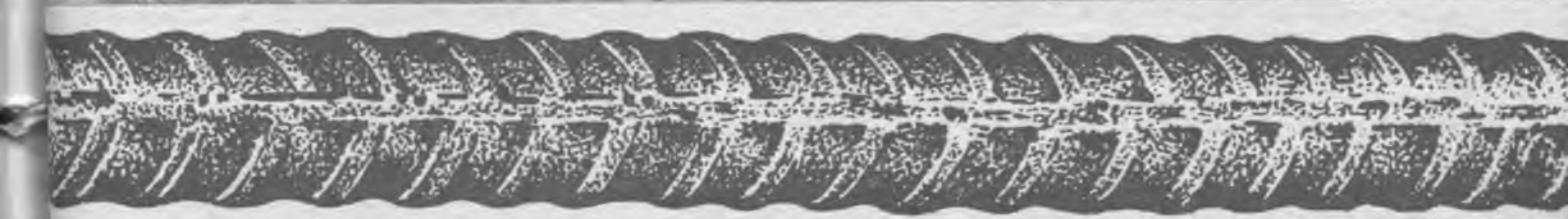
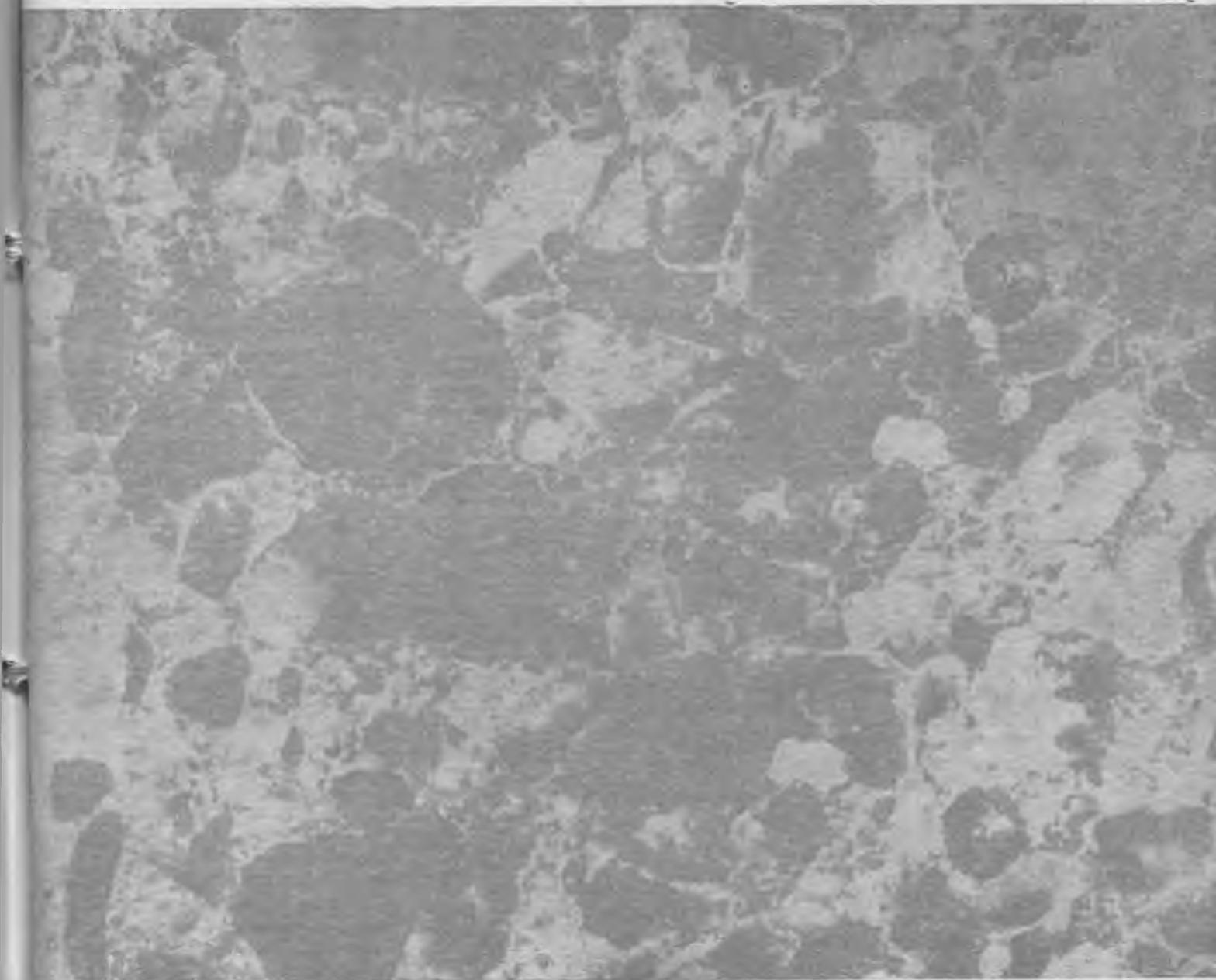


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 12

1984



# Авторские свидетельства

## № 25\*

№ 1101348. А. И. Фридман, В. В. Елисейев, С. П. Плотников и др. МНПО ВНИИстройдормаш. Установка для формования одновременно нескольких концентричных изделий из бетонных смесей.

№ 1101352. Л. С. Сигалов и И. Э. Брик. ДСК № 4 Главкиевгорстрой. Кассета для изготовления железобетонных изделий.

№ 1101353. М. А. Арпаксыд, В. П. Азутов, И. Д. Бескровный и В. Г. Приходько. НИИСП. Кассетная линия для изготовления сборных железобетонных изделий.

№ 1101354. Г. Ш. Бершадский, Н. А. Бирюков и В. С. Шишкин. Многосекционная кассетная установка для изготовления железобетонных ферм. № 1101355. Е. Л. Климко, Е. С. Соифертис, Ю. В. Галата и П. П. Иванча. Пустотообразователь для формования железобетонных изделий. № 1101356. В. Г. Кислицын. Установка для изготовления многопустотных строительных изделий.

№ 1101359. В. И. Антропов и Г. В. Бешнов. Московский гидромелиоративный ин-т. Устройство для выполнения отверстий в строительных конструкциях.

№ 1101434. Ю. Д. Набиевский, В. Н. Мальцев, Л. И. Грицай и др. НИИСМИ и ВНИПИхимпром. Вяжущее для бетонной смеси и строительного раствора.

№ 1101528. А. В. Сирота. НИИСК. Железобетонная плита «на пролет».

№ 1101532. С. Г. Матвеев. Уральский ин-т по проектированию предприятий горнорудной промышленности. Скользящая опалубка для возведения сооружений с применением армоблоков.

## № 26

№ 1102675. А. В. Зыскин, В. П. Крикуненко, В. В. Гладченко и В. Г. Фиголь. ПТТ Оргдорстрой. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1102676. И. М. Конусов и В. И. Конусова. Форма для изготовления предварительно напряженных изделий.

№ 1102677. А. Я. Аронов, В. Н. Никулушкин, А. И. Эйбельман и Н. А. Дорошенко. ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов. Устройство для распалубки железобетонных изделий.

№ 1102783. Ю. П. Горлов, А. П. Меркин и др. МИСИ. Бетонная смесь.

№ 1102787. К. В. Симонов, Л. А. Войникова, В. Н. Коптелов и др. Саткинский комбинат «Магнезит». Сырьевая смесь для изготовления бетонных огнеупорных изделий.

№ 1102791. О. Ю. Рудаков. НИИ строительства угольных и горнорудных предприятий. Устройство программного управления режимом тепловлажностной обработки бетонных и железобетонных изделий.

№ 1102792. Н. Н. Егоров, В. М. Ширшов, В. П. Грецов и др. Устройство для тепловой обработки железобетонных изделий.

№ 1102872. Г. С. Нижниковский, А. М. Белоконь и С. Л. Ланда. Днепропетровский инженерно-строительный ин-т. Способ соединения стеновых панелей.

№ 1102876. Л. М. Семятицкий, Г. Ю. Горский, М.-И. Л. Фридман и др. ЦНИИЭПсельстрой. Способ изготовления железобетонных изделий в одной форме.

№ 1102965. А. В. Штепа, В. Т. Глушко, Н. П. Стадничук и др. Днепропетровский ин-т инженеров железнодорожного транспорта и СКТБ Ин-та геотехнической механизации. Установка для набрызг-бетонирования и тампонажа.

№ 1102974. М. И. Казьмин, В. К. Сифоркин, Б. А. Никуличев и др. Сибирский государственный проектный и научно-исследовательский ин-т цветной металлургии. Железобетонная распорная анкерная крепь.

## № 27

№ 1104021. Е. Б. Терехов, В. М. Скрипник и С. А. Павленко. ПКТБ Узводприборавтоматика. Форма для изготовления предварительно напряженных изделий из бетонных смесей.

№ 1104123. Г. М. Спивак, И. И. Ковалишин, Б. М. Шемердяк и др. Калужский филиал ВНИИПИ галургии. Композиция для пропитки бетона.

№ 1104222. В. Г. Матвеев, Г. И. Амелькин, В. Е. Фомин и С. П. Кан. Магнитогорский горно-металлургический ин-т. Установка для группового изготовления сжатых железобетонных призматических элементов.

№ 1104224. А. Б. Гордон и Н. А. Симинисов. Укрюжгипрокоммунстрой. Железобетонное здание.

## № 28

№ 1105314. Свердловский филиал Индустройпроекта. В. Б. Соколинский и А. А. Марцинкевич. Форма для изготовления предварительно напряженных изделий из бетонных смесей.

№ 1105315. КТБ Стройиндустрия. А. Ф. Тупиков, А. В. Андрейченко, В. Н. Дорофеев и В. А. Давыдкин. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1105316. Саратовский политехнический ин-т. С. В. Кузнецов, Р. Х. Бурханов, Ю. Е. Ветлов и др. Устройство для формования трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 1105317. Воронежский лесотехнический ин-т. Ю. А. Русских, Н. С. Подставкин, В. И. Харчевников и др. Опалубка для изготовления кольцевых элементов.

№ 1105485. ЛИИЖТ. И. И. Петренас. Бетонная смесь.

## № 29

№ 1106655. Иркутский политехнический ин-т. С. В. Елисейев, А. В. Лукьянов, П. А. Лонцих и др. Виброплощадка для уплотнения бетонных смесей в форме.

№ 1106656. КБ по железобетону. В. С. Сабуров и А. В. Горбачевский. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1106659. МолдНИИстромпроект. Н. М. Рамазанов, И. Ф. Ротарь, В. П. Степовой и А. И. Давид. Форма для изготовления наружных стеновых панелей с проемами.

№ 1106660. И. М. Конусов, Г. С. Буррик, А. А. Тарасенко и В. И. Павленко. Форма для изготовления предварительно напряженных изделий из бетонных смесей.

№ 1106661. МИИТ. А. С. Жиров и А. З. Яушев. Способ изготовления предварительно напряженных строительных конструкций.

№ 1106802. Минский НИИСМ. Б. К. Демидович, С. М. Каган, А. К. Батура и Л. Б. Внуковская. Бетонная смесь.

\* См.: Открытия, изобретения, 1984.

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

## Содержание

### 40-летию Великой Победы — наш ударный труд!

На вахте мира . . . . . 2

### Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!

