3 — цементный раствор

створа, а имеющиеся в них отверстия совмещали и замоноличивали. Шпонки армированы объемными каркасами с гибкой или жесткой рабочей арматурой, располагаемой поперек сдвигающего усилия.

Опытные образцы испытывали на сосредоточенную сдвигающую нагрузку, приложенную к Г- или Т-образным выступам сопрягаемых плит через центрирующие прокладки по оси шва сопряжения. Образцы нагружали кратковременной ступенчато возрастающей нагрузкой до разрушения. При испытаниях деформации сдвига плит по шву сопряжения измеряли микроиндикаторами часового типа, деформации бетона замоноличивания шпонок и бетона плит в зоне, прилегающей к шпонкам, — тензодатчиками.

Все образцы разрушались от среза шпонок в плоскости контакта объединяемых плит. Разрушение бетонных шпонок начиналось с образования продольной трещины по растворному шву между плитами с одновременным увеличением деформаций сдвига (рис. 3). При достижении предельного сжимающего усилия шпонка разрушалась хрупко по плоскости сопряжения плит с растрескиванием бетона. Разрушению предшествовало интенсивное нарастание деформаций сдвига (см. рис. 3).

В армированных шпонках, как и в бетонных, первые трещины образовались по цементному раствору шва сопряжения. Отмечался почти линейный характер деформаций сдвига до нагрузок, близких к разрушающим для бетонных шпонок. В дальнейшем они носили упругопластический характер и развивались без резких переломов графика

вплоть до разрушения, что свидетельствует о совместной работе арматуры и бетона. Непосредственно перед разрушением наблюдалось резкое увеличение деформаций сдвига. При армировании шпонок жесткой арматурой деформации сдвига оказывались меньше, чем гибкой. При разрушении бетон рабочего сечения шпонки разрывался, а арматура изгибалась. Разрушение соединения сопровождалось втягиванием шпонки и образованием трещин по контуру ее окна, а также горизонтальных трещин,

пересекающих шпонку и соединяемые плиты.

Разрушение бетонной шпонки аналогично разрушению бетонного куба при раскалывании локальными сжимающими силами по схеме испытаний для определения прочности бетона на растяжение. Эта аналогия в характере разрушения свидетельствует о том, что рабочее сечение шпонки (по плоскости сопряжения плит) при приложении к нему сдвигающих сил оказывается растянутым и разрушается не от среза, а

Таблица 1

Образцы НШ	Площадь сечения шпонки $F$ , см <sup>2</sup>	$R$ , МПа	$R_p$ , МПа	Опытное разрушающее усилие* $Q_{сдв}^{оп}$ , кН	Расчетные величины разрушающих усилий		
					по [3]	по [4]	по формуле (2)
1-1а, б	900	38,2	2,64	378	475/—25,7**	399/ 2,3	373/ 1,3
1-2а, б	750	37,6	2,42	279	363/—30,1	305/—9,5	285/—2,2
1-3а, б	600	37,6	2,42	220	290/—32,0	244/—10,9	228/—3,6
1-4а, б	440	37,6	2,42	169	230/—26,0	179/—6,0	167/ 1,2

\* Среднее по результатам испытания двух образцов-близнецов.

\*\* Перед чертой —  $Q_{сдв}^{оп}$ , кН; после черты —  $\frac{Q_{сдв}^{оп} - Q_p^p}{Q_{сдв}^{оп}} 100\%$ .

Таблица 2

Образцы НШ	Форма сечения шпонки	Размеры сечения, мм	Момент сопротивления сечения шпонки $W$ , см <sup>3</sup>	$R$ , МПа	$R_p$ , МПа	Опытное разрушающее усилие* $Q_{сдв}^{оп}$ , кН	$\frac{Q_{сдв}}{Q_{сдв}^{кв}}$
II-1а, б	Квадрат	300×300	4500	38,2	2,64	378	1,00
II-2а, б	Прямоугольный	450×200	6750	38,2	2,64	420	1,11
II-3а, б	Круг	Ø339	3811	38,2	2,64	345	0,91
II-4а, б	Ромб	300×300	3183	38,2	2,64	298	0,79

\* Среднее по результатам испытания двух образцов-близнецов.

Образцы	Схема	F, см <sup>2</sup>	R, МПа	R <sub>p</sub> , МПа	E <sub>b</sub> , МПа	Армирование шпонок	F <sub>a</sub> , см <sup>2</sup>	μ, %	F <sub>a</sub> , МПа	Разрушающее усилие, кН		Q <sub>сдв</sub> <sup>оп</sup> - Q <sub>сдв</sub> <sup>р</sup> 100%
										опытное* Q <sub>сдв</sub> <sup>оп</sup>	расчетное Q <sub>сдв</sub> <sup>р</sup>	
НШ III-1а, б НШ III-2а, б НШ III-3а, б НШ III-4а, б	Двухэлементные	900	38,2 39,2 39,2 39,2	2,64 2,75 2,75 2,75	3,07 2,96 2,96 2,96	— 16Ø10 A-III 16Ø14 A-III 16Ø18 A-III	— 12,56 24,62 40,72	— 1,40 2,74 4,52	— 20,3 19,9 20,2	378,0 505,0 600,0 690,0	373,0 543,0 590,0 652,0	1,3 -7,5 1,7 5,5
МШ I-1а, б МШ I-2а, б МШ I-3а, б	»	225	21,0	1,70	2,06	16Ø6 A-I L20×20×3	4,52 4,52	2,00 2,00	21,2 20,8	56,2 100,1 115,0	60,0 92,3 110,4	-6,8 8,6 4,0
МШ I-1а, б МШ II-2а, б МШ II-3а, б	Трехэлементные	225	21,0	1,70	2,06	16Ø6 A-I L20×20×3	4,52 4,52	2,00 2,00	21,2 20,8	52,5 100,5 112,5	60,0 92,3 110,4	-14,3 7,8 1,9
МШ III-1а, б МШ III-2а, б МШ III-3а, б МШ III-4а, б	»	225	21,0	1,70	2,06	4Ø12 A-I 4Ø8 A-I 16Ø6 A-I L20×20×3	4,52 4,52 4,52 4,52	2,00 2,00 2,00 2,00	21,1 20,9 21,2 20,8	98,1 98,8 101,5 112,5	98,1 92,1 92,3 110,4	6,0 6,8 9,1 1,9

\* Среднее по результатам испытания двух образцов-близнецов (для трехэлементных образцов — усилие на одно рабочее сечение шпонки).

от преодоления сопротивления бетона отрыву [3].

Учитывая одинаковый характер разрушения шпонки и куба при раскалывании, для расчета бетонных квадратных шпонок можно применить зависимость, используемую при установлении предела прочности бетона на растяжение при раскалывании кубов или цилиндров,

$$R_p = \frac{2 Q_{сдв}}{\pi F}, \quad (1)$$

где  $Q_{сдв}$  — разрушающая нагрузка (сдвигающая для шпонки), кН;  $F$  — площадь рабочего сечения шпонки, см<sup>2</sup>.

Отсюда несущая способность квадратной шпонки

$$Q_{сдв} = \frac{\pi F R_p}{2} = 1,57 R_p F. \quad (2)$$

В табл. 1 дано сравнение опытных разрушающих нагрузок для натуральных образцов бетонных шпоночных соединений с разной площадью сечения с рассчитанными по методике [4, 5] и формуле (2). При этом формула (2) дает наилучшее совпадение опытных и расчетных данных.

В результате исследований установлено влияние конфигурации бетонной шпонки на ее несущую способность при одинаковой рабочей площади. У шпонки прямоугольного сечения с большей стороной, ориентированной по направлению действия сдвигающей силы, несущая способность выше, чем у квадратной, а у круглой и ромбовидной — ниже. Это объясняется влиянием формы поверхности передачи раскалывающего усилия на шпонку, а также наличием случайных эксцентриситетов приложения сдвигающей силы относительно плоскости сдвига и возникновением в рабочем сечении шпонки изгибающих моментов, а следовательно, и нормальных растяги-

вающих напряжений. Чем больше момент сопротивления сечения шпонки, тем меньше влияние этих напряжений и тем выше ее несущая способность.

Этот вывод подтверждается данными табл. 2, в которой приведены результаты испытаний натуральных шпоночных соединений с одинаковой площадью сечения 900 см<sup>2</sup> и различной конфигурацией окон, а также сравнение их несущей способности и квадратной шпонки  $Q_{сдв}^{кв}$ .

Для учета влияния формы шпонки в формулу (2) предложено вводить коэффициент формы рабочего сечения  $m_{ш}$

$$Q_{сдв} = 1,57 m_{ш} R_p F. \quad (3)$$

По данным опытов для шпонок прямоугольного сечения с большей стороной, ориентированной по направлению сдвигающей силы,  $m_{ш} = 1,1$ , для

круглых  $m_{ш} = 0,9$ , для ромбовидных  $m_{ш} = 0,8$ .

Учет наличия арматуры в сечении среза шпонки осуществляется приведением ее к эквивалентной площади бетона через соотношение  $n = E_a/E_b$ . Поскольку наличие арматуры увеличивает прочность бетона шпонок на отрыв, то в расчетную формулу необходимо ввести числовой коэффициент  $1,57 \cdot 1,3 = 2$ .

В результате исследований моделей шпонок установлено, что наиболее эффективным является армирование рабочего сечения жесткой арматурой из профильного металла. При одинаковой площади арматуры в сечении среза несущая способность шпонок с жесткими анкерами на 15—25% больше, чем армированных гибкой арматурой (см. табл. 3).

Формула для расчета армированных шпонок запишется в виде

$$Q_{сдв} = 2 m_{ш} m_{a,ш} R_p F_n, \quad (4)$$

где  $F_n = F + n F_a$ ;  $m_{a,ш}$  — коэффициент условий работы арматуры:  $m_{a,ш} = 1$  для гибкой арматуры;  $m_{a,ш} = 1,25$  для жестких анкеров.

В проведенных опытах не отмечалось разрушения шпоночных соединений от смятия по грани шпонки, перпендикулярной действию сдвигающей силы. Этот вид разрушения встречается довольно редко и, по-видимому, возможен при небольшой площади смятия шпонки (например, при объединении тонких плит). При этом несущую способность шпонки следует проверять по формуле Руководства [4].

#### Выводы

Несущая способность шпонок зависит от площади рабочего сечения, прочности бетона замоноличивания, процента ар-

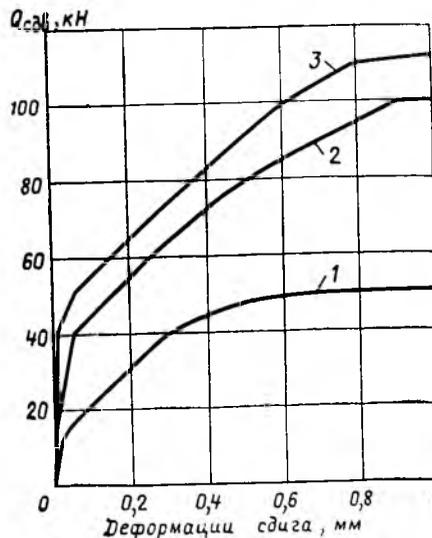


Рис. 3. Графики деформаций сдвига  
1 — бетонные шпонки (МШ I-1а, б); 2 — с гибкой арматурой (МШ I-2а, б); 3 — с жесткой арматурой (МШ I-3а, б)

мирования и вида арматуры, причем эти зависимости линейные.