*Ушаков Н. А.* Унифицированные стеновые панели подземных сооружений . . . . . 4  
*Липницкий М. Е.* Пути совершенствования силосостростенки в промышленном строительстве . . . . . 6  
*Ким Е. Б.* Индустриальные конструкции и методы возведения башенных градирен . . . . . 9  
*Черномаз А. П., Габбасова Э. Н., Михалев Б. С., Алмазов Ю. П.* Прямоугольные резервуары для воды . . . . . 11  
*Кагановская С. Е., Гликман Н. А.* Конструкции фундаментов блочных газоперекачивающих агрегатов . . . . . 15  
*Иссерс Ф. А.* Особенности расчета сборных стен квадратных силосов . . . . . 17  
*Туголуков А. М., Залецанский И. Д.* Подпорные стены в промышленном и гражданском строительстве . . . . . 19  
*Цейтлин А. А., Гордеева Т. Ф., Мазур С. Я., Костюкевич Н. И.* Силосная банка для хранения сахара-песка . . . . . 20  
*Рабинович Ф. Н., Курбагов Л. Г.* Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений . . . . . 22  
*Будагянц Л. И., Литвер С. Л., Дех О. С.* Самонапряженные угловые стыки плитных элементов . . . . . 25  
*Мурашкин Г. В., Яворский И. Д., Зикеев Л. Н.* Опоры осветительной и контактной сетей из бетона на шлаке фосфорного производства . . . . . 27  
*Кричевский А. П.* Расчет дымовых труб по образованию и раскрытию трещин . . . . . 29

### Трибуна соревнующихся

*Концебовский Я. С.* Переходящее Красное знамя — передовому коллективу . . . . . 31

### Конструкции

*Клевцов В. А., Ферджулян А. Г., Глезеров Е. И.* Влияние стеновых панелей на работу каркасов одноэтажных промзданий . . . . . 32

### Бетоны

*Красновский Р. О.* Методы изучения медленного роста трещин в бетоне . . . . . 34  
*Чистов Ю. Д., Борисюк Е. А.* Плотные бетоны из барханного песка . . . . . 36

### Строительное производство

*Альтшуллер Е. М.* Монолитные ядра жесткости в зданиях повышенной этажности . . . . . 38

### В помощь проектировщику

*Новак В. В., Винокур Ф. В., Новак Ю. В.* Совершенствование метода расчета прочности конструкций по наклонным сечениям . . . . . 40

### Теория

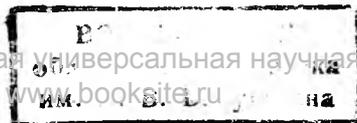
*Карпенко Н. И., Судаков Г. Н.* Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин . . . . . 42  
 Содержание журнала «Бетон и железобетон» за 1984 г. . . . . 45

12

(357)  
декабрь 1984



ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
МОСКВА



## НА ВАХТЕ МИРА

Стремясь достойно завершить четвертый год одиннадцатой пятилетки, трудовые коллективы Подмоскovie ведут настойчивую борьбу за выполнение намеченных планов, принятых социалистических обязательств. Широкое развитие в Московской области получило социалистическое соревнование под патриотическим девизом «40-летию Победы — наш ударный труд!». Повсеместную поддержку в области наша инициатива москвичей, развернувших движение «40-летию Победы советского народа в Великой Отечественной войне — 40 ударных трудовых недель».

В Подмоскovie создан мощный комплекс строительных организаций и предприятий. Реализуя его возможности, труженники отрасли многое делают для расширения объемов строительства, повышения его качества. Строители области в III квартале 1984 г. освоили 547,2 млн. р. капитальных вложений, выполнили строительно-монтажных работ на сумму 296,8 млн. р. Сданы в эксплуатацию производственные мощности на 7 важнейших строительных объектах, жилые дома общей площадью 208 тыс. м<sup>2</sup>, детские дошкольные учреждения на 1,3 тыс. мест, школы на 12,3 тыс. учащихся и другие объекты. За 9 мес. 1984 г. предприятиями строительной индустрии области произведено 2605 тыс. м<sup>3</sup> сборного железобетона.

Предприятия Главмособлстройматериалов ежегодно поставляют на строительные площадки Подмоскovie более 1 млн. м<sup>3</sup> сборных железобетонных конструкций, 750 млн. шт. кирпича, 900 тыс. м<sup>3</sup> керамзитового гравия и много других строительных и отделочных материалов для жилищного, культурно-бытового и сельскохозяйственного строительства.

На предприятиях Главмособлстройматериалов большое внимание уделяется развитию производственных мощностей, совершенствованию технологии, внедрению прогрессивных методов организации труда. С начала одиннадцатой пятилетки основные фонды предприятий главка возросли на 81 млн. р., вступили в строй более 30 комплексно механизированных и автоматизированных линий, разработано 19 новых технологических процессов, освоен выпуск 34 новых видов строительных материалов и изделий. Удельный вес продукции высшей категории качества составляет более 10% общего объема производства.

Добиваясь устойчивых высоких результатов передовым коллективом помогает социалистическое соревнование, новый творческий импульс которому придали ударные вахты в честь 40-летия Великой Победы. Успеху способствует также бригадная форма организации и оплаты труда. В настоящее время на предприятиях главка по методу конечной продукции работают 88 бригад, на ряде заводов есть цехи коллективного подряда.

В Главмособлстройматериалах внедрена автоматизированная система управления «Стройиндустрия», целью которой является обеспечение оперативности и четкости комплектации объектов. Так, по расчетам специалистов, использование АСУ позволит повысить производительность труда в бригадах, ведущих усадебную застройку, на 20—30%.

В ближайшей перспективе Главмособлстройматериалам требуется обеспечивать поставки деталей для тысяч усадебных домов в год. Часть мощностей для этого уже создана, в том числе на Домодедовском заводе стройматериалов и конструкций, Буньковском экспериментальном заводе по производству деталей домов для села. Последним в содружестве с коллективами Балашихинского, Волоколамского и Жуковского деревообрабатывающих заводов освоен массовый выпуск индивидуальных домов для кооперативного строительства на селе.

Многие трудовые коллективы предприятий Главмособлстройматериалов, встав на трудовую ударную вахту в честь 40-ле-

тия Великой Победы, приняли дополнительные социалистические обязательства. Успешно справляются с принятыми обязательствами труженники Дзержинского комбината производственных предприятий. Так, социалистическое обязательство по дополнительному снижению себестоимости продукции за 9 мес. 1984 г. на 0,5% перевыполнено и составило 0,9%. Коллектив комбината является лидером среди предприятий Люберецкого района по экономии сырьевых, материальных и топливно-энергетических ресурсов. За 9 мес. здесь сберегли более 100 м<sup>3</sup> лесоматериалов, 90 тыс. кВт·ч электроэнергии, 220 Гкал теплоэнергии.

Для коллектива этого предприятия характерен постоянный инженерный поиск, упорная работа по совершенствованию технологии, механизации и автоматизации производства, экономии дефицитных материалов. Так, формовщики железобетонных изделий повторно используют элементы металлических форм отслужившей установленный срок опалубки. Только за счет повторного применения бортов, поддонов и винтов с начала года сэкономлено 30 т металла. Для исключения потери бетонной смеси у бетоноукладчиков сделаны направляющие лотки и резиновые уплотнители. Формовщики также отказались от плюсового допуска. В результате этого сэкономлено более 600 т цемента, что позволило изготовить дополнительно 1,5 тыс. м<sup>3</sup> железобетонных изделий и конструкций.

Достойно стремятся встретить День Победы труженники Бронницкого асфальтобетонного завода. Встав на трудовую ударную вахту в честь знаменательной даты, заводчане за 6 мес. 1984 г. выпустили продукции на сумму 842 тыс. р. при плане 781 тыс. р. Себестоимость продукции здесь снижена на 1,8%. Успеху коллектива во многом способствуют прогрессивные технологические решения. Все процессы по приготовлению асфальтобетонных смесей механизированы и автоматизированы, двухсменная работа организована по скользящему графику. Контроль за технологическими операциями осуществляется с единого центрального пульта управления со специальной мнемосхемой и телевизионными установками. В качестве топлива используется природный газ. Бронницкий АБЗ — стационарное промышленное предприятие, производящее 100 т асфальтобетона в час.

Более 40 м<sup>2</sup> бетонных декоративно-облицовочных плит «декорит» ежедневно выпускает облицовочный комбинат Стройиндустрия. Для производства искусственного мрамора здесь внедрено новое высокопроизводительное оборудование — вакуум-формовочная машина и автоматизированная линия отделки. Комбинат выпускает 6 видов плит, имитирующих мрамор. Плиты применяются для отделки уникальных зданий: гостиниц, выставочных и концертных залов, аэровокзалов. За разработку и внедрение прогрессивного оборудования коллективу конструкторов и технологов комбината присуждены награды ВДНХ СССР, облицовочным плитам присвоен государственный Знак качества. Коллективу предприятия предстоит смонтировать еще 13 вакуум-формовочных установок и одну автоматическую линию, что позволит выпускать ежегодно 100 тыс. м<sup>2</sup> заменителя мрамора.

Дополнительные социалистические обязательства в честь 40-летия Великой Победы, принятые трудовыми коллективами предприятий Главмособлстройматериалов, направлены на досрочное выполнение годового плана и заданий одиннадцатой пятилетки в целом, на своевременную комплектацию важнейших пусковых объектов, увеличение выпуска дефицитной сверхплановой продукции и улучшение ее качественных показателей.

Значительная доля в общем объеме строительно-монтажных работ приходится на организации основного подрядчика Московской области — Главмособлстрой. Передовыми коллекти-

вами главка, вставшими на ударную трудовую вахту в честь 40-летия Великой Победы, достигнуты высокие результаты в работе. Об этом свидетельствуют итоги 9 мес. Так, осуществлено строительство жилых домов общей площадью более 790 тыс. м<sup>2</sup>, 16 школ и других объектов социально-бытового назначения. Строители сдали в эксплуатацию производственные мощности на Люберецком заводе сельхозмашин им. Ухтомского, Давыдовском заводе сельхозмашин, в объединениях «Минудобрения» и «Фосфаты» в Воскресенске и др.

В числе тех, кто достиг лучших результатов в выполнении и перевыполнении плановых заданий, коллективы трестов «Особстрой» № 2, Мособлстрой № 2, 3, 8, 10 и 21, Мособлстрой № 2, передовые бригады строителей, возглавляемые В. С. Митиным, К. А. Максимовым, Н. А. Ульяновым, И. Т. Крючковым и многие другие.

Успешно выполняет социалистические обязательства коллектив СМУ «Промстрой» № 2 треста Мособлстрой № 12 им. 50-летия СССР. Строители управления заняты на реконструкции Давыдовского завода сельхозмашин, на пусковом комплексе в Куровском меланжевом объединении, на сооружении цеха ЛиАЗа, на строительстве жилых домов. Труженики СМУ план 9 мес. по генподряду перевыполнили на 13%, а собственными силами — более чем на 14%. Получено сверхплановой прибыли на сумму 84 тыс. р.

Строители СМУ Промстрой № 2, ведущие реконструкцию Давыдовского завода, достойно трудятся на ударной вахте, посвященной 40-летию Великой Победы. Высокой производительности труда добились комплексные бригады Н. А. Кондылева, Г. Д. Медведева и заслуженного строителя РСФСР В. А. Егорова. По-ударному трудится коллектив бригады монтажников В. Т. Сидорова. Дневное задание на укладку фундаментов под колонны бригада систематически выполняет на 140—150%. По 5—5,5 м<sup>3</sup> (при норме 3 м<sup>3</sup>) сборного железобетона монтирует бригада Н. А. Бертрана. В числе лидеров соревнования бригада Г. Д. Медведева, которая ведет укладку бетона и монтирует каналы стужкоудаления.

Ценную инициативу проявил коллектив бригады В. А. Егорова. На строительстве блока складов применена прогрессивная система «Темп». В результате этого была достигнута рекордная выработка — 200% запланированной. Сроки сдачи объекта были сокращены в 2 раза, а трудовые затраты на 320 чел.-дн. Со значительным сокращением сроков комплексной бригадой Н. А. Кондылева в фундаменте под оборудование было уложено около 5 тыс. м<sup>3</sup> бетона и полностью завершены бетонные работы на устройстве пролета цеха № 2.

На реконструкции Давыдовского завода все строительные коллективы встали на ударную вахту в честь 40-летия Победы. Каждая неделя здесь объявлена ударной. Партийная организация стройки реализует план мероприятий, направленных на достойную встречу знаменательной даты. Все это способствует повышению эффективности и действенности социалистического соревнования, досрочному вводу в эксплуатацию производственных мощностей завода. Коллектив СМУ Промстрой № 2 на 2,5 мес. раньше срока справился с годовым заданием 1984 г. До конца года строители дополнительно выполнят объем работ на сумму 0,5 млн. р.

Более 10 млн. р. освоили в этом году строители сортопркатного цеха завода «Электросталь». На сооружении этого важного объекта применено немало эффективных форм организации строительного производства. Оперативному решению возникающих проблем во многом способствует производственно-диспетчерская служба. Выбранная структура управления позволяет своевременно сосредоточивать на решающих участках трудовые и материальные ресурсы.

Сооружение сортопркатного цеха объявлено областной ударной комсомольской стройкой. Здесь трудятся более 200 комсомольцев из многих районов Подмосковья. За 9 мес. 1984 г. ими освоено более 850 тыс. р. капитальных вложений.

Благодаря умелой организации труда, четкому взаимодействию звеньев с максимальной эффективностью трудится на стройке комплексная бригада заслуженного строителя РСФСР, лауреата Государственной премии СССР К. А. Максимова. Все фундаменты, на которых в настоящее время монтируется оборудование, сооружены коллективом этой бригады. В основании фундаментов уложено 12 тыс. м<sup>3</sup> бетона. Так, при устройстве одного из фундаментов, в основание которого уложено 2,5 тыс. м<sup>3</sup> сборного железобетона, сроки были сокращены вдвое. Это стало возможным благодаря ряду организационно-технических мероприятий. Бригада, во-первых, согласовала с комбинатом производственных предприятий ПСМО-9 и с

АТК-10 треста Мособлстройтранс почасовой график доставки бетонной смеси на площадку формирования фундаментных блоков. Для раздачи ее здесь применили бункеры емкостью 3,6 м<sup>3</sup>. К одному трансформатору одновременно подключили 7 сварочных постов для сварки арматуры. В результате этого норма укладки бетона в каждую смену перевыполнялась в 4—5 раз.

При укладке фундамента были применены универсальные двудырчатые железобетонные блоки, которые своевременно изготовлялись бригадой бетонщиков В. Е. Деревягина. Благодаря слаженной работе двух коллективов была достигнута рекордная выработка, составившая 15 м<sup>3</sup> бетона за смену на каждого работающего.

Активно включившись в социалистическое соревнование под девизом «40-летию Победы — наш ударный труд!», бригада, возглавляемая К. А. Максимовым, приняла дополнительные обязательства. Для их успешной реализации коллектив бригады по примеру строителей из Шаховской ПМК-96 внедрил прогрессивную форму организации и оплаты труда на основе коллективного подряда. До конца года бригада обязалась на кладке фундаментов под оборудование второй очереди прокатного стана освоить 770 тыс. р.

Одной из пусковых строек Подмосковья является Загорская ГАЭС. Эта станция позволит существенно улучшить качество энергоснабжения столицы и области. В настоящее время здесь широко развернулось социалистическое соревнование коллективов строителей за выполнение плановых заданий. В сжатые сроки бригадами бетонщиков в основание нижнего бассейна ГАЭС было уложено более 45 тыс. м<sup>3</sup> бетона. По-ударному трудятся бригады, возглавляемые В. В. Ястребцевым, А. И. Ахмедовым и др. Взят повышенные социалистические обязательства в честь 40-летия Победы, передовые коллективы стройки форсируют сооружение здания станции, открытого распределительного устройства и верхнего бассейна.

Главмособлстроем разработана и успешно внедряется система организационно-экономических мероприятий, способствующих созданию оптимальных условий работы хозрасчетных низовых звеньев. Для этого организуются крупные комплексные бригады конечной продукции, внедряются поточный метод строительства, безнарядная форма оплаты труда, комплексное обеспечение объектов материально-техническими ресурсами в расчете на бригаду. Внедрены системы «Темп» — бригадное планирование на основе новой формы оплаты труда хозрасчетных бригад, «Импульс» — нормированное обеспечение коллективов строительной техникой, «Адрес» — комплектация строительных объектов в соответствии с графиками работы низовых звеньев.

Трудовые коллективы ДСК области стремятся успешно завершить четвертый год одиннадцатой пятилетки, новыми трудовыми достижениями встретить День Победы. Труженики всех ДСК встали на ударную вахту в честь 40-летия Победы. Успешно справляется с заданиями коллектив Жуковского ДСК, который обязался сдать в эксплуатацию около 190 тыс. м<sup>2</sup> полезной площади жилых домов.

За 9 мес. этого года на Орехово-Зуевском ДСК сдано в эксплуатацию жилых домов площадью более 50 тыс. м<sup>2</sup>, что на 30% превышает плановое задание. Большое внимание на комбинате уделяется внедрению в производство достижений науки и техники, экономии материальных и трудовых ресурсов, повышению действенности социалистического соревнования за достойную встречу 40-летия Победы.

Успешно выполняют плановые задания и социалистические обязательства передовые коллективы Наро-Фоминского, Воскресенского, Электростальского ДСК и др. Труженики строительной индустрии Подмосковья стремятся реализовать уставную программу партии о трудовой и производственной дисциплине, кардинальном повышении производительности труда, снижении себестоимости и улучшении качества продукции, искоренении срывов поставок по договорам и заказам.

Первые месяцы трудовой ударной вахты в честь 40-летия Великой Победы показывают, что строители области целенаправленно осуществляют реконструкцию важных народнохозяйственных объектов, комплексное развитие городов Подмосковья и крупномасштабные работы по социальному переустройству села. Большая политико-воспитательная работа, проводимая непосредственно в бригадах, является залогом успешного выполнения дополнительных социалистических обязательств, принятых тружениками Московской области в честь 40-летия Победы советского народа в Великой Отечественной войне.

УДК 624.1:69.035.4

Н. А. УШАКОВ, канд. техн. наук (ЦНИИПромзданий)

## Унифицированные стеновые панели подземных сооружений

Составными элементами ряда подземных сооружений промышленных предприятий являются сборные железобетонные стены высотой от 1800 до 6000 мм. Для каждого вида сооружений разработаны свои типы стеновых панелей (табл. 1).

Таблица 1

Наименование сооружений	Номер рисунка	Типовая серия	Число	
			типоформ	типоразмеров
Емкостные прямоугольные сооружения для водоснабжения и канализации	2	3.900-3 вып. 10-13	5	21
Подпорные стены	3	3.002-1	9	16
Тоннели	4	3.006-3 ИС-01-19	20	20
Подвальные помещения производственного назначения под нагрузку до 50 кН/м <sup>2</sup>			2	3
Мазутные резервуары		Разработки ЦНИИПромзданий тема №24-81 То же		1
Элементы несъемной опалубки	5		7	7
Всего:			43	68

Для возведения стен по типовым проектам необходимы 43 типоразмера, в которых можно изготавливать 68 типоразмеров, с соответствующей переналадкой типоразмеров (постановкой заглушек, вкладышей и т. п.).

Стены всех сооружений предлагается выполнять из унифицированных стеновых панелей (УСП) с пятой в трех типоразмерах вместо 43 по типовым проектам (рис. 1). Размеры пят панелей приняты модульными для унификации примыкающих элементов — днищ тоннелей, фундаментных плит подпорных стен и др. В отличие от действующих типовых проектов габаритные схемы и параметры сооружений сохраняются при этом без изменений.

Номенклатура УСП включает три типа элементов: 1 УСП — с параллельными гранями, толщиной 140 мм, высотой 2100—3900 мм; 2 УСП — с уклоном одной грани 1:60, высотой 3300—5100 мм;

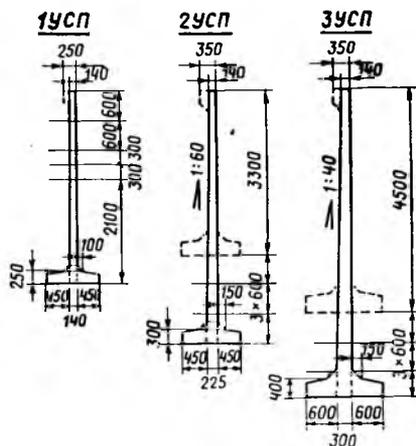


Рис. 1. Типы унифицированных стеновых панелей (УСП)

3 УСП — с уклоном одной грани 1:40, высотой 4500—6300 мм.

Для емкостных сооружений по серии 3.900-3 стеновые панели могут изготавливаться двух типов. По выпускам 1—9 панели делаются плоскими, защемленными в паз монолитного днища. По выпускам 10—13 предусмотрены панели с пятой пяти типоразмеров — консольные и балочные (с горизонтальной опорой поверху на перекрытии, рис. 2). Эти панели приняты за основной тип для УСП всех сооружений, с сокращением числа типоразмеров с пяти до трех.

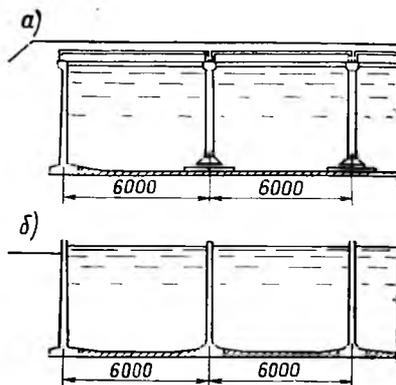


Рис. 2. Емкостные сооружения  
а — резервуары; б — аэротенки

Типовые подпорные стены по серии 3.002-1 выполняются плоскими аналогично стенам для емкостных сооружений (вып. 1—9), но защемляются не в монолитные пазы, а в пазы сборных фундаментных плит сложной формы, изготавливаемых в перевернутом виде (рис. 3).

По УСП лицевые панели предлагается выполнять с пятой, а фундаментные плиты — плоскими, соединяя их с лицевыми плитами стыком со сваркой выпусков арматуры.

Для тоннелей в настоящее время применяется три типа конструкций — лотковые (по серии 3.006-2), уголковые и замкнутые (по серии 3.006-3). Предлагается все эти три типа заменить одним — из уголковых плоских (на ребристых) элементов (рис. 4). Элементы перекрытий и днища аналогичны типовым.

Стены подвалов по серии ИС-01-19 (1968 г.) делаются ребристыми, сложной формы.

Мазутные резервуары выполняются аналогично подобным сооружениям для воды и новой опалубки не требуют.

Элементы УСП можно успешно использовать в качестве несъемной опалубки (рис. 5). Они значительно экономичнее уголковых элементов постоянной толщины 300 мм, применяемых рядом проектных организаций.

Для изготовления всех элементов УСП необходимы три опалубки-стенда. Каждый стенд должен иметь яму для пяты постоянных размеров (рис. 6). На одном стенде можно изготавливать элементы типа 1УСП (рис. 1) путем перестановки верхнего борта. Два других стенда предназначены для выпуска панелей восьми высот путем перестановки бортов на стенде. Такой прием позволяет формировать панели всех высот с наименьшей толщиной поверху (140 мм). В типовой серии 3.900-3 в каждой опалубке возможно изготовление панелей нескольких высот. Однако это требует постановки перегородок, вследствие чего укороченные панели имеют увеличенную высоту, что приводит к неоправданному перерасходу бетона.