Формула Руководства [3] для расчета бетонных шпонок на срез дает завышенные на 25—30% значения прочности. Наилучшее совпадение опытных данных с расчетом отмечается при использовании формулы (3), полученной исходя из работы бетона шпонки не на срез, а на отрыв. Расчет армированных шпонок на срез следует производить по

формуле (4), а на смятие — по формуле (218) Руководства [4]. При расчете на срез необходимо учитывать повышение прочности на отрыв армированного бетона.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кваша В. Г., Коваль П. Н. Анализ и исследование способов реконструкции и уширения существующих пролетных строений железобетонных балочных мостов. Тезисы докладов на VII Всесоюзном совещании дорожников: Ускорение научно-технического прогресса, повышение производи-

- тельности труда и качества дорожных работ. — В сб.: Автодорожные мосты, 1981.
2. Кваша В. Г., Коваль П. Н. Уширение пролетных строений мостов. — Автомобильные дороги, 1983, № 7.
3. Петров А. Н. Об интерпретации среза в бетоне. — В кн.: Строительные конструкции, вып. VI, Киев, Будівельник, 1967.
4. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. М., Строиздат, 1977.
5. Экспериментальное исследование несущей способности стыков железобетонных конструкций, работающих в условиях сложных напряженных состояний / НИИСК Госстроя СССР, Киев, Будівельник, 1968.

УДК 624.012.45.046

Б. А. ОДНОЛЬКО, А. В. ЖДАНОВ, инженеры (ГПИ-4, Ташкент)

## О применении условия (78) СНиП II-21-75

Расчет железобетонных элементов постоянного сечения на поперечную силу производится по формулам (76) и (77) СНиП II-21-75. Сначала устанавливают требуемое усилие в хомутах на единицу длины  $q_x$  с учетом ограничения его минимального значения, а затем подбирают площадь хомутов  $F_x$ , соотносясь с рациональным их шагом  $u$  по длине элемента.

После опубликования работы [1], в которой разъяснено условие (78), определение поперечной арматуры даже для самой элементарной балки затруднительно. Дело в том, что в большинстве случаев проектировщик должен выполнять расчет не для проектируемой, а для условной балки, сечение которой изменяется по длине, так как его ширина

$$b_1 = \frac{4 R_{a,x} F_x^*}{k_2 R_p u} \quad (1)$$

связана с поперечной силой  $Q$  через некоторую величину  $F_x$ .

Расчет осложняется еще и тем, что проверку условий (70), (71) и (78) в любом случае следует выполнять для проектируемой балки, тогда как при определении  $q_x$  и  $F_x$  по формулам (76) и (77) может возникнуть потребность использования параметров условного сечения.

Авторы предлагают условие (78) в СНиП II-21-75 записать в явном виде, чтобы не требовалось при расчетах при-

бегать к представлению об условной балке, т. е. вернуть расчету прежнюю элементарность.

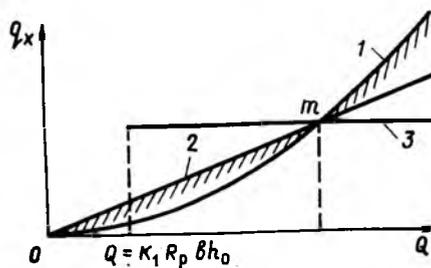
Формулу (76) СНиП II-21-75 можно записать в виде

$$q_x = \frac{Q^2}{4 k_2 R_p b h_0^2} \quad (1)$$

Зависимость  $q_x$  от  $Q$  на рисунке представлена параболой второго порядка 1. Очевидно, когда автоматически соблюдается зависимость (78), величиной  $q_x$  из (1) выражается требуемое, из условия обеспечения прочности, усилие в хомутах на единицу длины элемента.

Если же условие (78) не соблюдается, то в формулу (1) вместо  $b$  следует подставить  $b_1$  из [1]. Тогда после преобразований, учитывая, что  $F_x R_{a,x} / u = q_x$ , получим требуемое  $q_{x,t}$ , при котором условие (78) будет соблюдаться

$$q_{x,t} = \frac{Q}{4 h_0} \quad (2)$$



Зависимости  $q_x = Q^2 / 4 k_2 R_p b h_0^2$  (1);  $q_x = Q / (4 h_0)$  (2);  $q_x = k_2 R_p b / 4$  (3)

Зависимость  $q_{x,t}$  от  $Q$  в этом выражении линейная и на рисунке представлена прямой 2, которая в зоне малых усилий проходит выше параболы 1.

На графике выделена зона

$$q_x \geq \frac{k_2 R_p b}{4} \quad (78)$$

являющаяся по существу нормированной минимальной интенсивностью хомутов в железобетонном элементе до опубликования работы [1].

Прямые 2, 3 пересекаются с параболой в точке  $m$ , абсцисса которой

$$Q = k_2 R_p b h_0 \quad (3)$$

разделяет зону малых и больших усилий.

Таким образом, имеется по крайней мере три различных способа обозначить на параболе граничную точку, левее или ниже которой нормируется минимальная интенсивность хомутов в элементе. Наиболее предпочтительным является определение этой точки по пересечению с прямой 2, так как при этом нет необходимости в дополнительных разъяснениях о величине нормируемого минимума.

Действительно, если, не изменяя текста в п. 3.35 СНиП II-21-75, формулу (78) записать в виде

$$q_x \geq Q / (4 h_0) \quad (4)$$

то при такой редакции проектировщики, как и прежде, определяя необходимое поперечное армирование, будут выполнять элементарные выкладки:

$$\left. \begin{aligned} q_x &= \frac{Q^2}{4 k_2 R_p b h_0}, \text{ но не менее} \\ &Q / (4 h_0); \\ F_x &= \frac{q_x u}{R_{a,x}} \end{aligned} \right\} (5)$$

и получают требуемое, в соответствии с разъяснением в работе [1], результат.

\* О применении условия (78) СНиП II-21-75 / А. А. Гвоздев, А. С. Залесов, Б. Ф. Васильев, И. К. Никитин. — Бетон и железобетон, 1979, № 7.

## Методика расчета экономии трудовых и энергетических затрат при использовании эффективных арматурных сталей

Применение эффективных арматурных сталей повышенной и высокой прочности позволяет не только снизить расход рабочей арматуры в железобетонных конструкциях, но и уменьшить затраты труда и энергоресурсов, связанные с процессами ее переделов в заводских условиях.

Рекомендуемая методика позволяет определять экономию на стадии проектирования конструкций исходя из возможной замены менее эффективных видов и классов арматурных сталей более эффективными.

В конкретной конструкции экономия трудовых затрат от применения более эффективной арматуры определяется на основе рабочих чертежей арматурных элементов конструкции-аналога. Это не вносит существенных изменений в систему армирования, а лишь уменьшает расход стали в арматурных элементах.

Если применение эффективных арматурных сталей будет приводить к изменению системы армирования конструкций (например, змейковое армирование), то экономию следует оценивать как разность затрат труда на арматурные переделы в сравниваемой конструкции и конструкции-аналога. При этом затраты труда определяют по формуле [1] или по фактическим (заводским) затратам.

Экономия трудовых затрат в 1 чел.ч от применения эффективной арматуры определяется как суммарная экономия трудовых затрат на отдельных ее переделах. Для обычных железобетонных конструкций она может включать экономиию затрат труда, полученную при изготовлении арматурных элементов, их сборке в пространственные каркасы и укладке готовых арматурных элементов в опалубочную форму конструкции. Для преднапряженных конструкций суммарная экономия трудовых затрат может включать также экономию, связанную с переделом напрягаемой арматуры.

Экономия затрат труда при изготовлении ненапрягаемой арматуры для обычных и преднапряженных конструкций определяется по формуле

$$\Delta_{\text{из}} = \sum_{n=1}^{n=m} k_n (1 - \nu) \times \frac{P_n (0,58 P_n + 253,21)}{P_n + 0,66} 10^{-3}, \quad (1)$$

где

$$\nu = \frac{k_{\text{пр}i} a}{k_{\text{пр}i} n}, \quad (2)$$

здесь  $k_{\text{пр}i}, k_{\text{пр}i} n$  — коэффициенты приведения натуральной арматурной стали  $i$ -го класса к арматуре класса А-I марки Ст3 [2] соответственно для аналогового и нового решений арматурного элемента;  $k_n$  — коэффициент сложности изготовления арматурного элемента (табл. 1);  $P_n$  — масса  $n$ -го арматурного элемента-аналога, кг;  $n$  — число арматурных эле-

Т а б л и ц а 1

Арматурные работы	Коэффициенты сложности изготовления и сборки арматурного элемента	
	$k_n$	
Изготовление отдельных стержней	$k_n$	0,1
Изготовление монтажных петель:		
простых (до трех перегибов включительно)	$k_n$	0,2
сложных (более трех перегибов)	$k_n$	0,4
Изготовление плоских сеток и каркасов	$k_n$	1,0
Сборка пространственных элементов:		
из плоских сеток и каркасов	$k_{\text{сб}}$	1,0
в кондукторе	$k_{\text{сб}}$	1,2
Установка отдельных стержней, входящих в состав пространственного каркаса	$k_{\text{сб}}$	4,0

Т а б л и ц а 2

Конструкции	Коэффициент сложности укладки арматуры в опалубочную форму	
	горизонтальную	вертикальную
Сваи, обвязочные балки, перемычки	0,5	0,7
Панели перекрытий:		
многослойные	1,0	1,3
плоские	1,2	1,6
Балки фундаментные, ригели	1,3	1,7
Ресбристые плиты покрытий и перекрытий, стеновые панели	1,4	1,8
Колонны прямоугольные, подкрановые балки, криволинейные элементы покрытий, резервуары	2,0	2,6
Стеновые панели плоские, колонные двухветвевые и рамные	2,1	2,7
Балки стропильные и подстропильные:		
односкатные	2,8	3,6
двухскатные	3,2	4,2
Фермы, решетчатые балки	10,0	13,0

ментов в конструкции-аналоге:  $n = \dots$

Экономия затрат труда, связанная со сборкой пространственных арматурных каркасов, рассчитывается по формуле

$$\Delta_{\text{сб}} = \sum_{n=1}^{n=m} k_{\text{сб}} (1 - \nu) \times \frac{P'_n (0,05 P_n + 6,35)}{P'_n + 0,66} 10^{-3}, \quad (3)$$

где  $k_{\text{сб}}$  — коэффициент сложности сборки пространственного арматурного каркаса (см. табл. 1);  $P'_n$  — масса  $n$ -го пространственного каркаса в сборе, кг.

Величина снижения затрат труда по укладке в опалубочную форму арматурных элементов, включая пространственные каркасы, определяется уравнением

$$\Delta_{\text{ук}} = 2,8 k_{\text{ук}} \sum_{n=1}^{n=m} \times (1 - \nu) (P_n + P'_n) 10^{-3}, \quad (4)$$

где  $k_{\text{ук}}$  — коэффициент сложности укладки арматуры в опалубочную форму конструкции (табл. 2).

В формулу (4) не вводятся арматурные элементы, вошедшие в состав пространственного каркаса.

Экономия затрат труда, связанная с заготовкой, включая укладку в опалубочную форму, и натяжением арматуры, зависит от вида, технологии изготовления конструкции, вида применяемой арматурной стали, ее сортамента и пр. Для стержневой арматуры и высокопрочной проволоки такая экономия может быть рассчитана соответственно по формулам:

$$\Delta_{\text{нап}}^{\text{с}} = P_{\text{нап}}^{\text{с}} (1 - \nu) \times \left[ \frac{7,16 d + 138,66}{d + 0,86} k_{\text{зат}} + \frac{17,74 d + 833,24}{d + 8,22} k_{\text{нат}} \right] 10^{-3}; \quad (5)$$

$$\Delta_{\text{нап}}^{\text{п}} = P_{\text{нап}}^{\text{п}} (1 - \nu) \times \left[ \frac{-40,20 d + 438,30}{d + 4,31} k_{\text{зат}} + \frac{6,58 d + 46,61}{d - 1,47} k_{\text{нат}} \right] 10^{-3}, \quad (6)$$

где  $d$  — диаметр напрягаемой арматуры конструкции-аналога, мм;  $P_{\text{нап}}^{\text{с}}, P_{\text{нап}}^{\text{п}}$  — масса напрягаемой арматуры, кг;  $k_{\text{зат}}$  — коэффициент сложности заготовки арматуры (табл. 3);  $k_{\text{нат}}$  — коэффициент сложности натяжения арматуры (см табл. 3).