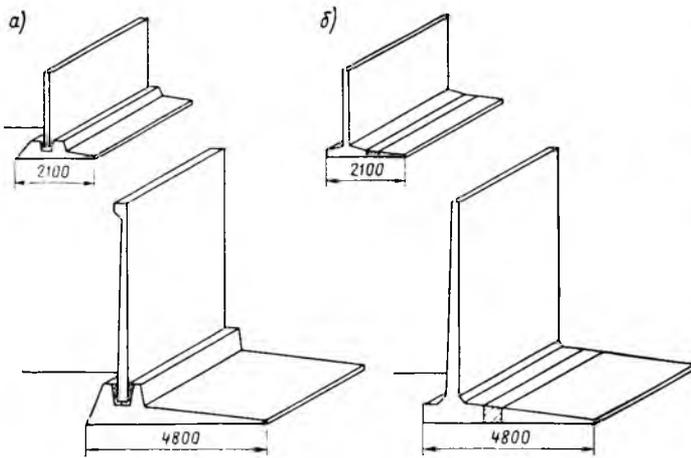


Рис. 3. Подпорные стены  
 а — по серии 3.002-1; б — с применением УСП

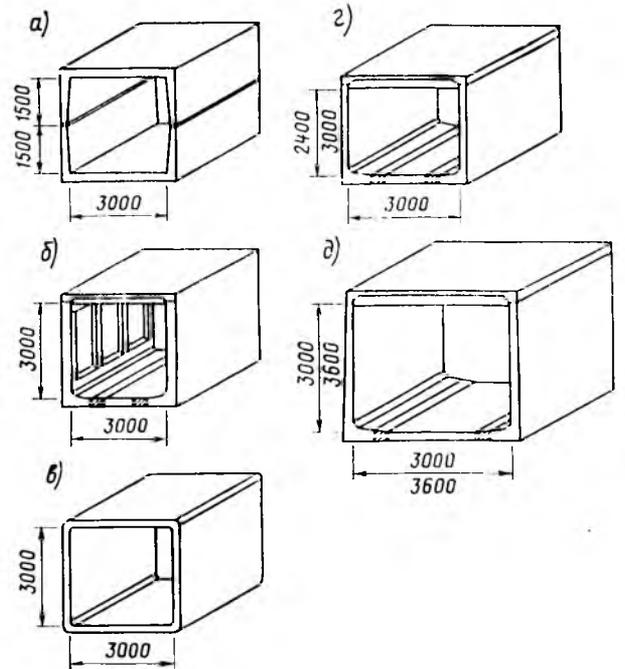


Рис. 4. Тоннели  
 а — лотковые по серии 3.006-2; б — уголкового; в — замкнутого сечения по серии 3.006-3; г — с применением УСП

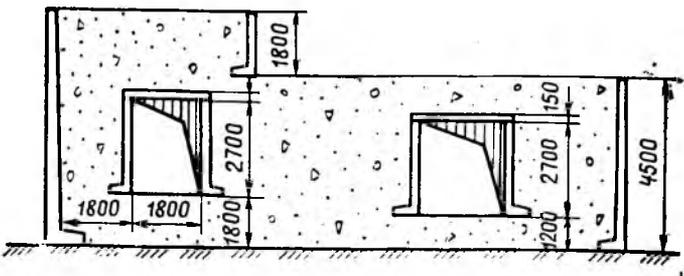


Рис. 5. Несъемная опалубка из УСП

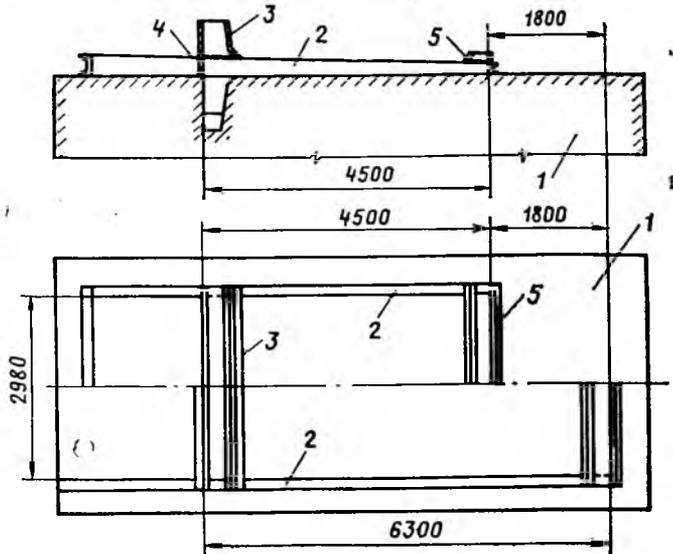


Рис. 6. Схема изготовления УСП  
 1 — стэнд; 2 — борта; 3, 4 и 5 — дополнительные элементы

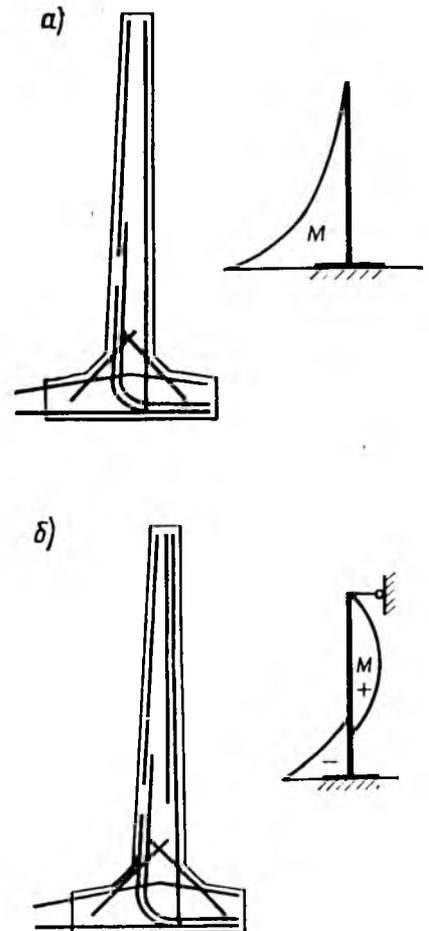


Рис. 7. Схемы армирования консольной (а) и балочной панелей (б)

Армирование всех элементов УСП производится сварными сетками шириной до 3 м, изготавливаемыми на сварочной машине МТМ-32-У4, по серии 4.100-2.

Консольные панели, работающие на одностороннюю нагрузку (например, подпорные стены), армируются согласно рис. 7, а. По рабочей (левой на рисунке) стороне в соответствии с эпюрой моментов в верхней части ставится сетка 1 из стержней диаметром 10—12 мм. С ней стыкуются угловая сетка 2 из стержней среднего диаметра, и внизу ставится угловая сетка 3 из стержней большого диаметра. В пяте (поверху) ставится сетка 6 с выпусками для стыковки с арматурой днища, а понизу — сетка 7. Вуты армируются конструктивными сетками 5, которые в расчете не учитываются.

Все сетки имеют постоянный шаг стержней 200 мм и ширину 2800 мм. Сетки 2 и 3 устанавливаются в одной плоскости вразбежку, образуя сетку с шагом 100 мм.

В случае, если панель работает на двустороннюю нагрузку (вода — грунт или вода — вода), обе грани армируются одинаково, по схеме для рабочей арматуры.

Балочные панели армируются по схеме, приведенной на рис. 7, б. Со стороны положительного момента ставится сетка 1 на всю высоту из стержней диаметром 10—12 мм, а в верхней части добавляется сетка 2 с диаметром стержней по расчету на положительный момент. Со стороны отрицательного момента вверху ставится конструктивная сетка 3 из стержней диаметром 10 мм, а внизу — две угловые сетки 4 и 5, принимаемые по расчету на отрицательный опорный момент. Пята армируются аналогично пяте консольной панели.

УДК 624.953:621.642.3.04

М. Е. ЛИПНИЦКИЙ, канд. техн. наук (Ленинградский Промстройпроект)

## Пути совершенствования силосостроения в промышленном строительстве

Склады силосного типа широко применяются для хранения цемента, гипса, руды, сажи, нефелина, глинозема, песка, суперфосфата и других материалов. Создание силосных складов потребовало принятия единой методики их проектирования.

Наиболее целесообразной формой силосов является цилиндрическая, так как

Таблица 2

Сооружение	Размеры	Расход		Сметная стоимость	Затраты труда
		бетона	стали		
Резервуары	H=3,6 м	101	116	107	105
То же	H=4,8 м	96	96	97	97
Аэротенки (и другие кон- сольные сте- ны)	H=6,0 м	90	98	95	86
Тоннели	V×H=2,4× ×2,4 м	104	115	98	98
То же	V×H=3,6× ×3,0 м	105	99	98	80
Подпорные стены	V×H=4,2× ×3,6 м H подп. =1,8 м	104	95	94	80
То же	H подп. =3,6 м	75	92	87	78
То же	H подп. =4,8 м	64	107	79	70
То же	H подп. =4,8 м	76	97	82	82

Такие схемы позволяют армировать панели индустриальной арматурой в соответствии с эпюрами моментов и подобрать площадь сечения ее с хорошим приближением к требуемой.

Для каждого вида подземных сооружений создана своя номенклатура УСП с сохранением единства опалубочных размеров и своим индивидуальным армированием. По заданию ЦНИИпромзданий эти номенклатуры были выполнены институтами-разработчиками типовых конструкций. По подпорным стенам — Киевским Промстройпроект, по тоннелям — Мосинжпроект, по емкостным сооружениям — Харьковским Водоканалпроект. Результаты сопоставления типовых конструкций с УСП показаны в табл. 2 (технико-экономические показатели сооружений из типовых конструкций приняты за 100%).

Сравнение произведено по преysкурantным ценам для Московской об-

ласти, с добавлением затрат на транспорт и монтаж.

По емкостным сооружениям, при ползней высоте 3,6 м, УСП несколько уступают типовым, а при высоте 4,8 м (примерно 70—80% общего объема) — превосходят их. В целом УСП емкостных сооружений экономичнее типовых.

По тоннелям небольших сечений расход материалов для УСП незначительно выше типовых, стоимость и трудоемкость почти одинаковы. Для больших сечений стоимость УСП снижается на 2—6%, а трудоемкость уменьшается на 20% по сравнению с типовыми.

По подпорным стенам расход бетона, стоимость и особенно трудоемкость по УСП снижаются весьма значительно — на 17—30%.

В целом применение УСП приводит к некоторому снижению расхода материалов и стоимости, более существенно уменьшает трудоемкость строительства подземных сооружений.

Сокращение числа типоразмеров в 14 раз и типоразмеров стеновых панелей вдвое позволяет снизить стоимость и трудоемкость изготовления УСП по сравнению с типовыми конструкциями аналогичного назначения.

По данным ВНИИКИ Госстандарта СССР, сокращение номенклатуры изделий в два раза дает снижение себестоимости на 8%, или на 5,5 р/м<sup>3</sup> и снижение трудоемкости изготовления на 0,15 чел.-дн/м<sup>3</sup>. Существенно сокращается расход стали на формы и производственные площади для изготовления конструкций.

Таким образом, УСП являются целесообразной и эффективной системой конструкций, которую следует рекомендовать к широкому применению.

в этом случае их стенки под нагрузкой работают в основном на растяжение. Силосы малых размеров для сыпучих материалов могут быть и другой формы поперечного сечения — квадратные или многоугольные. Однако для складов сыпучих промышленных материалов, как правило, требуются большие емкости, поэтому в настоящей статье рассматри-

ваются только силосы круглого поперечного сечения.

Были изучены возможности создания одинаковых компоновок и конструкций для силосных складов различных отраслей промышленности. На основе анализа требуемых емкостей, системы загрузки и разгрузки при использовании различного оборудования в различных от-

раслях промышленности в настоящее время широко применяются унифицированные типы монолитных корпусов с цилиндрическими силосами диаметром 6 и 12 м.

Унификация проводилась только для несущих конструкций силосных складов: стен силосов, колонн, подсилосных и надсилосных перекрытий, — а также габаритных размеров фундаментных плит, опирающихся на сжимаемые грунты.

Из-за многообразия решений загрузки и выгрузки и применяемого при этом оборудования не удалось унифицировать конструкции надсилосного и подсилосного этажей и пристраиваемых сооружений, входящих в общий комплекс склада.

Однако принято, что размеры их в плане и по высоте должны быть кратны 6 м, а высоты кратны 0,6 м. Для взаимной увязки силосных корпусов с другими зданиями и сооружениями на промышленной площадке разбивка и размеры силосов выполняются по унифицированной сетке размерами 6×6 м.

Колонны подсилосных этажей, подсилосные и надсилосные перекрытия выполняются сборно-монолитными, а днища силосов диаметром 6 м — в виде стальной воронки на весь диаметр, что приводит к упрощению производства работ и не требует увеличения расхода стали по сравнению с ее расходом на железобетонную воронку.

Для унифицированных корпусов взамен действовавшей серии ИС-01-09 Ленинградским Промстройпроектом с участием НИИЖБ разработана новая рабочая документация корпусов из цилиндрических силосов диаметром 6 и 12 м (серия 3.012.3, утвержденная Госстроем СССР в качестве типовой). Силосы этой серии монолитные, железобетонные, возводимые в скользящей или скользяще-переставной опалубке без предварительного напряжения. Этот индустриальный метод производства работ позволяет возводить силосы со скоростью до 3 м по высоте в сутки. Однако он обладает рядом существенных недостатков: трудностью возведения в холодное время года и значительным расходом арматуры на стыки с перепуском стержней, горизонтальной рабочей арматуры. Попытка стыкования горизонтальных арматурных стержней сваркой при этих методах возведения стен практически не увенчалась успехом.

Отсутствие на многих строительных площадках возможности возведения стен в скользящей опалубке привело к необходимости создания конструкций сборно-монолитных силосов различных диаметров.

Возведение круглых стен силосов из

сборных ненапряженных элементов позволяет заготавливать части колец в заводских условиях. Элементы кольца монтируются с зазором с последующим замоноличиванием узлов сопряжения.

В сборных конструкциях выполняются также колонны подсилосного этажа, подсилосные перекрытия, стены и надсилосные перекрытия. Таким образом, все основные несущие конструкции силосного корпуса изготавливаются на заводе железобетонных изделий.

Наиболее уязвимыми местами в этой конструкции являются стыки в местах сопряжения сборных элементов стен. Для сборных стен силосов диаметром 6 и 12 м Ленинградским Промстройпроектом с участием НИИЖБ разработаны различные варианты стыков сборных элементов частей колец стенок без предварительного напряжения.

В стыке сборных элементов круглых силосов диаметром 6 и 12 м к каждому сборному элементу с обоих его концов приварены на заводе железобетонных конструкций по два стальных закладных листа. При укрупнении в кольцо эти закладные элементы соединяются стальными накладками по всей высоте кольца. Такой стык получил широкое распространение из-за простоты осуществления, однако он является весьма металлоемким.

В другом стыке выпуски кольцевой арматуры смежных элементов свариваются при помощи арматурных накладок. Из-за сложности изготовления сборных элементов и большого объема сварки при укрупнении элементов в кольцо этот стык не получил распространения, хотя по расходу стали весьма экономичен.

На каждом конце сборного элемента нового стыка предусматриваются с одной стороны устройства закладного элемента, а с другой — выпуски кольцевой арматуры. При укрупнении сборных элементов в кольцо арматурные выпуски привариваются к закладной детали смежного элемента. Этот стык достаточно прост и принят при разработке типовых сборных железобетонных силосов диаметром 6 и 12 м\*.

Выполнены технико-экономические сопоставления конструкций сборных и монолитных железобетонных стен силосов диаметром 12 м. Показатели подсчитаны на 1000 т хранимого материала. Остальные конструкции и виды работ условно приняты одинаковыми.

Получены следующие результаты: сметная стоимость сборных стен увеличилась на 12%, а с учетом зимнего удорожания уменьшилась на 9%; приведен-

\* Л. с. № 920139. Стык сборных железобетонных элементов. М. Е. Липницкий. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1982. № 14.

ные затраты увеличились на 15%, а с учетом зимнего удорожания уменьшились на 6%; трудоемкость изготовления и монтажа уменьшилась на 47%; расход бетона снизился на 31%, а расход стали увеличился на 5%. Увеличение расхода стали произошло за счет стыковых соединений сплошными двусторонними стальными накладками.

Дальнейшее развитие силосного строительства пойдет по пути увеличения диаметра сооружений и создания предварительного напряжения стенок силосов, возводимых из монолитного бетона и из сборных элементов.

Силосы больших диаметров, как правило, выполнялись из сборных элементов вертикальной резки с последующим замоноличиванием узлов сопряжения. После достижения бетоном стыков требуемой прочности осуществлялось предварительное напряжение.

Имеется практика возведения стенок силосов диаметром 18, 24 и 42 м в монолитном и сборно-монолитном вариантах. При таких диаметрах целесообразно и во многих случаях неизбежно стальные силосы выполняются с предварительным напряжением. Оно осуществляется навивкой либо высокопрочной проволоки диаметром 5 мм на наружную поверхность цилиндрической оболочки силоса карусельной машиной, разработанной ВНИИСТ, либо стержневой арматурой электротермическим способом. По мере натяжения арматуры наносится защитный торкретный слой бетона.

Одним из примеров осуществленных в натуре складов с силосами больших диаметров является склад апатита и нефелина в Медвежгородском порту. Он состоит из трех железобетонных резервуаров диаметром 24 и высотой 32,2 м. Стенки резервуара выполнены из сборных железобетонных панелей вертикальной резки в два яруса с последующим предварительным напряжением электротермическим способом арматурными стержнями диаметром 25 мм класса А-III с переменным шагом по высоте. Панели имели размеры 1,45×0,25×11 м, массу 10 т.

Для плотного прилегания напрягаемой арматуры к стенке силоса поверхность панелей с наружной стороны выполнена цилиндрической радиусом 12 м. Резервуары перекрыты сборными железобетонными куполами.

Резервный склад глинозема Братского алюминиевого завода, состоящий из двух железобетонных силосов диаметром 42 м, высотой 30 м, выполнен из сборных железобетонных панелей двухъярусной вертикальной резки. Толщина стенок резервуара до отметки 15 м 40 см выше 20 см; силосы выполнены

без подсилосного этажа с разгрузкой глинозема через отверстия в полу подземными галереями. Технологическая и транспортная части разработаны ВАМПИ. Силосы перекрыты железобетонным куполом. Силосы и кольцо купола предварительно напряженные кольцевой арматурой из проволоки диаметром 5 мм. Шаг навивки 11—43 мм. В нижней части силоса на высоту 6 м навивка производится в 3 слоя, далее на высоту 12 м — в 2 слоя, а на верхнем участке — в один слой. Каждый слой навитой арматуры покрывается слоем торкрета таким образом, чтобы толщина слоя навитой проволоки и торкрета составляла 10 мм. Навивка производится машиной АНМ-7.

На рис. 1 и 2 показаны силосы в процессе строительства.

Склад железного концентрата из 4 силосов диаметром 24 м, высотой 26,6 м осуществлен на Лисаковском горно-обогатительном комбинате. Толщина стенок силосов 250 мм. Стенки выполнены из сборных элементов двухъярусной вертикальной разрезки. Предварительное напряжение осуществлено навивкой высокопрочной проволоки диаметром 5 мм. Навивка производилась карусельной машиной АНМ-7.

Сопоставлены технико-экономические показатели сборных предварительно напряженных силосов диаметром 18 и 12 м с монолитными стенами по типовой серии 3.012.3 для хранения цемента. Показатели рассчитаны на 1000 т хранимого ма-

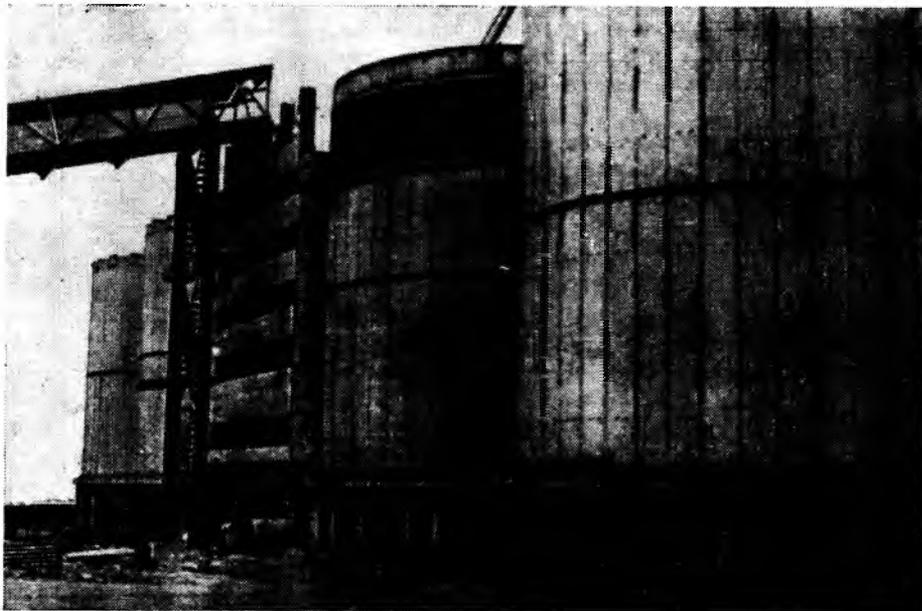


Рис. 2. Склад железного концентрата Лисаковского ГОКа в процессе строительства

териала. Результаты анализа показали, что уменьшается расход бетона на 27%, стали — на 28%, сметная стоимость снижается на 8%, общая трудоемкость уменьшается на 27%, приведенные затраты снижаются на 19%.

Результаты технико-экономического сопоставления решений складов силосов диаметрами 12, 24 и 42 м приведены в таблице.

Показатель, %	Диаметр силосов, м		
	12	24	42
Сметная стоимость	100	70	70
Трудоемкость	100	103	78
Эксплуатационные расходы	100	70	70

Стены силосов диаметром 24 м выполнены монолитными с предварительно напряженной навиваемой прядевой арматурой и последующим защитным торкретным слоем. Стены силосов диаметром 42 м выполнены из сборных элементов с вертикальной разрезкой, с предварительно напряженной прядевой арматуры и последующим защитным торкретным слоем.

#### Выводы

Силосы для хранения однородных сыпучих промышленных материалов целесообразно осуществлять цилиндрическими диаметрами 18—42 м.

Минимонтажестрою необходимо освоить выполнение монолитных стенок силосов диаметрами 18 и 24 м в скользящей опалубке, методы создания предварительно напряженных стенок силосов диаметром до 42 м включительно,

Следует утвердить в качестве типовых для различных отраслей промышленности силосные корпуса со сборными стенами диаметром 6 и 12 м, с предварительно напряженными сборными и монолитными стенками диаметром 18 и 24 м.

Реализация указанных мероприятий позволит при возведении стенок силосов снизить удельный расход бетона и стали, снизить трудоемкость и повысить надежность их эксплуатации.

## Авторские свидетельства

### № 24

№ 1100098. Ю. В. Галата, Е. С. Соифертис, Е. Л. Климов и П. П. Иванча. Пустотообразователь для изготовления железобетонных изделий.

№ 1100099. П. И. Алексеев и Н. В. Фомина. Способ усиления концевой части свежесформованного пустотного строительного изделия.

№ 1100100. Н. Н. Воинов, Б. З. Аверин и В. И. Гриднев. ПО Москерамзитобетон. Устройство для производства железобетонных изделий.

№ 1100101. А. С. Ситник, О. В. Прилуцкий, Н. В. Чечель и др. Запорожский автомобильный завод «Коммунар» и Новомосковский з-д ЖБИ. Способ кольматации железобетонных труб.



Рис. 1. Склад глинозема в процессе строительства

## Индустриальные конструкции и методы возведения башенных градирен

Как в нашей стране, так и за рубежом на современных промышленных и энергетических объектах в качестве технологического аппарата-водоохладителя широко применяются железобетонные башенные градирни.

Наибольшее применение в СССР получили градирни площадью орошения 1600, 3200 и 9500 м<sup>2</sup>, которые возводятся в скользящей или переставной опалубках. Так, на Ровенской АЭС и Зуевской ГРЭС возведены башенные градирни с монолитными железобетонными вытяжными башнями площадью орошения 9500 м<sup>2</sup> производительностью 85—100 тыс. м<sup>3</sup>/ч [1—3]. Высота градирни 150 м, высота оболочки 140 м, диаметр вытяжной башни на уровне отметок 0; 10; 115 и 150 м соответственно равен 123, 117, 71,5 и 74,7 м.

В конструктивном отношении вытяжная башня, состоящая из железобетонной наклонной колоннады и оболочки, имеет форму однополостного гиперболоида вращения. Толщина оболочки по высоте переменная и колеблется в пределах от 16 см (на отм. 111—145 м) до 117 см (на отм. 10 м). Наклонная колоннада выполнена из 44 пар сборных железобетонных колонн диаметром 90 см и длиной 12 м. Один из концов колонн забетонирован в подколонники ленточного кольцевого фундамента сооружения, а другой обетонирован нижним опорным кольцом оболочки. Верхняя часть оболочки (толщина ее здесь составляет 20 см), именуемая верхним кольцом жесткости башни, имеет L-образную форму.

С наружной стороны вытяжной башни оболочка снабжена меридиональными ребрами в количестве 200 шт., которые имеют в поперечном сечении трапециевидную форму (верхнее и нижнее основания соответственно 8 и 13 см, высота — 7 см).

В оболочках и наклонных колоннадах башенных градирен, возведенных на Ровенской АЭС и Зуевской ГРЭС, применен соответственно бетон марок М300 и М400 с Мрз 300 и В8. Кольцевой ленточный фундамент с подколонниками вытяжной башни выполнен в монолитном железобетоне.

Водосборный бассейн градирни площадью орошения 9500 м<sup>2</sup> в конструктивном отношении решен автономно от вытяжной башни и ее фундамента.

Монолитные железобетонные оболочки градирен Ровенской АЭС возведены в переставных опалубках с помощью самоподъемных подмостей, приобретенных совместно с лицензией у фирмы «Балке-Дюрр» (ФРГ).