В структуре формул (1) — (6) использованы нормативы трудоемкости соответствующих переделов арматуры [1], которые аппроксимированы по уравнению общего вида

$$T_N = \frac{AN + B}{N + C}, \quad (7)$$

где  $T_N$  — расчетный норматив трудоемкости соответствующего передела 1 т арматуры, чел.ч;  $N$  — характеристический показатель соответствующего передела арматуры;  $A, B, C$  — неизвестные коэффициенты.

Таблица 3

Технология изготовления конструкции	Коэффициенты сложности передела на-прягаемой ар-матуры	
	$k_{заг}$	$k_{нат}$
Агрегатно-поточная с меха-ническим натяжением на форму при длине конструк-ции, м, до:		
6	1,00	1,00
9	0,85	0,80
12	0,60	0,70
Стендовая	0,50	0,50

Расчетный норматив трудоемкости со-ответствующего передела  $T_N$  приведен к 1 кг арматуры ( $10^{-3}$ ).

Экономия энергетических затрат при использовании эффективных арматурных сталей в железобетонной конструкции определяется в т условного топлива по формуле

$$\mathcal{E}_{т.э_i} = \sum_{i=1}^{i=m} 3_{т_i} (P_{a_i} - P_{н_i}), \quad (8)$$

где  $\mathcal{E}_{т.э_i}$  — суммарные затраты энергии на производство 1 т стали  $i$ -го класса, т усл. топлива (табл. 4);  $P_{a_i}$ ,

расход натуральной стали  $i$ -го класса в конструкции-аналоге, кг;  $P_{н_i}$  — расход натуральной стали  $i$ -го класса в сравниваемой конструкции, кг.

Суммарные затраты на производство 1 т стали  $i$ -го класса (см. табл. 4) включают затраты энергии доменных и доменных производств, удельный вес которых составляет примерно 50% общих затрат. В табл. 4 энергетические

Таблица 4

Арматурная сталь	Класс	Суммарные затраты энер-гии на производство 1 т стали $3_{т_i}$ , т усл. топлива
Стержневая: горячекатаная (ГОСТ 5781—75) термически упроч-ненная (ГОСТ 10881—74)	A-I—A-VI At-IV—At-VII	1,90 2,00
Проволока низкоуг-леродистая: ГОСТ 6727—53 ТУ 14-4-659-75	B-I Bp-I	1,93 1,97
Проволока высоко-прочная: ГОСТ 7348—63 ГОСТ 8480—63	B-II Bp-II	2,10 2,10
Канаты арматурные (ГОСТ 13840—68)	K-7	2,06

затраты приведены для усредненного диаметра арматуры: стержневой — 16 мм, низкоуглеродистой и высоко-прочной проволоки соответственно — 4 и 5 мм, арматурных канатов — 15 мм.

Расход натуральной стали устанавливается по соответствующим рабочим чертежам сравниваемой конструкции и конструкции-аналога.

Экономия энергетических затрат от применения 1 т натуральной стали  $i$ -го класса более высокой эффективности подсчитывается по формуле

$$\mathcal{E}_{т.э_i} = k_{пр_i a} 3_{т_i a} - k_{пр_i н} 3_{т_i н}, \quad (9)$$

где  $3_{т_i a}$ ,  $3_{т_i н}$  — суммарные затраты энергии, т усл. топлива, для производства 1 т  $i$ -го класса стали со-ответственно для анало-говой и сравниваемой арматуры.

Суммарные затраты энергии на произ-водство 1 т проката на закладные де-тали могут приниматься в размере 2,2 т усл. топлива.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по определению расчет-ной стоимости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования. Конструкции про-мышленных зданий. М., Стройиздат, 1976.
2. Михайлов К. В., Мулин Н. М., Ро-гачин Ю. А. Методика расчета потреб-ности и экономии арматурных сталей в строительстве. — Бетон и железобетон, 1981, № 3.

## Долговечность

УДК 624.04:620.169.1

И. В. МИХАЙЛОВ, М. И. БЕЙЛИНА, инженеры (НИИЖБ)

## Долговечность и морозостойкость напрягающего бетона

Напрягающий бетон характеризуется быстрым затвердеванием, высокой начальной прочностью и прочностью через 28 сут, полной водонепроницаемостью и способностью твердеть при отрицательных температурах. Поэтому его применяют в самых ответственных сооружениях: в водохозяйственных (трубы, резервуары), транспортных (покрытия аэродромов и дорог), в мостостроении (монолитно-прессованная обделка тоннелей, цельносекционная обделка), в ограждающих конструкциях и зданиях (объемные блоки, подземные этажи, поля и различные изоляционные устройства), в спортивных сооружениях (трибуны, поля и беговые дорожки стадионов) и др.

Однако для большинства перечислен-ных видов сооружений высокие качества бетона необходимо сохранить на протя-жении всего времени их эксплуатации. Особенно это касается сооружений, эксп-

луатируемых длительное время на откры-том воздухе, например гидротехнических и дорожно-транспортных, срок службы большинства которых определяется в 100 лет и более.

Целью наших исследований явилось изучение поведения напрягающего бе-тона в этих условиях. Обнаружилось значительное продолжающееся твердение напрягающих бетонов по истечении 28 сут, показавшее, что напрягающие бетоны са-мого различного состава на основе НЦ показывают значительный прирост проч-ности в течение 6 мес после изготовле-ния\*.

При исследованиях морозостойкости и сроков службы были изучены бетоны на НЦ по ТУ 21-20-18-80, производимые четырьмя цементными заводами. Эти за-

воды используют для приготовления НЦ различные алюмосодержащие вещества: Усть-Каменогорский и Волковецкий — глиноземистые шлаки; Подольский — сульфоалунитовый клинкер, который на заводе обжигается с использованием алунитовой породы; Днепродзержин-ский — сталерафинировочный шлак.

Для всех напрягающих бетонов был выбран одинаковый состав, содержащий в 1 м<sup>3</sup> смеси 450 кг НЦ, 720 кг песка, 630 кг щебня. В качестве крупного запол-нителя использовали гранитный щебень, и в одном случае легким заполнителем служил аглопорит.

Образцы призм размером 5×5×20 см изготовляли из смеси одинаковой под-вижности (о.к.=5...6 см) в чистом виде и с добавкой суперпластификатора С-3 в количестве 0,4% массы сухого вещества, что соответствовало  $V/C=0,47$  (без до-бавки) и  $V/C=0,34$  (с добавкой С-3).

Кроме того, учитывая некоторые усло-вия производств, использовали литые бетонные смеси с о.к.=18...20 см, бето-ны затворяли с добавкой С-3 при  $V/C=0,47$ .

При применении аглопоритового щебня использовали следующие  $V/C$ : 0,58 (без С-3), 0,46 (с С-3) и 0,58 (с С-3 повышен-ной подвижности).

Образцы призм выдерживали в воде в кондукторах и подвергали периодическо-му замораживанию и оттаиванию по ГОСТ 10060—76. Испытания продолжали-сь 3 года, в течение этого времени образцы были подвергнуты 1500 циклам

\* Бейлина М. И., Михайлов И. В., Васильев Ю. Б. Нарастание прочности напрягающего бетона в зрелом возрасте. — Бетон и железобетон, 1981, № 4.

Завод — изготовитель НЦ	Прочность образцов, МПа, через			
	28 сут		3 года	
	$B/C=0,47$ , О.К.=5...6 см (без добавки)	$B/C=0,47$ , О.К.=5...6 см (без добавки)	$B/C=0,34$ , О.К.=5...6 см (с С-3)	$B/C=0,47$ , О.К.=18... ...20 см (с С-3)
Усть-Каменогорский	40/7,2	44/6,3	46,8/7,9	30,7/5
Волковський	36/6,9	40/9	45,4/8,9	43,3/7
Подольский	44/7,9	58,7/9,4	46,1/9,6	52,7/9,6

Примечание. Перед чертой — на сжатие, после черты — на растяжение при изгибе.

замораживания и оттаивания. В табл. 1 приведены результаты испытаний тяжелых напрягающих бетонов.

Как видно из табл. 1, после 1500 циклов замораживания и оттаивания прочность образцов оставалась неизменной для бетонов на НЦ Усть-Каменогорского завода при  $B/C=0,47$ , а для бетонов на НЦ Волковського и Подольского заводов прочность увеличилась на 15—40%. Особенно большое увеличение прочности отмечалось у бетонов литой консистенции на этих цементах (О.К.=18...20% с добавкой С-3).

В табл. 2 приведены результаты исследований легковесных образцов на НЦ Днепродзержинского завода.

Как видно из табл. 2, после 1500 циклов замораживания и оттаивания прочность легковесных образцов не только не уменьшилась, но для некоторых составов существенно увеличилась, особенно на растяжение при изгибе (до 100%). Исключением явилась прочность образцов без добавки С-3, которые дали уменьшение прочности на сжатие на 25%.

Будут продолжены испытания части

Прочность образцов, МПа, через			
28 сут		3 года	
$B/C=0,58$ , О.К.=5...6 см (без до- бавки)	$B/C=0,58$ , О.К.=5...6 см (без до- бавки)	$B/C=0,46$ , О.К.=5...6 см (с С-3)	$B/C=0,58$ , О.К.=18... ...20 см (с С-3)
20,2/2	15,4/3,75	30,4/5,8	20,5/2,9

Примечание. Перед чертой — на сжатие, после черты — на растяжение при изгибе.

изготовленных образцов напрягающего бетона на замораживание и оттаивание после 1500 циклов.

Таким образом, подтверждена сохранность длительной прочности бетонов на НЦ в самых суровых условиях эксплуатации, соответствующей сроку службы 250—300 лет. Испытания подтвердили возможность применения таких бетонов в условиях открытых трубопроводов, какими являются трубопроводы ГАЭС и насосных станций мелиоративных систем.

## В порядке обсуждения

УДК 691.327:539.4

С. С. ГОРДОН, канд. техн. наук (ВНИИЖелезобетон)

## О бетоне с фиксированным щебеночным каркасом

Авторы статьи [1] на основе опытов и теоретических представлений считают перспективными бетоны раздельной укладки — сначала плотно уложенный щебень, а затем втопленный в него с длительным виброуплотнением раствор. При этом использованы портландцемент активностью 55 МПа, речной песок фракции 0—2,5 мм ( $M_{кр}=2,17$ ) и гранитный щебень. К качеству аналога изготовлен обычный бетон на этом же сырье следующего состава: цемент — 350 кг, вода — 160 л, песок — 451 кг, щебень — 1540 кг ( $B/C=0,47$ ;  $r=0,23$ ). При твердении при температуре  $t=20\pm 2^\circ\text{C}$  и влажности 90% у обычного бетона  $R_{28}=24,5$  МПа, а при двух способах раздельной укладки — 26,2 и 29,3 МПа. Прирост прочности объясняется взаимным контактом зерен щебня при минимальной толщине прослоек цементного теста.

В соответствии с Руководством [2] и СН 386-74 при прочности бетона  $R_{28}=24,5$  МПа расход цемента марки 500 составляет 245, а не 350 кг/м<sup>3</sup> по [1].

По формуле (1) Руководства [2] кубиковая прочность бетона при данном  $B/C$ , при определенном  $r$  и технологии изготовления бетона должна быть 53,5, а не 24,5 МПа, как в опытах с обычным бетоном. Если считать, что указан-

ная формула завышает прочность высокомарочного бетона примерно на 10%, то потенциальная прочность бетона окажется вдвое выше полученной в работе [1].

Такое снижение прочности бетона может быть следствием чрезмерного насыщения его щебнем, что сильно затрудняет уплотнение бетонной смеси. К сожалению, в рассматриваемой работе коэффициент уплотнения смеси не измеряли. Некоторое увеличение прочности бетона при раздельной укладке возможно вследствие длительного виброуплотнения (5—10 мин), но в этих условиях добиться достаточного использования свойств цемента и гранитного щебня не удастся. Причина недостаточной эффективности бетона заключается в особенностях его структуры.

В бетоне оптимальной структуры несколько фракций заполнителей (например, две фракции песка и две — четыре фракции щебня в зависимости от его предельной крупности) должны равномерно распределяться в объеме бетона с промежутками между зернами песка в пределах 20—80 мкм, заполненными цементным тестом, и с промежутками между зернами щебня (гравия) около 0,2 максимального поперечника  $d$  этих зерен. При чрезмерном увеличении этих промежутков повышается расход цемента,

происходит расслоение бетонной смеси, а при сближении зерен песка и щебня (гравия) увеличивается объем начальных несплошностей контактов цементного (растворного) камня с заполнителями, что резко снижает прочность и долговечность бетона [3].

Результаты опытов [1] подтверждают эти положения как для обычного бетона с низкой и неэффективной величиной  $r$ , так и для бетона раздельной укладки с вероятным наличием большого объема несплошностей в контактах щебня с растворным камнем.

Известно, что при скоплении щебня в отдельных объемах уплотняемой конструкции даже при усилнном виброудействии не удастся избежать раковин, снижения прочности и долговечности. Нежелательно также применение одной крупной фракции щебня (в данных опытах 20—40 мм).

Изложенное подтверждается также работами [4] (при сближении зерен щебня от 0,2 до 0,1  $d$  трещиностойкость модели бетона снижалась) и [5] (при сближении зерен щебня от 0,25 до 0,1  $d$  прочность бетона при одноосном сжатии снизилась на 10%).

Таким образом, предложения, изложенные в статье [1], скорее всего окажутся нецелесообразными, в том числе с применением суперпластификаторов.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетон с фиксированным щебеночным каркасом / В. И. Соломатов, А. И. Мордич, И. С. Черненко, Н. В. Завадская. — Бетон и железобетон, 1983, № 6.
2. Руководство по подбору составов бетона / Л. А. Малинина, В. М. Медведев, В. П. Силов и др. М., Стройиздат, 1979.
3. Гордон С. С. Структура и свойства тяжелых бетонов на заполнителях различных видов. М., Стройиздат, 1969.
4. Орендлихер Л. П. Трещиностойкость бетонов. М., Стройиздат, 1976.
5. Slate F. O. Stress-strain Response and Fracture of a concrete Model in Biaxial Loading. — Journal of the American Concrete Institute, 1971, No 8.

## Книга о прогрессивных конструкциях пролетных строений мостов

Захаров Л. В., Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов/Под ред. Н. М. Колоколова. М., Транспорт, 1983, 232 с.

По проектированию и сооружению неразрезных железобетонных пролетных строений в нашей стране и за рубежом накоплен значительный опыт. Однако в обширной советской литературе по мостостроению, к сожалению, до сих пор не было публикаций, комплексно рассматривающих широкий круг вопросов по проектированию, изготовлению, внедрению и дальнейшему совершенствованию эффективных неразрезных железобетонных пролетных строений. Этой теме и посвящена интересная работа ученых ВНИИтранстроя.

В книге рассмотрены основные аспекты применения сборного, главным образом преднапряженного, железобетона в отечественном и зарубежном мостостроении.

Так, глава I обобщает современное состояние строительства сборных неразрезных железобетонных мостов. В ней изложены также основные направления научно-технического прогресса в мостостроении.

Материалы по различным конструкциям пролетных строений и методам их сооружения (из стандартных блоков и плит, монтируемые кранами; из блоков плитно-ребристых конструкций — ПРК, собираемые с помощью монтажных агрегатов; пролетные строения, монтируемые навесной сборкой, продольной надвижкой и перевозкой на плавучих опорах) сконцентрированы в главах 2—5. Здесь отмечены конструктивные особенности пролетных строений, рассмотрены технологические процессы их изготовления, краны и агрегаты для монтажных работ; приведены характерные примеры пролетных строений из отечественной и зарубежной практики и другие материалы. Опубликованы данные по современным прогрессивным конструкциям ПРК (для четырех групп сооружений), которые благодаря конструктивным, технологическим и экономическим преимуществам весьма перспективны и находят все большее применение в железобетонном мостостроении.

Расчетным схемам и расчетам неразрезных пролетных строений посвящены главы 6 и 7. Повышенный интерес представляют материалы по применению ЭВМ для расчетов пролетных строений, так как для статически неопределимых систем объем расчетов и вычислений велик и в дальнейшем роль ЭВМ, как справедливо подчеркивают авторы, будет неуклонно возрастать.

В главе 8 сконцентрированы данные, характеризующие конструктивные детали пролетных строений (клен, напрягае-

мая арматура, каналобразователи, опорные части, деформационные швы). Приведены рекомендации по технологическим процессам, обеспечивающим монолитность сборных сооружений (технология склеивания, устройство каналов для напрягаемой арматуры, инъецирование каналов и др.).

В книге затронута важная проблема железобетонного мостостроения — гидрозащита. Даны рекомендации по современным механизированным способам гидроизоляции: многослойная гидрозащита, покрытия по поверхности несущих конструкций, выполняющие одновременно роль гидроизоляции и полотна проезжей части моста, а также создание железобетонных конструкций, стойких к агрессивному воздействию атмосферы.

Технико-экономическая оценка железобетонных пролетных строений приведена в последней, девятой главе. Эти показатели характеризуют расход материалов и трудозатрат по построенным сооружениям в зависимости от величины пролетов, конструкции пролетных строений и методов их монтажа. Рассмотрены также вопросы унификации пролетных строений, подчеркнута экономическая эффективность и насущная необходимость этого мероприятия, приведены принципы унификации пролетных строений по длине, поперечному сечению и модульности железобетонных блоков.

При сравнительно небольшом объеме издания авторы сумели изложить обширный материал, связанный с расчетом, проектированием, изготовлением и монтажом прогрессивных неразрезных пролетных строений мостов из железобетона, имеющих высокие конструктивные, технологические, эстетические и технико-экономические показатели.

Книга написана на должном инженерном и научном уровне, подчеркивающим высокую профессиональную эрудицию авторов, и хорошо отредактирована. Помещенные в книгу фотографии, чертежи, графики, расчетные схемы — высокого качества и гармонично дополняют текстовый материал.

В то же время следует высказать и некоторые критические замечания по рецензируемой работе.

Поскольку в публикации подчеркнуты преимущества неразрезных железобетонных пролетных строений, следовало бы отметить и присущие им недостатки (большая масса пролетных строений, необходимость повышенной точности монтажа блоков и регулирования уси-

лий, чувствительность неразрезных систем к осадкам опор моста и др.).

Авторы не подчеркивают важность и перспективность внедрения высокопрочных и легких бетонов в мостостроении. Следовало бы, на наш взгляд, более четко отметить высокую индустриальность, эстетичность и экономичность пролетных строений из блоков постоянной высоты, изготавливаемых в заводских, а не в построечных условиях, так как полигонное изготовление блоков не способствует индустриализации мостостроения и снижению стоимости строительномонтажных работ. К сожалению, в настоящее время основной объем сборных конструкций неразрезных пролетных строений изготавливают на полигонах мостостроительных организаций.

Не дано определения понятия строительной высоты железобетонных автодорожных пролетных строений, поэтому неясно, чем отличается строительная высота пролетных строений от высоты блоков, указанной на чертежах.

В § 5.1 и 5.2 следовало бы отметить, что наиболее эффективна так называемая конвейерно-тыловая сборка пролетных строений из блоков постоянной высоты на берегу в сочетании с продольной надвижкой в пролет. Известно, что этот метод впервые осуществлен в Советском Союзе.

Было бы целесообразно рассмотреть особенности конструкции неразрезных пролетных строений для районов с повышенной сейсмичностью, возможность и перспективы их применения в Северной климатической зоне.

Какая-то современных конструкций гидроизоляции проезжей части мостов, уместно более подробно проанализировать разработки ВНИИтранстроя по устройству специальных гидрозащитных слоев в железобетонных конструкциях пролетных строений, отметить, что в опытных условиях подобная конструкция гидрозащиты весьма эффективна.

В главе 9 было бы весьма желательно сделать конкретные выводы о преимуществах и недостатках тех или иных конструкций пролетных строений и условиях их применения.

Разумеется, отмеченные недостатки легко устранимы при повторном издании книги и не снижают общего высокого качества работы. Она станет хорошим пособием для проектировщиков, строителей и научных работников, занимающихся мостостроением, а также студентов мостостроительной специальности высших учебных заведений.

И. Г. ВЫПОВ, канд. техн. наук

## Для улучшения качества бетонных работ

(к выпуску серии плакатов-пособий)

Бетонные работы на строительной площадке занимают одно из главных мест во всем процессе строительно-монтажных работ. Поэтому улучшение условий работы и повышение производительности труда здесь имеют первостепенное значение, чему способствует внедрение прогрессивных средств малой механизации, оснастки, механизированного и ручного инструмента, средств измерений, контроля и индивидуальной защиты рабочих.

Стройиздатом подготовлена к изданию серия плакатов «Нормокомплекты для строительно-монтажных работ», включающая необходимую номенклатуру технических средств для ведения бетонных работ при монтаже зданий и сооружений. Здесь представлены и рекомендуются к широкому внедрению последние достижения отечественной промышленности, разработки разных организаций и предприятий, способствующие повышению производительности труда и качества продукции, в частности, на бетонных работах. На 35 двусторонних плакатах представлены 24 нормокомплекта оснастки, рассчитанные на оптимальные составы бригад и звеньев. Плакаты представляют собой наглядные пособия для обучения рабочих и студентов.

**Нормокомплект-1 для устройства крупноблочных и свайных фундаментов** звеном из 7 рабочих состоит из агрегата для приема и перемешивания раствора, 4 причальных скоб, 2 ящиков для раствора емкостью 0,27 м<sup>3</sup>, 2 правил с металлической окантовкой, 2 металлических лестниц, металлической рамки для растилки раствора, 2 реек-правил (гладкой и зубчатой) и нескольких инвентарных обносков. Здесь определенный интерес представляет упомянутый в перечне агрегат, разработанный сотрудниками треста Мособлоргтехстрой. Применение агрегата позволяет зимой сохранять раствор в теплом состоянии, что исключает его потери и дает возможность вести работу с необходимыми техническими перерывами. Следует также отметить мобильность агрегата, обеспечивающую беспрепятственную передачу раствора в пределах строительной площадки.