При возведении вытяжных башен использованы башенный кран НВК-150 фирмы «Кайзер» (ФРГ) и отечественные краны КБК-250.

Оболочка градирни возводится в три этапа: I — возведение нижнего опорного кольца (отм. 10—11,15 м), монтаж переставной опалубки и самоподъемных подмостей; II — возведение оболочки в переставной опалубке (отм. 11,15—46,52 м) с помощью двух башенных кранов КБК-250; III — возведение оболочки (отм. 46,52—149,7 м) с использованием одного крана НВК-150.

Одним из основных отличий указанной технологии возведения от известной, предусматривающей применение агрегата «640» или T-образного крана, является установка самоподъемных подмостей непосредственно на железобетонную оболочку. По мере набора прочности уложенного в ярус бетона самоподъемные подмости перемещаются с помощью направляющих кондукторов, снабженных гидроцилиндрами.

Для подъема рабочих на самоподъемные подмости используется грузопассажирский лифт V—500 шведской фирмы «Линден Алимак».

Срок строительства «одной» монолитной железобетонной башенной градирни площадью орошения 9500 м<sup>2</sup> составил 26 мес, в том числе вытяжной башни — 19 мес [2].

Начиная с 1975 г. на объектах ТЭЦ начато строительство башенных градирен площадью орошения 3200 м<sup>2</sup> с монолитными железобетонными вытяжными башнями, возводимыми в скользящей опалубке Магдебургского строительного комбината (ГДР), приобретенной по лицензии [4, 5]. Проект градирен разработан Ленинградским отделением Атомтеплоэлектропроекта. ППР разработан институтом Гидроспецпроект.

Оболочка вытяжной башни выполнена в форме, близкой к усеченному конусу.

Высота градирни 82 м, высота оболочки 77 м, диаметр вытяжной башни на отм. 0 м—70,54 м и на отм. 82 м—40,2 м. Толщина стенки оболочки колеблется от 16 до 50 см. Конструктивной особенностью оболочки является устройство на ней меридиональных утолщений величиной 2 см, расположенных по периметру с внутренней и наружной сторон башни. Эти утолщения выполняют технологическую роль и служат для предотвращения закручивания скользящей опалубки в процессе возведения оболочки.

Нижнее опорное кольцо оболочки и наклонная колоннада полносборные. Верхнее кольцо жесткости оболочки, имеющее Г-образную форму, формируется с помощью наружных подмостей скользящей опалубки. Подземная часть вытяжной башни выполнена в виде кольцевого ленточного фундамента. При этом стенка водосборного бассейна совмещена со стенкой кольцевого ленточного фундамента.

Подача арматуры, демонтаж скользящей опалубки осуществляются с помощью башенного крана КГ-160.1 грузоподъемностью 4 т. Технологической особенностью возведения в скользящей опалубке является то, что при скорости ее подъема 3—3,5 м/сут требуемое количество бетонной смеси составляет 14—15,9 м<sup>3</sup>/ч. В связи с этим применяется схема подачи бетонной смеси при помощи бетононасосов фирмы «Швинг» (ФРГ).

Скользящая опалубка (общая ее масса 600 т) представляет собой жесткошарнирную конструкцию, состоящую из 104 домкратных рам с гидравлическими домкратами, металлических щитов опалубки, конструкций рабочих подмостей. Конструкция скользящей опалубки удерживается на домкратном стержне при помощи кулачков домкрата. Домкратный стержень находится внутри обсадной трубы, которая постоянно движется вместе с домкратной рамой и служит для создания отверстия в стенке бетонной оболочки диаметром, немного превышающим диаметр домкратного стержня,

исключая тем самым возможность схватывания стержня с бетоном.

Подъем скользящей опалубки осуществляется с помощью четырех гидравлических насосных станций. Изменение взаиморасположения щитов опалубки при возведении оболочки по мере уменьшения ее диаметра производится механизмами стягивания, приводимыми в действие пятой гидравлической насосной станцией.

Общий срок строительства вытяжной башни градирни площадью орошения 3200 м<sup>2</sup> — 5,5 мес при трудозатратах 9875 чел.-дн. Следует заметить, что с внедрением скользящей опалубки при возведении вытяжных башен градирен расход бетона на оболочку увеличивается более чем в 1,5 раза.

За комплекс мероприятий по освоению технологии возведения монолитных железобетонных башенных градирен площадью орошения 3200 м<sup>2</sup> в скользящей опалубке проектировщикам и строителям присуждена премия Совета Министров СССР.

На основе опыта возведения градирен площадью орошения 3200 м<sup>2</sup> в скользящей опалубке Ленинградским отделением АТЭП разработан проект железобетонной башенной градирни площадью орошения 5300 м<sup>2</sup>, производительностью 45—60 тыс. м<sup>3</sup>/ч. Высота градирни 120 м, диаметр основания вытяжной башни 89 м, диаметр оболочки на отметке 120 м — 55,6 м, толщина, оболочки колеблется в пределах 17—50 см. Оболоч-

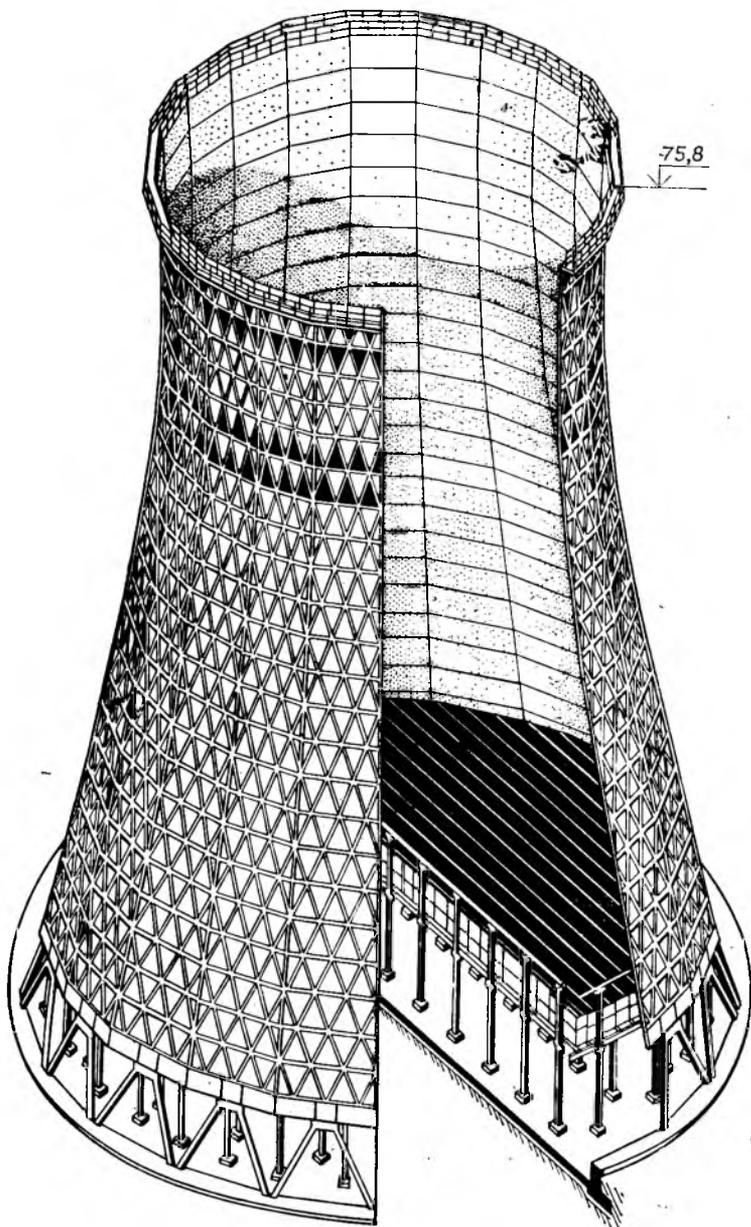
ка вытяжной башни выполнена в форме, близкой к усеченному конусу.

В настоящее время Ленинградским отделением АТЭП совместно с другими организациями выполняются работы по созданию сверхмощных железобетонных башенных градирен производительностью 170—180 тыс. м<sup>3</sup>/ч, предназначенных для энергоблоков единичной мощностью 1000 МВт. Высота градирни 180 м, диаметр основания вытяжной башни 164 м. Последняя решена в виде однополостного гиперboloида вращения. Указанный тип градирни предполагается возвести с помощью переставной опалубки и самоподъемных подмостей.

Одним из мероприятий по снижению материалоемкости рассматриваемых сооружений и сокращению трудозатрат на строительстве является внедрение индустриальных конструкций и скоростного метода возведения. Для этого институтами Оргэнергострой, ЛО АТЭП совместно с другими организациями разработаны проекты сборных железобетонных башенных градирен площадью орошения 2300 и 3200 м<sup>2</sup>, высотой 75,8 м и 82,3 м [6]\*. Вытяжные башни этих градирен выполнены из сборных элементов наклонных колонн и оболочки, состоящей из нижнего опорного кольца, фермопанелей и верхнего кольца жесткости. Каждый элемент фермопанели представляет собой ребристую панель с наклонными ребрами. Толщина палубы и высота фермопанели равны соответственно 5 и 40 см. Вытяжная башня сборной градирни из фермопанелей по форме напоминает башню типа конструкции Шухова (см. рисунок).

Сборные железобетонные элементы вытяжной башни изготавливаются из бетона марки М 400, Мрз 400 и В8. Кольцевой фундамент имеет традиционное конструктивное и технологическое решение. Сборные оболочки башен возводятся в самоподъемных подмостях, разработанных и изготавливаемых институтом Оргэнергострой, с помощью кранового оборудования, установленного с наружной стороны градирни. Скорость подъема самоподъемных подмостей составляет 1—1,2 м/ч. Технология замоноличивания стыковых соединений фермопанелей оболочки методом «Пневмобетон» разработана БВ ЦНИИОМТП Госстроя СССР.

На основе опытного строительства сборных железобетонных башенных градирен на Ново-Тулской ТЭЦ предполагается дальнейшее совершенствование конструктивных и технологических ре-



Сборная железобетонная башенная градирня площадью орошения 2300 м<sup>2</sup>

А. с. № 607934. Железобетонная башенная градирня. Ким Ен Бе, А. И. Горбатов, Г. А. Денисов и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1978, № 19.

шений стыковых соединений, исключаящих мокрый процесс омоноличивания.

Внедрение сборных железобетонных конструкций при строительстве градирен площадью орошения 2300 и 3200 м<sup>2</sup>, по сравнению с монолитными железобетонными башнями, возводимыми в скользящей опалубке, позволит снизить расход бетона и цемента на оболочку на 40—50%, сократить трудозатраты на строительство на 25—30% и уменьшить сметную стоимость строительства на 10—15%.

Учитывая возрастание объемов строительства объектов энергетики, необхо-

димо дальнейшее совершенствование конструктивных и технологических решений башенных градирен, а также выполнение комплексных исследований этих сооружений. Требуется разработка нормативных и конструктивных документов по расчету, проектированию и строительству современных башенных градирен.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительство сверхмощных железобетонных гиперболических башенных градирен на крупнейших ГРЭС и АЭС. Н. В. Дмитриев, Р. А. Кафанов, Н. В. Богомолов и др. — Обзорная информация: Атомные электростанции, выпуск 4, сер. 3. — Информэнерго, 1983.
2. Кузнецов Н. В., Графкин В. Г., Мицаканов В. Л. Сокращение трудозатрат при возведении вытяжных башен гиперболических градирен большой произ-

водительности. — Энергетическое строительство, 1984, № 4.

3. Графкин В. Г., Егорова Л. А., Кузнецов Н. В. Оборудование для возведения железобетонных оболочек градирен площадью орошения 10 тыс. м<sup>2</sup>. — Экспресс-информация, сер.: Строительство тепловых электростанций, вып. 12, 1980.
4. Михайлов А. Н. Внедрение скользящей опалубки при сооружении железобетонной башни градирни. — Экспресс-информация, сер.: Строительство тепловых электростанций, вып. 2, 1976.
5. Михайлов А. Н., Покопцев Г. И. Возведение железобетонной оболочки градирни в скользящей опалубке. — Экспресс-информация, сер.: Строительство тепловых электростанций, вып. 8, 1976.
6. Ким Ен Бе, Васильев А. П., Виноградов С. П. Создание полносборных железобетонных башенных градирен для энергоблоков 100—300 МВт. — Тезисы докладов научно-технического совещания: Организация работ и улучшение технологии возведения дымовых труб и градирен — Информэнерго, 1982.