В этот нормокомплект включены сваебойный агрегат, 2 приспособления для разворота свай, 2 кондуктора для контроля забивки свай, агрегат для приготовления и подачи битумной мастики (конструкции треста Мособлоргтехстрой), устройство с гидравлическим приводом для скалывания свай С-990, устройство для срезания свай (конструкции треста Мособлоргтехстрой), отказомер

(конструкции треста Оргтехстрой Минстроя Латвийской ССР), кольцевой строп, бачок для битумной мастики и 2 кровельные травяные щетки. Звену прилагаются: инструментально-раздаточная мастерская МИРП-1 (разработана трестом Энергомеханизация Минэнерго СССР), снабженная набором инструмента, перечисленного на плакате, и необходимые средства индивидуальной защиты.

**Нормокомплект-3 для монтажа крупнопанельных жилых домов** прилагается комплексной бригаде из 24 рабочих. Оборудование и инструмент комплекта представлены на 4 двусторонних плакатах. На плакате № 1 показаны гидравлический кантователь грузоподъемностью 7 т для монтажа панелей перекрытий (разработан трестом Мосоргстрой), 5 треугольных стоек для временного крепления перегородок и внутренних стеновых панелей, 12 стержневых и 6 петлевых захватов для плит перекрытий, а также 3 монтажных калибра конструкции треста Мосоргстрой, рейка-отвес, 6 угловых струбцины, 4 укороченных подкоса длиной 3050—3350 мм и 22 подкоса длиной 2260—2560 мм (конструкции ЦНИИОМТП), 6 базовых подкосов, 4 приспособления для дистанционной отцепки крюков и захват для монтажа труб мусоропровода. Кроме того, в нормокомплект входят стол монтажника (5 шт.), вилочный захват для монтажа лестничных маршей и площадок (2 шт.), контейнер для сухих смесей емкостью 2,7 м<sup>3</sup> (2 шт.), телескопический подкос для балконной плиты (8 шт.), контейнер для песка и керамзита емкостью 0,25 м<sup>3</sup> (6 шт.), будка монтажников (разработана бюро внедрения ЦНИИОМТП) и агрегат с турбулентным смесителем СБ-43Б для приготовления раствора и бетона из сухих смесей (конструкции УМОР Главмосстроя). Этот универсальный агрегат позволяет готовить раствор и бетон в любом минимальном количестве, что очень важно при замоноличивании стыков.

На плакате № 2 изображены ящики для раствора емкостью 0,1 м<sup>3</sup> (4 шт.) и 0,27 м<sup>3</sup> (4 шт.), контейнер для мусора емкостью 1 м<sup>3</sup> (2 шт.), агрегат для приготовления и подачи битумной мастики, машина для подогрева и нанесения битумной мастики СО-122А, поэтажная телескопическая мачта для освещения рабочих мест (2 шт.) и тележка для раствора со счетным ящиком емкостью 0,1 м<sup>3</sup> (2 шт.). В комплект входят также ограждения для люков и проемов шахты лифта, 4 лестницы для подъема на этаж, 2 лестницы-стремянки, ограждения для лестничных маршей и площадок (10 компл.), наголовный щиток

НБТ-1 и панели для электродов (2 шт.). На плакате приведен перечень средств индивидуальной защиты: строительные каски (24 шт.), универсальный щиток-маска УН для электроосвещения в комплекте со светофильтром (2 шт.), резиновые технические перчатки (2 пары), 8 сигнальных флажков и универсальная аптечка.

На плакате № 3 изображены распылительные головки для металлизации закладных деталей с питательным бачком, снабжающим порошком для напыления, контейнер-тележка, укомплектованный баллонами пропана (бутана), шлангами и огнетушителями, передвижная компрессорная установка СО-7Б с масловодоотделителем. Здесь же показаны сварочный трансформатор ТД-500 со сварочными проводами, 2 электрододержателя, 2 скребка, 2 инструментальных щипца сварщика, приспособление для гнутья арматурных стержней, 2 рейки с уровнем для выверки вертикальности стеновых панелей и 2 передвижных шаблона для проемов.

На обороте этого плаката изображены бачок для битумной мастики (2 шт.), приспособление для нанесения мастики на ленту рубероида, приспособление для укладки бетона, инвентарная опалубка для замоноличивания стыков (10 шт.), глубинный электровибратор ИВ-95, контейнер для закладных деталей (2 шт.), предохранительный пояс (10 шт.), фаловое страховочное устройство и инструментальная мастерская (конструкции ДСК-1 Главмосстроя).

Плакат № 4 позволяет ознакомиться с устройством будки изолировщика (конструкции ЦНИИОМТП), в которой размещаются емкости с мастикой (2 шт.), термостат для подогрева гильз с мастикой, установка для набивки гильз мастикой в комплекте с компрессорной установкой СО-7Б. В оборудование будки изолировщика включены также пневматический шприц для герметизации стыков нетвердеющими мастиками и газовая горелка ГПС-15 для просушивания стыков в комплекте с контейнером-тележкой, баллонами пропана, шлангами и огнетушителями.

На 4-м плакате, завершающем показ оборудования нормокомплекта-3, показана навесная площадка для заделки стыков наружных стеновых панелей, двухместная люлька с электроприводом ЛЗ-100-300 (разработанной СКБ Мосстрой Главмосстроя), расшивка для уплотнения герметизирующих мастик в стыках (2 шт.), ролики для закатывания прокладок поролона в стыки (2 шт.), подштопки для заделки раствором горизонтальных швов (2 шт.), накладного ключа для гнутой арматуры (2 шт.), круглых киянок (2 шт.), заправщика жгутовых материалов и электрогерметизатора «Стык-20». Здесь же приведен перечень других приспособлений: это преобразователь частоты тока ИЭ-9405, электроточило ЭТ-1, электроды для сушки электродов, переносный понижающий трансформатор ИВ-4 на 36 В, ящик-тележка для раствора вместимостью 0,09 м<sup>3</sup> (3 шт.), стеллаж-пирамида для складирования монтажной оснастки, универсальный столик для помещений высотой до 2,7 м (2 шт.) и ящики для раствора при работе в зимних условиях вместимостью

мостью по 0,24 м<sup>3</sup> (4 шт.). Кроме перечисленного в нормоконструкторный комплект входят стандартный рабочий инструмент и контрольно-измерительные приборы, наименования и количество которых даны на обороте плаката.

**Нормоконструкторный комплект-4 для монтажа многоэтажных сборных железобетонных зданий** рассчитан на оптимальный состав бригады из 20 монтажников.

На плакате № 1 изображено основное монтажное приспособление — рамно-шаририный индикатор (конструкции Свердловского филиала института Индустройпроект). В нормоконструкторный комплект входят 4 таких индикатора. Они дополнены шаблоном для разметки осей колонн, 4 уголкообразными кондукторами для совмещенного монтажа, выверки и временного закрепления колонн, спаренных 10 струбцин для временного крепления панели к колонне и 2 захватами для монтажа колонн. На обороте этого плаката помещен рисунок агрегата с турбулентным смесителем СБ-43Б для приготовления раствора и бетона из сухих смесей. Показаны пресс-опалубка для замоноличивания стыков колонн (4 шт.), ящик для раствора емкостью 0,27 м<sup>3</sup> (6 шт.), контейнер для сухих смесей емкостью 2,7 м<sup>3</sup> (2 шт.), контейнер для песка и керамзита емкостью 0,25 м<sup>3</sup> (4 шт.) и тележка для раствора со съёмным ящиком емкостью 0,1 м<sup>3</sup> (4 шт.). Приведены также набор и количество средств индивидуальной защиты монтажников.

Плакат № 2 позволяет ознакомиться с общим видом следующих приспособ-

лений: склад-пирамида для хранения железобетонных панелей, передвижная площадка (2 шт.), стойки для крепления гипсобетонных перегородок (8 шт.), лестницы для подъема на этажи высотой 3—4,2 м (5 шт.), приспособление для дистанционной отцепки крюков (2 шт.), приспособление для крепления перегородок к балкам перекрытия (6 шт.), захват вилочный для монтажа лестничных маршей и площадок (2 шт.).

На обороте плаката изображены временное ограждение для опасных зон на перекрытии (количество в комплекте устанавливается по потребности), стол монтажника (4 шт.), рейка с уровнем для выверки вертикальности стеновых панелей, ограждение лестничных маршей и площадок (10 шт.), мостик перекидной для монтажника (2 шт.). Здесь же представлены в рисунках ролик для закатывания прокладок из поризолола в стыки (2 шт.), подштопка для заделки раствором горизонтальных швов (2 шт.), расшивка для уплотнения герметизирующих мастик в стыках (2 шт.), заправщик жгутовых материалов, электрогерметизатор «Стык-20» и инструментальный ящик сварщика (2 шт.).

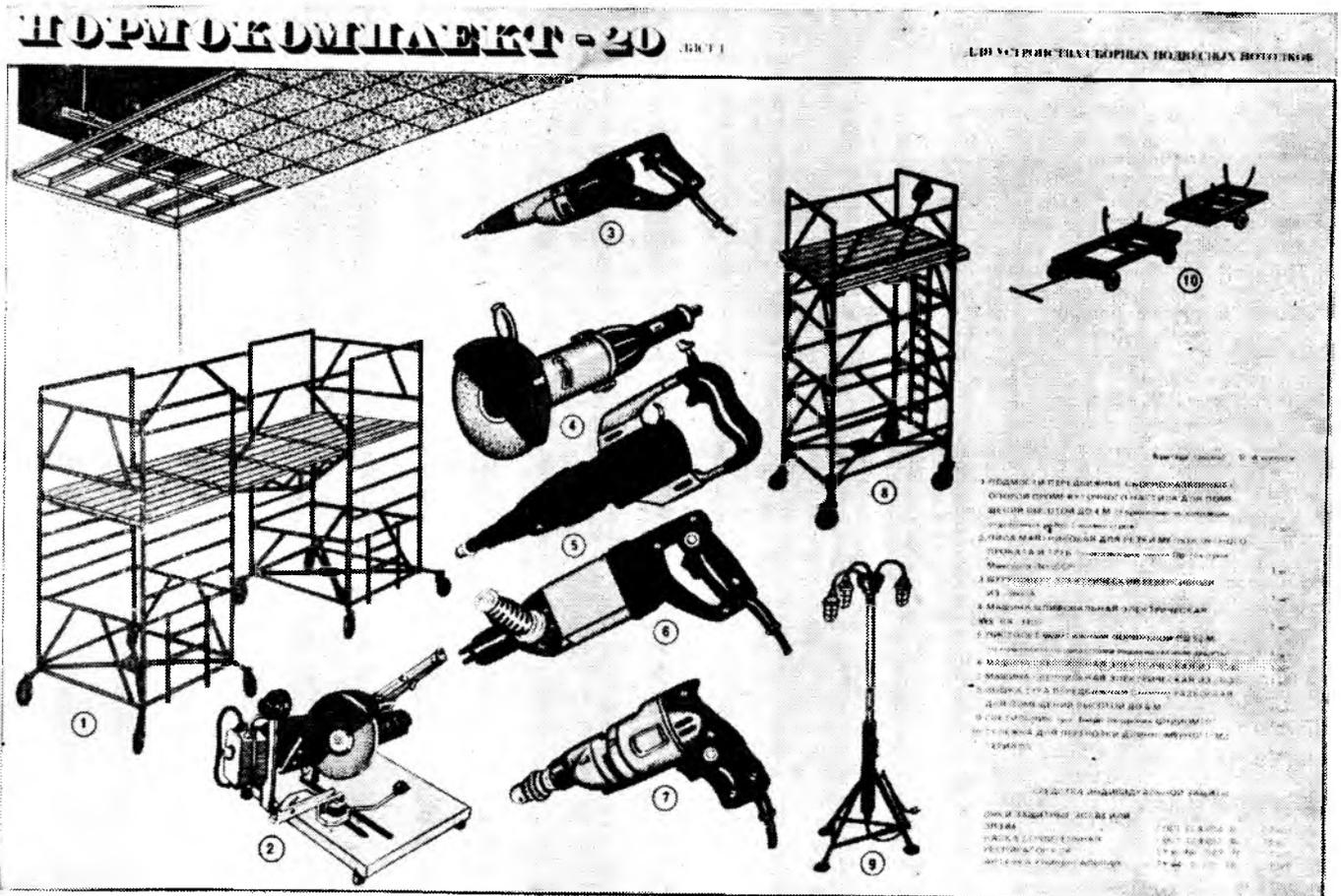
На плакате № 3 изображены поэтажная телескопическая мачта для освещения рабочих мест (2 шт.), двухместная люлька с электроприводом ЛЗ-100-300, скребок, электрододержатель (2 шт.), фаловое страховочное устройство, предохранительный пояс (18 шт.), сварочный трансформатор ТД-500 и будка монтажника. Здесь приведен набор контрольно-измерительных средств.

Рисунки на обороте плаката позволяют ознакомиться с оборудованием для защиты стальных закладных деталей путем металлизации: распылительной головкой, бачком питательным с порошком для напыления, контейнером-тележкой с баллонами газа (пропан-бутана), шлангами и огнетушителями в комплекте с газовой горелкой ГПС-5, передвижной компрессорной установкой СО-7Б с водомаслоотделением. Здесь показаны газовая горелка ГПС-15 для просушивания стыков и будка изолированная, в которой размещены емкости с мастикой (2 шт.), термостат для подогрева гильз с мастикой и установка для набивки гильз мастикой в комплекте с компрессорной установкой СО-7Б, пневматическим шприцем для герметизации стыков нетвердеющими мастиками и 2 предохранительными верхолазными устройствами (конструкции Ногинского опытного завода монтажных приспособлений Минмонтажспецстроя СССР).

Бригаде монтажников выделяются набор стандартных инструментов, преобразователь частоты тока ИЭ-9405, электрическое точило ЭТ-1, переносной понижающий трансформатор ИВ-4 на 36 В, ящики для раствора при работе в зимних условиях емкостью 0,24 м<sup>3</sup> (4 шт.), 6 ведер, 2 пеньковых каната диаметром по 8—10 мм и длиной 30 м.

**Нормоконструкторный комплект-5 для монтажа сборных железобетонных конструкций одноэтажных производственных зданий** рассчитан на бригаду из 10 человек.

Плакат № 1 иллюстрирует монтажную оснастку, входящую в нормокон-



лект: металлическая приставная лестница конструкции ВНИПИ Промстальконструкция (2 шт.), инвентарный винтовой клин (24 шт.), полуавтоматическое приспособление для монтажа двухветвевых колонн конструкции ВНИПИ Промстальконструкция (2 шт.), навесная площадка для монтажа ферм и балок (2 шт.), глубинный электрический вибратор ИВ-95, ящик для раствора вместимостью 0,27 м<sup>3</sup> (4 шт.), контейнер для жгутовых материалов (2 шт.).

В нормокомплект также входят приспособление для монтажа железобетонных ферм с дистанционной расстроповой конструкции ВНИПИ Промстальконструкция (2 шт.), приспособления для временного крепления верхнего пояса ферм (2 шт.), приспособления для монтажа железобетонных балок покрытия (2 шт.), кондуктор для крепления опор балок покрытий (4 шт.), приспособления для дистанционной отцепки крюков конструкции треста Мосоргстрой (2 шт.), предохранительное верхолазное устройство ПВУ-2 конструкции Ногинского опытного завода монтажных приспособлений Минмонтажспецстроя СССР (2 шт.), 6 инструментальных ящиков и сварочный трансформатор ТД-500 в комплекте со сварочными проводами.

На плакате № 2 изображено входящее в нормокомплект оборудование: распылительная головка для металлизации закладных деталей, питательный бачок с порошком для напыления, контейнер-тележка с баллонами газа (пропан-бутана), шлангами и огнетушителями, масловодоотделитель, передвижная компрессорная установка СО-7Б, пневматический шприц для герметизации стыков нетвердеющими мастиками (рабочие чертежи бюро внедрения ЦНИИОМТП), будка изолировщика. В будке смонтированы термостат для подогрева гильз с мастикой, установка для набивки гильз мастикой в комплекте с компрессорной установкой СО-7Б и 2 емкости для мастики.

Бригада монтажников снабжается газовой горелкой ГПС-15 для просушивания стыков в комплекте с контейнером-тележкой, баллонами газа, шлангами и огнетушителями, 2 роликами для закатывания прокладок из поронизола в стыки, фаловым страховочным устройством (рабочие чертежи треста Мосоргстрой), подштопкой для заделки раствором горизонтальных швов, 2 пеньковыми канатами диаметром по 8—10 мм и длиной 30 м, 2 универсальными щитками-масками УН для электросварщика в комплекте со светофильтром и 2 электрододержателями.

В нормокомплект включен набор стандартных слесарно-монтажных инструментов и контрольно-измерительных приспособлений, перечень которых приведен на плакате.

**Нормокомплект-7 для монтажа трехслойных стеновых панелей с металлической облицовкой** составлен для бригады из 12 монтажников.

Собственно монтажу панелей предшествует процесс укрупнительной сборки, для чего бригада получает специальный стенд, конструкция которого разработана трестом Оргтехстрой Главсредуралстроя. Для такой сборки в нормокомплект входят 2 электрические сверильные машины ИЭ-1019А, 2 электрических

ручных гайковерта ИЭ-3113, электрический реверсивный шуруповерт ИЭ-3602А, электрическая сверильная машина ИЭ-1035, электрическая шлифовальная машина ИЭ-2102А, 2 сварочных трансформатора ТД-500 (в комплекте со сварочными проводами) и преобразователь частоты тока ИЭ-9405. На плакате изображены включенные в нормокомплект приспособления для хранения комбинированных заклепок и траверса для подачи пакета панелей на стенд сборки.

При монтаже стен из укрепленных элементов бригада использует следующие приспособления: захват в комплекте с 4-ветвевой траверсой для подачи укрупненного элемента со стенда на площадку складирования, траверсу для подъема и монтажа укрупненного элемента, 2 монтажные люльки БА1, 2 навесные лестницы со съёмным ограждением, 4 винтовых домкрата с лапой, 2 пары струбин для поджатия укрупненного элемента к ранее смонтированному, ручную рычажную лебедку, 8 навесных лестниц ЛА1 и ЛА2, ручной пистолет односторонней клепки СТД-96/1, ручной шприц для нанесения тиколовой мастики при небольшом объеме работ.

Кроме перечисленных приспособлений бригада обеспечивается набором стандартных слесарно-монтажных инструментов и контрольно-измерительных приспособлений, а также средствами индивидуальной защиты, перечень которых дан на плакате.

**Нормокомплект-17 для вакуумирования бетонных полов** предназначен для бригады из 7 бетонщиков. Вакуумная обработка позволяет использовать более подвижные бетонные смеси (с осадкой конуса до 10 см), что обеспечивает снижение трудовых затрат при устройстве полов, площадок, дорог. После вакуумирования и заглаживания поверхность конструкций становится ровной и характеризуется высокой износостойкостью. С помощью перечисленного ниже комплекта оборудования бригада может за смену уложить до 350 м<sup>2</sup> бетонных полов.

В нормокомплект входят отсасывающий мат со шлангом и быстроразъемными соединениями для равномерного удаления излишка воды из бетона (конструкция института Укрорттехстрой), вакуум-агрегат для обеспечения непрерывного вакуума в отсасывающем мате, виброрейка с катучными роликами, виброрус для уплотнения бетонной смеси при устройстве тротуаров и отмосток. Кроме того, для укладки бетонной смеси бригада использует комплект опор с направляющими брусками, зубчатый и плоский скребки с шарниром для выравнивания смеси, опору для вакуумирования на твердом основании и глубинный электрический вибратор ИВ-95. Грубое заглаживание бетонной поверхности пола производится машиной СО-103, а окончательное заглаживание и затирка — машиной СО-135.

Прочие инструменты, приспособления и средства индивидуальной защиты бригаде выделяются по списку, приведенному на плакате.

**Нормокомплект-18 для устройства мозаичных и полимербетонных полов** рассчитан на бригаду из 15 чел. Коллектив получает в свое распоряжение установ-

ку для приготовления мозаичной смеси, самоходное шасси Т-16 для транспортировки смеси на место укладки, передвижной гаситель в комплекте с установкой для подачи раствора (конструкция СКБ Мосстроя Главмосстроя), установку для приема и подачи жестких растворов, поверхностный электрический вибратор ИВ-91, виброрейки СО-131 и СО-132 длиной 1,5 и 3 м. Обработка поверхности уложенного мозаичного покрытия производится самоходной мозаично-шлифовальной машиной СО-133 и мозаично-шлифовальной машиной СО-111.

При устройстве полимербетонного покрытия смесь готовится на рабочем месте в бетономесителе СБ-101, обработка покрытия производится подметальной вакуумной машиной КУ-405, электрической шлифовальной машиной с гибким валом ИЭ-8201А и машиной для заглаживания бетонной поверхности СО-135.

Кроме перечисленного оборудования в нормокомплект входят набор стандартного инструмента, приспособления и средства индивидуальной защиты, перечень которых дан на плакате.

**Нормокомплект-20 для устройства сборных подвесных потолков** рассчитан на бригаду (звено) из 5—6 рабочих. В помещениях высотой до 2,7 м монтаж ведется с 4 двухвысотных столиков с ограждением и полкой, до 4 м — с 2 передвижных сборно-разборных подмостей с опорой промежуточного настила (конструкция УМОР Главмосстроя), до 6 м — с передвижной сборно-разборной вышки-туры (2 шт.). Контроль точности выверяемой поверхности при устройстве подвесных потолков площадью более 25 м<sup>2</sup> предусмотрен с помощью лазерного контрольно-технологического прибора ЛКТ (конструкция ЦНИИОМТП). При меньшей площади потолка разметка положения каркаса производится с помощью гибкого (водяного) уровня, разметочного шнура-отвеса и капроновой нити длиной 50—80 м.

Нарезка элементов каркаса из мелкозернистого проката предусмотрена на маятниковой пиле конструкции треста Оргтехстрой Минстроя ЛатвССР, деревянные же бруски каркаса нарезаются по месту на стенде конструкции треста Ленинградоргстрой. Для перевозки плит служит трехколесная тележка. Бригада обеспечивается столом-верстаком с шаблоном для сортировки плит АГШ, шаблоном для сверления отверстий в пакете плит, тележкой для перевозки длинномерного материала.

В нормокомплект включены необходимые средства индивидуальной защиты и набор стандартных ручных инструментов, перечисленные на плакате.

Предусмотрены также электрический реверсивный шуруповерт ИЭ-3602А, электрическая шлифовальная машина WS BA-1400, поршневой монтажный пистолет ПЦ 52-М, 2 электрические сверильные машины ИЭ-1032 и ИЭ-1035, 2 светильника (чертежи бюро внедрения ЦНИИОМТП), 2 лестницы с площадкой, сварочный трансформатор ТД-500 У2 в комплекте со сварочными проводами, электрододержатель пассивного типа ЭП-2, универсальный щиток-маска УН для электросварщика в комплекте со светофильтром.