УДК 624.953.012.45:621.642.37

А. П. ЧЕРНОМАЗ, Э. Н. ГАББАСОВА, Б. С. МИХАЛЁВ, инженеры (ЦНИИПромзданий); Ю. П. Алмазов, инж. (Союзводоканалпроект)

## Прямоугольные резервуары для воды

Институтами Союзводоканалпроект и ЦНИИПромзданий при участии НИИЖБ закончена разработка типовых проектов железобетонных прямоугольных резервуаров для воды емкостью 50—20 000 м<sup>3</sup> с применением унифицированных конструкций по серии 3.900-3 «Сборные железобетонные конструкции емкостных сооружений для водоснабжения и канализации».

В отличие от ранее действующих разработанные резервуары имеют более мелкую градацию по емкости, что позволяет точнее подбирать их для конкретных условий без ненужных запасов, не изменяя при этом номенклатуру изделий и конструктивные решения. С этой целью выбрано 6 групп резервуаров по габаритным схемам — резервуары шириной 6, 12, 18, 24, 36 и 54 м, а в пределах каждой группы имеются резервуары различной длины. Номенклатура резервуаров приведена в табл. 1. Рабочие чертежи выполнены с применением групповых спецификаций, что позволило, несмотря на значительное число типоразмеров этих сооружений, не увеличивать объем проектных материалов.

По конструктивным решениям и номенклатуре применяемых изделий резервуары выполнены нескольких типов: с использованием массовых изделий для промстроительства и с применением более эффективных типовых конструкций, предназначенных специально для резер-

вуаров, не имеющих повсеместного массового применения. Проекты разработаны как для обычных условий, так и для сейсмических районов.

Для обычных условий разработаны резервуары трех типов: с сеткой колонн 6×6 м с плоскими стеновыми панелями и ригельным покрытием из изделий для промстроительства (рис. 1); с сеткой колонн 3×6 м, с плоскими стеновыми панелями и безригельным покрытием из ребристых плит (рис. 2); с сеткой колонн 3×6 м, со стеновыми панелями с опорной пятой и безригельным покрытием из ребристых плит (рис. 3).

На базе первых двух типов выполнены проекты резервуаров для сейсмических районов с ограничениями по емкости и сейсмостойкости (см. табл. 1). Все резервуары разработаны для грунтов сухих и насыщенных грунтовыми водами. Максимальный уровень последних находится на 2 м выше верха дна. Резервуары обвалованы грунтом с толщиной слоя на покрытии 0,5—1 м.

Резервуары с сеткой колонн 6×6 м имеют покрытие из преднапряженных плит по серии 1.442.1-1 шириной 3 м, которые укладывают на полки ригелей. Средние ригели длиной 5950 мм, опирающиеся двумя концами на колонны, выполнены по типовой серии ИС-01-19. Крайние ригели, опирающиеся одним концом на колонну, а другим — на стену резервуара, выполнены с подрезкой опо-

ры на базе типового ригеля. Колонны сечением 400×400 мм без консолей под ригель заделывают в фундаменты стального типа. Для стен резервуаров применены стеновые панели по серии 3.900-3. Стены, на которые опираются ригели, поверху усилены обвязочной балкой (панели ПС1), а перпендикулярные им стены, на которые опираются ребрами плиты покрытия с приваркой через 1,5 м, этой балки не имеют (панели ПС2).

Панели соединяются между собой путем сварки закладных деталей с последующим замоноличиванием узких шпоночных стыков шириной 20 мм цементно-песчаным раствором в соответствии с разработанным ЦНИИПромзданий «Руководством по замоноличиванию цементно-песчаным раствором стыков шпоночного типа в сборных железобетонных емкостных сооружениях» (М., Стройиздат, 1980). В местах сопряжения стен применены объемные угловые блоки, разработанные в составе проекта, т. е. стены выполняются полносборными, но при желании строительных организаций сборные угловые блоки могут быть заменены традиционными монолитными участками без переделки проекта.

С дном стены сопрягаются при помощи щелевого монолитного паза. Для индустриализации работ по его возведению армирование паза предусмотрено

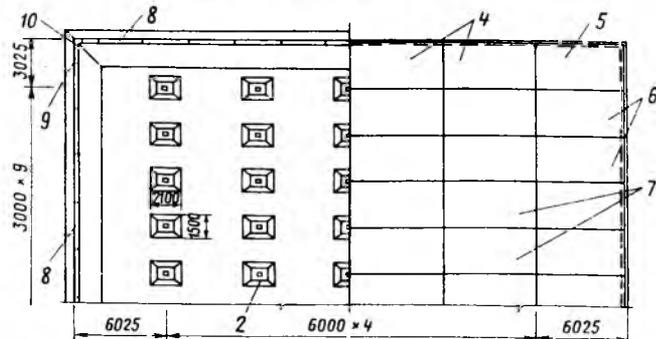
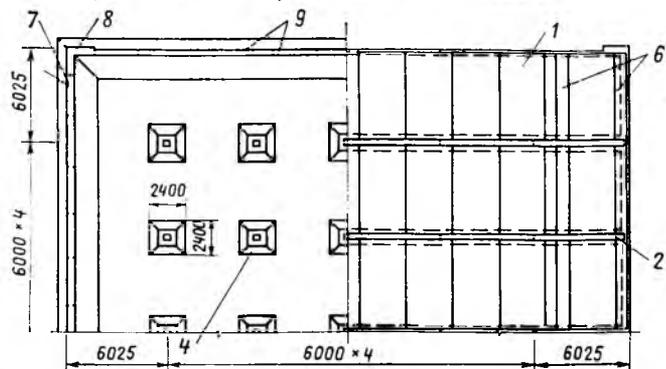
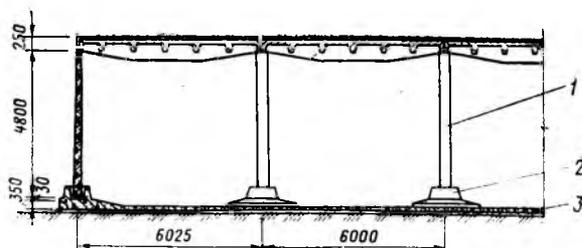
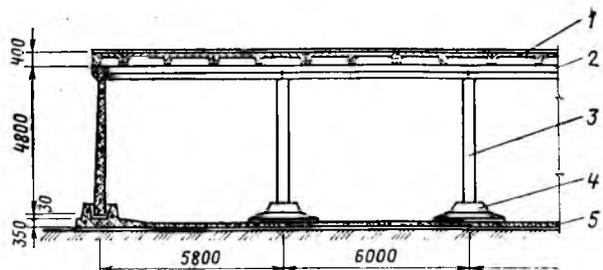


Рис. 1. Резервуар емкостью 6000 м<sup>3</sup> с сеткой колонн 6×6 м

1 — плита покрытия шириной 3 м; 2 — ригель; 3 — колонна сечением 400×400 мм; 4 — фундамент; 5 — монолитное днище; 6 — плита покрытия шириной 0,75 м; 7 — стеновая панель с обвязочной балкой; 8 — угловой стеновой блок; 9 — стеновая панель без обвязочной балки

Рис. 2. Резервуар емкостью 6000 м<sup>3</sup> с сеткой колонн 3×6 м и плоскими стеновыми панелями

1 — колонна сечением 200×350 мм; 2 — фундамент; 3 — монолитное днище; 4 — плита покрытия 3ПР; 5 — плита покрытия 4ПР; 6 — плита покрытия 2ПР; 7 — плита покрытия 1ПР; 8 — стеновая панель без обвязочной балки; 9 — доборная стеновая панель; 10 — угловой стеновой блок

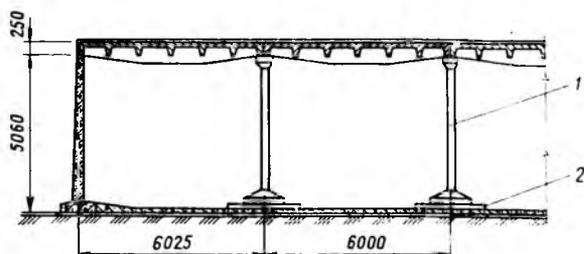
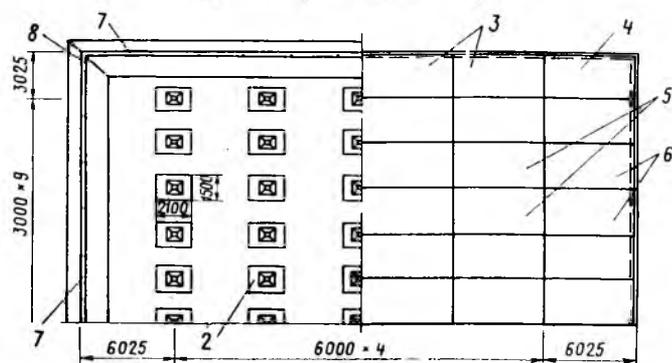


Рис. 3. Резервуар емкостью 6000 м<sup>3</sup> с сеткой колонн 3×6 м и стеновыми панелями с пятой

1 — колонна сечением 250×250 мм; 2 — распределительная плита днища; 3 — плита покрытия 3ПР; 4 — плита покрытия 4ПР; 5 — плита покрытия 1ПР; 6 — плита покрытия 2ПР; 7 — стеновая панель с пятой без обвязочной балки; 8 — угловой стеновой блок; 9 — монолитное днище



пространственными армоблоками, изготовляемыми в заводских условиях.

Днище резервуаров выполнено плоским толщиной 140 мм. Нагрузка от колонн передается на днище через сборные фундаменты стаканного типа, имеющие уширенную опорную часть размером 2,4×2,4 м. Днище армировано стандартными арматурными сетками (рулонными и плоскими). В целях экономии стали днище не рассчитано на перемещение по нему кранового оборудования и автотранспорта, поэтому во избежание появления в нем трещин и его разрушения бетонирование днища и монтаж конструкций необходимо вести строго в последовательности, предусмотренной проектом. Въезд на днище транспорта может быть допущен только при условии соответствующего усиления армирования.

Эти резервуары могут быть рекомендованы для строительства в тех районах, где широко применяются изделия для промзданий, а объем возведения таких сооружений не настолько велик, чтобы осваивать новые изделия.

В районах массового строительства емкостных сооружений для водоснабжения и канализации рекомендуется возводить резервуары с сеткой колонн 3×6 м. Покрытие этих резервуаров выполняется безригельным из плит размером 3×6 м по типовой серии 3.900-3. Плиты для средних участков покрытия (1ПР) имеют продольные ребра переменной высоты (250—500 мм), а поперечные ребра—постоянной высоты (250 мм). По четырем углам снизу плиты находятся закладные детали, три из которых приваривают к колоннам. Для крайних

участков применены видоизмененные (тоже типовые) плиты, опирающиеся на стену поперечным ребром (2ПР). В этой плите с одной стороны от опорного ребра расположены два дополнительных ребра, в которых установлены закладные детали для сопряжения со стеной, опирающиеся на стену одним продольным ребром (3ПР). Высота этого ребра такая же, как и поперечного; для углов покрытия (4ПР), которые опираются на стены двумя ребрами,— продольным и поперечным. В них совмещены конструктивные особенности плит двух предыдущих типов.

Армируются плиты ненапрягаемой арматурой класса А-III.

Покрытие по всему периметру резервуара приваривается через закладные

детали, установленные с шагом 1 м, к стеновым панелям. Это позволило отказаться от массивной обвязочной балки стен, имеющейся в резервуаре с сеткой колонн 6×6 м, и применить плоские панели ПС2. Кроме того, такое покрытие проще из-за отсутствия ригелей.