УДК 691.327:620.1.05

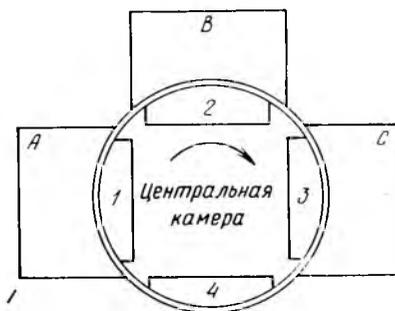
## Установка для ускорения климатических испытаний строительных материалов и конструкций

Долговечность строительных материалов и конструкций в значительной степени зависит от результатов совместного воздействия различных климатических факторов на сооружение. В их числе солнечная радиация, изменение температуры, влажность и барометрическое давление, ветровая эрозия, содержание химически активных компонентов в окружающей среде и т. д. Различия в сочетании климатических факторов, их интенсивность и доля в суммарном воздействии влияют на оценку долговечности строительных материалов, конструкций или их отдельных элементов. Применяемые в современной практике методы ускоренных испытаний на атмосферостойкость с использованием серийно изготавливаемых климатических камер дают лишь условную оценку свойств материала.

Определенный интерес представляет опыт ускоренных климатических испытаний\*, накопленный в Трондхеймском отделении Норвежского научно-исследовательского строительного института, где в 1965 г. была создана лабораторная установка, успешно проработавшая до 1979 г.

При создании установки авторы пытались смоделировать сочетание условий, максимально приближенных к натурным, включая размеры опытных образцов. Климатическая установка (см.

рисунок) состоит из вращающейся центральной цилиндрической камеры и трех неподвижных шкафов А, В и С. В центральной камере расположены четыре экспозиционные рамы в виде изолированных ниш, на которых размещаются опытные образцы или фрагменты конструкций размером до  $0,9 \times 0,9 \times 0,9$  м. Центральная камера через заданные интервалы времени поворачивается на  $90^\circ$  таким образом, что испытываемые образцы попадают в зону действия одного из неподвижных шкафов, создавая следующий цикл испытаний: шкаф А — солнечная радиация и нагрев; шкаф В — дождевание деминерализованной водой с расходом около  $15 \text{ л на } 1 \text{ м}^2/\text{ч}$ ; шкаф С — охлаждение и замораживание образцов при температуре  $-20^\circ\text{C}$ ; оттаивание образцов при температуре  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  и  $40 \pm 10\%$  от-



Принципиальная схема климатической установки

\* T. Gjelsvik. Apparatus for accelerated weathering of building materials and components.—Materials and Structures, 1983, No 93.

УДК 624.016.5.46

Васильев А. П., Быченков Ю. Д., Лим Ю. А. Прочность узлов сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 13—14.

Приводятся данные исследований пространственных узлов сопряжения колонн с ригелями продольных и поперечных рам каркаса многоэтажных зданий при сейсмических нагрузках. Испытывали типовые и усовершенствованные стыки ригелей с колонной. Показана возможность пропуска рабочей арматуры продольных ригелей в обхват колонн. Предлагаемый вариант узла сопряжения позволяет снизить трудозатраты и материалоемкость при изготовлении и монтаже конструкций. Ил. 3, список лит.: 4 назв. УДК 69.022.97

Болдышев А. М., Мальганов А. И. Колонны Х-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных промзданий. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 19—20.

Приведены результаты исследований колонн Х-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных промзданий, применение которых позволяет снизить расход бетона. Ил. 2, табл. 1. УДК 624.074.4

Шугаев В. В., Людковский А. М., Шапиро А. В. Натурные испытания типовых железобетонных оболочек. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 20—22

Рассмотрены результаты натурных испытаний двух сборных железобетонных оболочек размером  $18 \times 24$  м на действие равномерной и сосредоточенных нагрузок. На основе анализа напряженно-деформированного состояния подтверждена правильность принятого конструктивного решения, обеспечивающего тангенциальную подвижность многоволновых оболочек на промежуточных диафрагмах. Ил. 4, табл. 1, список лит.: 2 назв. УДК 693.564

Маилян Р. Л., Ганага П. И. О предельном уровне преднапряжения арматуры. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 23—24

Дано обоснование возможности повышения верхнего предела преднапряжения арматуры, что позволит увеличить прочность железобетонных элементов по нормальным сечениям до 13%, существенно улучшить трещиностойкость и снизить деформативность, что приведет к экономии арматурной стали. Ил. 2, табл., 3, список лит.: 3 назв.

носительной влажности. Длительность всего цикла обычно составляет 4 ч — по 1 ч на каждый тип воздействий. В специальных случаях время пребывания камеры в отдельных позициях можно изменять от 10 мин до 6 ч. Весь период ускоренных испытаний занимает от 56 до 112 сут., а в некоторых случаях — от 14 до 336 сут.

Долговечность испытываемых образцов выражается различным образом в зависимости от целей испытаний. Обычно состояние образцов оценивается как изменениями внешнего вида, так и физико-механических характеристик, в том числе потери массы, прочности и т. д.

Для материалов всех типов и ограждающих конструкций методика и циклы испытаний постоянны, однако длительность отдельных позиций в цикле в некоторых случаях может быть изменена. Перенос результатов ускоренных испытаний на натурные условия всегда содержит в себе некоторую долю неопределенности. Однако 15-летний опыт сопоставительных испытаний различного рода позволил выявить некоторые закономерности и в том числе установить коэффициент ускорения испытаний, который для условий Скандинавии составляет 12—15.

Учитывая накопленный положительный опыт ускоренных испытаний на атмосферостойкость, в Норвежском научно-исследовательском строительном институте в 1979 г. была закончена и пущена в эксплуатацию новая установка, которая по размерам превышает старую в 4 раза и позволяет проводить испытания на образцах размером  $1,5 \times 2,5$  м. Новая установка усовершенствована. В центральной камере поддерживается температура  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  и относительная влажность 60%. Это позволяет испытывать стеновые панели на одновременное воздействие нормальных внутренних и переменных наружных температур.

В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук.

УДК 691.327:66.04

Михельсон Ю. И. Определение режима тепловлажностной обработки изделий в продуктах сгорания природного газа. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 35—36

Рассмотрен теплообмен при обогреве железобетонных изделий на заводах ЖБИ продуктами сгорания природного газа. Показано, что расчет температурных полей обогреваемых изделий должен послужить основой для проектирования режима ТВО. Ил. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 624.073:691.88:621.886.6

Кваша В. Г., Коваль П. Н. Исследование шпоночных соединений плоских плит. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 36—39

Приведены результаты экспериментальных исследований работы на сдвиг бетонных и армированных шпоночных соединений плоских плит. Разработан метод расчета на сдвиг шпоночных соединений составных железобетонных элементов. Ил. 3, табл. 3, список лит.: 5 назв.

УДК 691.87:691.714.003.123

Рогатин Ю. А. Методика расчета экономии трудовых и энергетических затрат при использовании эффективных арматурных сталей. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 40—41

Рассматривается методика определения экономии трудовых затрат, разработанная с учетом аппроксимации усредненных нормативов на отдельных переделах арматуры. При определении энергетических затрат учитываются усредненные показатели расхода энергии. Это позволяет выявлять экономию на стадии проектирования конструкций. Табл. 4, список лит.: 2 назв.

УДК 624.04:620.169.1

Михайлов И. В., Бейлина М. И. Долговечность и морозостойкость напрягающего бетона. — Бетон и железобетон, 1984, № 1, с. 41—42

Приведены результаты исследований высокой морозостойкости и сохранения длительной прочности напрягающего бетона, образцы которых в течение 3 лет были подвергнуты 1500 циклам замораживания и оттаивания. Табл. 2.

## CONTENTS

*Aizenberg Ya. M., Biryukov N. A., Guseva L. I.* Lift shafts made of three-dimensional elements  
*Garbusenko V. V., Yakushin V. A.* Structure development of nets for lattice beams  
*Baranova T. I., Sokolov B. S.* Strength of straining arches for double branch columns  
*Aibabin V. I.* Design and service experience of car-forms in conveyer for external wall panels  
*Vershin A. E., Tetenkin V. A.* Unit of automatic control of moist steam curing process  
*Vasiliev A. P., Bychenkov Yu. D., Lim Yu. A.* Joint strength of earthquake-proof skeleton for multi-storeyed buildings  
*Liberman A. D., Rubach O. M., Dmitriev Yu. V., Rozenblyum A. Ua., Kan L. A.* Rafter beams 24m. in span made of concrete with cubic strength 600 kg/cm<sup>2</sup>  
*Lyudkovsky I. C., Brailovsky M. I., Volodovodsky G. M., Spivak L. R.* Determination of dynamic rigidity of reinforced concrete frame foundations  
*Shugaev V. V., Lyudkovsky A. M., Shapiro A. V.* Field tests of standard reinforced concrete shells  
*Zhukov V. V., Gusev A. A.* Properties of heavy concretes after fire  
*Mikhailov I. V., Beilina M. I.* Durability and frost-resistance of stressing concrete  
*Pukhalsky G. B., Nikiforov A. P.* Concretes with complex admixtures made of chemical industry wastes  
*Verchine A. E., Teten'kine V. A., Tselykovsky G. A., Polyashok V. A., Kurash Yu. I.* Installation for non-destructive control of reinforced concrete products strength  
*Zubkov V. A.* Ultrasonic sensors for concrete strength control  
*Mailyan R. L., Ganaga P. N.* Limiting level of reinforcement prestressing  
*Koasha V. G., Koval' P. N.* Study of key joints in flat slabs

## CONTENTS

*Ajzenberg Ya. M., Birukov N. A., Gousseva L. I.* Les puits d'ascenseur produits en éléments volumineux  
*Gabrouszenko V. V., Jakouchine V. A.* Le perfectionnement des structures de réseaux des poutres en treillis  
*Baranova T. I., Sokolov B. S.* La résistance des cloisons des colonnes à deux fûts  
*Ajbabine V. I.* L'expérience d'élaboration des projets et d'exploitation des moules-wagonnets de convoyeur der panneaux muraux extérieurs  
*Verchine A. E., Teten'kine V. A.* Le bloc de commande automatisée de processus du traitement par le chauffage dans la vapeur  
*Vassiliev A. P., Bytchenkov Yu. D., Lim Yu. A.* La solidité des joints des carcasses résistantes aux seismes des bâtiments à plusieurs étages  
*Liberman A. D., Roubatch O. M., Dmitriev Yu. V., Rozenblum A. Ja., Kan L. A.* Les poutres d'arbalétriers avec une travée de 24 m. et produites en béton du type M600  
*Ludkovsky I. G., Brailovsky M. I., Volodovodsky G. M., Spivak L. R.* La détermination de la rigidité dynamique des fondations en portiques produites en béton armé  
*Chougayev V. V., Ludkovsky A. M., Shapiro A. V.* Les essais en nature des enveloppes-types produites en béton armé  
*Zhoukov V. V., Goussev A. A.* Les propriétés du béton lourd après l'incendie  
*Mikhailov I. V., Beilina M. I.* La durabilité de vie et la résistance au gel du béton contraint  
*Poukhalsky G. V., Nikiforov A. P.* Les bétons avec des adjuvants complexes produits en déchets de l'industrie chimique  
*Lechshinsky M. Yu., Poljatchenko V. A., Tselykovsky G. A., Peljachok B. A., Kourach Yu. I.* L'installation pour le contrôle non-destructif de la résistance des produits en béton armé  
*Zoubkov V. A.* Les capteurs ultra-sonores pour le contrôle de la résistance du béton  
*Mailjan R. L., Ganaga P. N.* Le niveau limite de la précontrainte des armatures  
*Kvacha V. G., Koval' P. N.* L'étude des assemblages à clavettes des dalles plates

## INHALTSVERZEICHNIS

*Ajzenberg Ja. M., Birjuckow N. A., Gusewa L. I.* Fahrstuhlschächte aus räumlichen Elementen  
*Gabrussenko W. W., Jakuschin W. A.* Vervollkommnung von Netzwerkkonstruktion für Gitterträger  
*Baranova T. I., Sokolow B. S.* Sturzfestigkeit von zweiteiligen Säulen  
*Ajbabine W. I.* Projektierungserfahrung und Ausnutzung von Wagenformen des Fließbandes zur Herstellung von Außenwandplatten  
*Werschin A. Je., Tetenjkin W. A.* Block der automatischen Steuerung zum Prozess der Warmfeuchtbehandlung  
*Wassiljew A. P., Bytschenkow Ju. D., Lim Ju. A.* Verbindungsknotenfestigkeit von erdbebensicheren Skeletten für mehrgeschossige Gebäude  
*Liberman A. D., Rubatsch O. M., Dmitrijev Ju. M., Posenblüm A. Ja., Kan L. A.* Dachbalken mit Feld von 24m aus Beton der Güteklasse von M600  
*Ludkowski I. G., Brailowski M. I., Wolowodowski G. M., Spiwack L. R.* Bestimmung der dynamischen Steifigkeit von Rahmenfundamenten aus Stahlbeton  
*Schugajew W. W., Ludkowski A. M., Shapiro A. M.* Naturversuche von getypten Stahlbetonschalen  
*Shukow W. W., Gussev A. A.* Eigenschaften des Schwerbetons nach Brand  
*Michailow I. W., Beilina M. I.* Lebensdauer und Frostbeständigkeit des Quellbetons  
*Puchalski G. W., Nikiforow A. P.* Betone mit komplexen Zusatzmitteln aus Rückständen der Chemieindustrie  
*Lestschinski M. Ju., Poljatschenko W. A., Zelykowski G. A., Peljaschock W. A., Kurasch Ju. I.* Anlage für bruchlose Kontrolle über Festigkeit von Stahlbetonbauelementen  
*Subkow W. A.* Ultraschallmessgeber für Kontrolle über Betonfestigkeit  
*Mailjan R. L., Ganaga P. N.* Grenzstand der Bewehrungsvorspannung  
*Kwascha W. G., Kowalj P. N.* Untersuchung von Dübelverbindungen in ebenen Platten

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. Паиыковский, 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 14.11.83.  
 Формат 60×90<sup>1/8</sup>  
 Тираж 14530 экз.

Подписано в печать 13.12.83.  
 Печать высокая Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

T-20957  
 Уч.-изд. л. 8,58  
 Заказ 461

Адрес редакции:  
 101442, ГСП, Москва, К-6, 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, д. 25

# Авторские свидетельства

## № 34\*

№ 1041291. А. М. Пенкисович, И. И. Штейнберг, В. М. Васнецов и Н. Л. Спиноза. Гипростром-машинна. Станок для формования бетонных камней.

№ 1041292. Л. И. Эпштейн, И. С. Нахтунов и В. М. Сырцов. НИЛ ФХММ и ТП. Устройство для формования изделий из бетонных смесей.

№ 1041296. К. А. Котов. НИИСП. Форма для изготовления стержневых изделий из бетонных смесей.

№ 1041297. В. Н. Сведлов и Н. П. Слободкин. ЦНИИОМТП. Кассетная установка для формования железобетонных изделий.

№ 1041298. Е. Б. Терехов. ПКТБ Узведрибравтоматика. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 1041299. Е. Б. Терехов. ПКТБ Узведрибравтоматика. Устройство для направления гибкого каналобразователя в формируемых железобетонных изделиях.

№ 1041300. И. М. Фрейман, А. Б. Гаджиев и Р. Н. Шманцарь. ВНИИГ им. Введенева. Пустотообразователь.

№ 1041305. А. А. Чече, И. П. Кололов, Е. П. Лугошкин и др. КТБ с опытным производством при ИСнА Гостроя БССР. Установка для формования трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 1041306. В. М. Егоров, Б. И. Ушаков, А. И. Богацкий и др. МНПО по строительному и дорожному машиностроению. Установка для приготовления бетонной смеси.

№ 1041530. В. М. Нежданов, А. В. Нехорошев, М. А. Сорочкин и др. ВЗНИТ. Способ приготовления ячеистой бетонной смеси.

№ 1041537. X. П. Продан. Кишиневский политехнический ин-т. Устройство для прогрева бетонных и железобетонных конструкций.

№ 1041538. М. И. Никифоров и Е. П. Янин. Кузнецкшахтстрой. Тепловой отсек кассетной установки.

№ 1041653. Л. Н. Карпов. Перелвижная опалубка для замоноличивания стыков железобетонных плит блоков пролетных строений.

№ 1041654. С. В. Бальцер, Л. Н. Егоров, В. А. Золотухин и др. Ростовский НИИ Академии коммунального хозяйства. ЦКБ Строймаш и МПО Строймаш. Установка для подачи и нанесения бетонных смесей.

№ 1041655. Л. П. Лемасов, А. Г. Сидоренко, Л. А. Сорочан и др. Ленгипротрансмост. Устройство для фиксации натяжения арматуры.

№ 1041693. В. Л. Семенов, В. П. Казаков и Г. Ф. Петров. Новосибирский филиал ВНИИТрансстрой. Способ возведения обделки из набрызг-бетона.

## № 35

№ 1043008. А. В. Беляев и И. Ф. Израильсон. СибЗНИИЭП жилища. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1043127. М. Г. Алтыкис и С. П. Шептицкий. Казанский инженерно-строительный ин-т. Сырьевая смесь для изготовления легковесных изделий.

№ 1043245. А. А. Равкин. ВНИИГ им. Введенева. Бетонная плотина.

№ 1043278. И. Н. Герасимов. Казанский инженерно-строительный ин-т. Железобетонная балка-стенка.

## № 36

№ 1044462. В. П. Овчар, В. Н. Прищепа, Н. П. Рябчук и А. П. Забашта. НИИСК. Устройство для формования криволинейных панелей оболочек из бетонных смесей.

№ 1044612. Ю. М. Дорошенко, Р. А. Веселовский, Ж. И. Шанаев и Н. Г. Дьяченко. Киевский автомобильно-дорожный ин-т и Ин-т химии высокомолекулярных соединений АН УССР. Бетонная смесь.

№ 1044745. И. Я. Лучковский, Л. Г. Молчанов, Э. И. Кутовой и А. В. Галей. Харьковский Промстройиницентр. Разборное стыковое соединение железобетонных элементов.

№ 1044748. Ф. Я. Каменский, В. С. Быков, О. С. Ширяев и др. СКБ НИО Прокатдеталь. Внутренняя стеновая железобетонная панель с дверным проемом.

№ 1044749. С. М. Скоробогатов, Г. Н. Дерябин и В. Л. Жулидов. Уральский электромеханический ин-т инженеров железнодорожного транспорта. Арматура для бетона.

№ 1044755. В. Г. Ефимов, М. Е. Воловик, Ю. П. Коротева и А. С. Якушов. Подмосковное отделение Союзпроект. Устройство для навивки арматуры на изделия типа сердечников железобетонных труб.

№ 1044776. И. П. Коскин. Ин-т Примеражданпроект. Устройство для возведения здания из монолитного железобетона.

№ 1044790. И. А. Черницкий, Л. М. Гайсинский и Б. А. Аверин. Уральский ин-т по проектированию предприятий железорудной, марганцевой, хромитовой и флюсовой промышленности. Устройство для хранения и транспортирования бетонной смеси.

## № 37

№ 1046101. А. Е. Васильев и А. М. Миряшинов. СКБ Главстройпрома. Устройство для формования и отделки изделий из бетонных смесей.

№ 1046102. Б. И. Зыков, П. Н. Саввагеев, В. А. Колобов и А. Г. Марксов. Ярославский политехнический ин-т. Устройство для уплотнения бетонной смеси.

№ 1046104. Б. А. Плющ и И. Е. Платонов. ИСнА Гостроя БССР. Устройство для формования трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 1046105. А. П. Тайбин, В. К. Сивяков, Я. Д. Диордиев и др. НИИСП. Центрифуга для формования тел вращения из бетонных смесей.

№ 1046217. Г. М. Спивак, Л. И. Корвацкий, И. И. Ковалишин и др. Калужский филиал ВНИИТургрин. Бетонная смесь.

№ 1046219. А. Г. Алнев, Б. М. Гродзинский, Г. В. Канунников и др. ПТИ Оргтехстрой. Бетонная смесь.

№ 1046220. Т. В. Кучеренко, И. А. Пашков и Е. М. Чистова. Киевский инженерно-строительный ин-т. Сырьевая смесь для изготовления легковесного бетона.

№ 1046225. Г. Д. Дибров, А. К. Карпухина и А. П. Приходько. Днепротровский инженерно-строительный ин-т. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 1046423. С. А. Слюсаренко, В. Э. Шерлинг, Ю. В. Галата и др. Бетоноукладчик, например, для подводного бетонирования.

№ 1046441. Ю. К. Волкодаев, Г. С. Кобринский, Р. Л. Романов и В. И. Хроленко. ЛатНИИЭС. Бессварное стыковое соединение железобетонных элементов.

## № 88

№ 1047692. А. Ф. Тушиков, А. В. Андрейченко и Р. Н. Давыдов. КТБ Стройиндустрия. Установка для изготовления железобетонных изделий.

№ 1047697. В. Г. Матвеев и Г. И. Амелькин. Магнитогорский горно-металлургический ин-т. Способ изготовления предварительно напряженных железобетонных объемных элементов и устройством для изготовления предварительно напряженных железобетонных объемных элементов.

№ 1047862. А. Е. Тиль и Л. П. Бабкин. КТИ Минипромстрой СССР. Композиция для изготовления легкого бетона.

№ 1047863. К. Ф. Пауэ, В. А. Ломаченко и Ю. А. Селиванов. Белгородский технологический ин-т строительных материалов. Комплексная добавка для бетонной смеси.

№ 1047864. А. П. Меркин, А. Л. Томашпольский, Р. А. Гаджили и П. И. Ибрагимов. СКБ НПО Прокатдеталь и МНСП. Бетонная смесь.

№ 1047867. А. С. Красновский, Ф. Б. Борисов, Б. М. Миrowsкая и Я. А. Ковильянский. ВНИИП-энергипром. Полимербетонная смесь.

№ 1047868. В. П. Селяев, В. И. Солдатов, В. Т. Ерофеев и др. Мордовский государственный ун-т. Полимербетонная смесь.

№ 1047872. А. Г. Ольгинский, И. М. Грушко, Ю. А. Спири и др. ХАДИ. Способ активации заполнителя для бетона.

№ 1047885. А. И. Малько, И. П. Селиванов и А. М. Стащук. Харьковский ДСК № 1 комбината Харьковжелезстрой. Установка для непрерывного пароразогрева бетонной смеси.

№ 1047886. А. Л. Томашпольский, Д. Ш. Хусанов и В. И. Солдатов. СКБ НПО Прокатдеталь Главмостроя. Способ обработки бетонных изделий.

№ 1048074. И. Б. Радашевич. СбЗНИИЭП. Плита перекрытия технического подполья.

\* См.: Открытия, изобретения. 1983.

## **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 в 4—5 строк. Иллюстративный материал (3—4 рисунка, фото на глянцевой бумаге) также представляется в **2 экземплярах**. Графики и схемы должны быть четкими, не перегруженными излишними линиями, обозначениями, надписями 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 оборотной стороне рисунка (фото) необходимо проставить карандашом его порядковый номер и указать 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, домашний адрес (с шестизначным индексом), место работы, должность, степень и звание, телефоны.
6. Вместе с рукописью следует представлять в 2 экземплярах отпечатанный на машинке реферат объемом **3—4 предложения**. В реферате следует указать **ключевые слова** статьи.