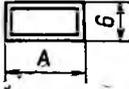
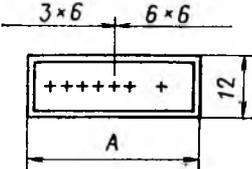
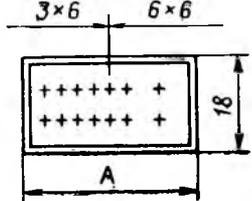
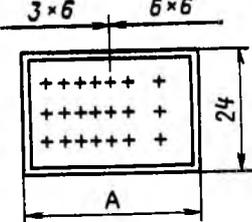
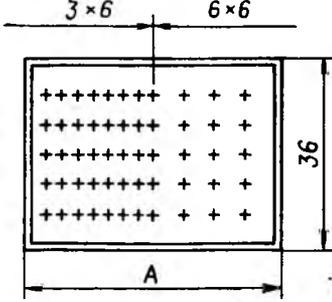
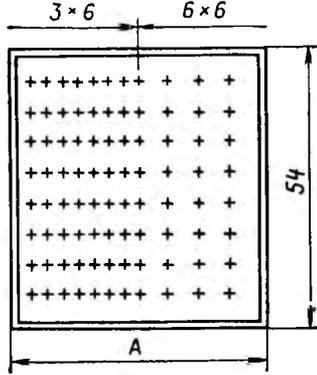
Конструкции стен и узлы их сопряжения аналогичны резервуарам с сеткой колонн 6×6 м. Фундаменты для стен обоих типов резервуаров унифицированы, фундаменты под колонны имеют меньшие размеры в плане (1,5×2,1 м). Принципы армирования плоского дна те же, что и при сетке колонн 6×6 м.

Для районов, имеющих хорошо развитую базу стройиндустрии и с большим объемом строительства рассматриваемых сооружений, разработаны проекты резервуаров с сеткой колонн 3×6 м и тем же покрытием, что и в предыдущем проекте, но со стенами из панелей с опорной пяткой. Применение этих панелей позволяет отказаться от устройства монолитного паза для сопряжения стен с дном и перенести большой объем трудоемких арматурных и бетонных работ в заводские условия. Однако при этом существенно усложняются опалубочные формы изделий, увеличивается их масса, а следовательно, и грузоподъемность кранового и транспортного оборудования, появляются дополнительные сварочные работы на стройплощадке, увеличивается расход стали.

Статические расчеты резервуаров выполнены с применением разработанной Харьковским Водоканалпроектом программы РАЕМ-81, которая позволяет рассчитывать сооружение как пространственную систему с учетом переменной жесткости элементов конструкций. Днище резервуаров рассчитано при этом как плита на упругом основании с коэффициентом постели  $K=2$  кгс/см<sup>3</sup>. Применение указанной программы позволило детально проанализировать характер статической работы резервуаров при различных сочетаниях нагрузок и принять более рациональное армирование конструкций.

Резервуары с плоскими стеновыми панелями и сеткой колонн 3×6 и 6×6 м разработаны в двух исполнениях: для обычных условий и для районов с расчетной сейсмичностью до 9 баллов. В резервуарах для сейсмических районов сохранены все основные конструктивные решения, но дополнительно предусмотрены антисейсмические мероприятия как расчетного, так и конструктивного характера.

Конструкции резервуаров, а также резервуары в целом рассчитаны на особое сочетание нагрузок, учитывающее сейсмическое воздействие. Наиболее ответ-

Схема сооружения	H, м	A, м	V, м <sup>3</sup>
	3,6/3,6	3/3 6/6 12/12 15/15	50/50* 100/100 150/150 200/200 300/250
	3,6/3,6	12/12 15/- 18/18 21/- 24/24 27/- 30/30 33/-	500/500 600/- 700/700 900/- 1000/1000** 1100/- 1200/1200 1400/-
	4,8/4,8	18/18 21/- 24/24 27/- 30/30	1500/1400 1700/- 2000/1900 2200/- 2500/2400
	4,8/4,8	24/24 27/- 30/30 33/- 36/36 39/-	2600/2500 3000/- 3300/3200 3600/- 4000/3900 4300/-
	4,8/4,8	30/30 36/36 42/42 48/48 54/54 60/60 66/66	5000/5000*** 6000/6000 7000/7000 8000/8000 9000/9000 10000/10000** 11000/11000
	4,8/4,8	48/48 54/54 60/60 66/66 72/72 78/78	12000/12000 14000/13000 15000/15000 17000/16000 18000/18000 20000/20000

\* перед чертой — сетка колонн 3×6 м, после черты — 6×6 м;

\*\* максимальный объем резервуаров для строительства в районах с расчетной сейсмичностью 7—9 баллов;

\*\*\* то же, с расчетной сейсмичностью 7—8 баллов

Таблица 2

Номинальная емкость резервуара, м <sup>3</sup>	Удельный расход материалов*			
	Сетка колонн 3×6 м, стеновые панели плоские	Сетка колонн 6×6 м, стеновые панели плоские	Сетка колонн 3×6 м, стеновые панели с пятой	Заменяемый типовой проект
100	37,10	41,11	48,0	43,24
	0,295	0,348	0,264	0,316
500	22,90	24,19	23,75	25,24
	0,177	0,206	0,155	0,193
1000	18,89	19,89	20,10	21,95
	0,151	0,172	0,138	0,151
2000	16,38	18,25	19,60	18,60
	0,124	0,145	0,123	0,132
6000	12,95	14,48	14,10	16,18
	0,103	0,116	0,099	0,111
10 000	11,82	13,18	13,70	11,84
	0,096	0,106	0,093	0,101
20 000	10,31	11,68	12,10	—
	0,086	0,098	0,084	—
Среднее значение для всего ряда резервуаров, %	100,00	109,83	114,43	120,43
	100,00	114,49	96,63	107,18

\* Над чертой — расход стали (т/м<sup>3</sup>); под чертой — объем железобетона (м<sup>3</sup>/м<sup>3</sup>).

ственными элементами сооружения при учете сейсмических нагрузок являются покрытие и узлы сопряжения его со стенами, которые воспринимают весьма значительные горизонтальные сейсмические усилия от массы грунта на покрытие и усилия, передаваемые на покрытие от стен резервуара. При увеличении размеров резервуаров в плане величина горизонтальных усилий в узлах сопряжения стен с покрытием возрастает, что требует соответствующего усиления конструкций. При определенных сочетаниях размеров резервуаров, сейсмичности района и слоя грунта на покрытии типовые конструкции даже с усилением не могут быть применены. Этими условиями, с целью сохранить неизменными опалубочные формы стеновых панелей и плит покрытий и определена область применения разработанных резервуаров.

Кроме того, предусмотрены мероприятия, обеспечивающие совместную работу плит покрытия как единого диска, воспринимающего горизонтальные усилия. Для этого в резервуарах с сеткой колонн 3×6 м плиты покрытия выполняются со шпонками с наружной стороны продольных и крайних поперечных ребер и крепятся к опорным конструкциям не менее чем в трех углах с обязательным креплением углов, опирающихся на стены. Кроме того, во всех продольных и поперечных швах между плитами в

местах их опирания на колонны устанавливаются плоские сварные каркасы.

В резервуарах с сеткой колонн 3×6 м плиты покрытия крепятся к стенам равномерно по всему периметру с шагом 1 м, что обеспечивает рациональную передачу сейсмических усилий от покрытия к стенам через сварку закладных деталей с вовлечением в работу продольной арматуры ребер плит, лежащих на стенах.

В резервуарах с сеткой колонн 6×6 м плиты покрытия привариваются через закладные детали к стенам в направлении поперек плит с шагом 1,5 м, а вдоль плит — с шагом 6 м. Эта неравномерность в опирании покрытия на стены и конструкция самих плит покрытия обусловили необходимость выполнения по торцам плит монолитного пояса, воспринимающего растягивающие усилия. Кроме того, резко ограничена область применения резервуаров: при сейсмичности 9 баллов их емкость не может превышать 1000 м<sup>3</sup>, а при сейсмичности 8 баллов — не более 5000 м<sup>3</sup>, тогда как при сетке колонн 3×6 м и сейсмичности 9 баллов можно строить резервуары емкостью до 10 000 м<sup>3</sup>.

Разработанные резервуары по всем показателям (расходам материалов, стоимости, трудозатратам) превосходят применявшиеся ранее. Как пример в табл. 2 представлены расходы стали, приведенные к классу А-I, и бетона для некоторых резервуаров. Как видно из таблицы, по расходу стали наиболее эффективными являются резервуары с сеткой колонн 3×6 м и плоскими стеновыми панелями. Резервуары с панелями с пятой в этом отношении менее эффективны, что объясняется более тонкими элементами конструкций в месте сопряжения стены и днища. Однако по этой же причине эти резервуары имеют наилучшие показатели по расходу бетона. Резервуары с сеткой колонн 6×6 м по расходу бетона наименее экономичны и занимают среднее положение по расходу стали.

Для сравнения в таблице приведены показатели по заменяемым типовым проектам резервуаров (ныне отменным). Как по расходу стали, так и по объему железобетона они уступают вновь разработанным. Следует иметь в виду, что приведенные показатели не совсем сопоставимы, так как за годы, прошедшие со времени разработки проекта-аналога (1965 г.), неоднократно изменялись нормы проектирования, появились новые технологические требования к резервуарам, что не могло не исказить сравниваемые величины. Так, например, из-за новых требований к величине защитного слоя для арматуры днища его толщину для сухих грунтов пришлось увеличить со 120 до 140 мм, а для грунтов с грун-

товыми водами, наоборот, оказалось возможным снизить толщину днища со 160 до 140 мм, что, однако, не привело к перерасходу ни бетона, ни арматуры, так как изменились одновременно расчетные сопротивления стали, бетона и другие нормативные величины.

#### Выводы

1. Разработана большая группа типовых проектов железобетонных резервуаров емкостью 50—20 000 м<sup>3</sup> из изделий по типовой серии 3.900-3.
2. Применен новый принцип компоновки резервуаров, позволяющий получить более частую их градацию по емкости без изменения номенклатуры изделий.
3. Разработаны варианты резервуаров с различными конструктивными решениями стен и покрытий с учетом особенностей строительства в отдельных регионах страны.
4. В тех же конструкциях выполнены резервуары для сейсмических районов строительства и определена область применения каждого конструктивного решения.
5. Разработанные резервуары по технико-экономическим показателям эффективнее существующих.

## Новые книги Стройиздата

**Рекомендации по расчету многоэтажных зданий панельно-блочной и объемно-блочной конструктивных систем с учетом особенностей пространственной работы.** — М., Стройиздат, 1984.

**Фомичев Н. И. Совершенствование планирования капитального строительства.** — М., Стройиздат, 1984.

**Загороднев В. А. Опалубочные работы при возведении монолитных конструкций в блочно-переставной опалубке.** — М., Стройиздат, 1984.

**Панкратов Е. П., Хенкин И. Л. Внутривоздковой хозрасчет и планирование на предприятиях сельской строительной индустрии.** — М., Стройиздат, 1984.

**Чистяков Б. З., Лялинов А. Н. Использование минеральных отходов промышленности в производстве строительных материалов: На примере предприятий Ленингр. обл.** — Л., Стройиздат, 1984.

**Шкинев А. Н. Аварии в строительстве.** — 4-е изд., перераб. и доп. — М., Стройиздат, 1984.

**Технология строительного производства. Учеб. для вузов / С. С. Атаев и др.** — М., Стройиздат, 1984.

С. Е. КАГАНОВСКАЯ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий); Н. А. ГЛИКМАН, инж. (Союзгазпроект)

## Конструкции фундаментов блочных газоперекачивающих агрегатов

Бурное развитие газопроводного транспорта в нашей стране привело к поиску экономичных инженерных решений. В первую очередь эта проблема касается площадочных комплексов газопровода — компрессорных станций (КС), поскольку до последнего времени трудозатраты на их строительство оказывались в 3—3,5 раза выше, чем на сооружение линейной части газопровода.

Одним из наиболее трудоемких сооружений на КС является система газоперекачивающих агрегатов (ГПА) с традиционными массивными фундаментами. Модернизация привела к созданию бесподвальных блочных агрегатов с различными типами приводов. В последние годы широко используются агрегаты ГПА-Ц-6,3 и ГПА-Ц-16 мощностью 6,3 и 16 МВт с авиационными приводами. Ими оснащены целые газотранспортные системы, например Пермь — Казань — Горький — Центр. В отличие от агрегатов, располагавшихся в зданиях компрессорных цехов, авиаводные ГПА предназначены для открытой установки и состоят из транспортальных блоков полной заводской готовности. В результате их применения сроки строительства КС сократились в 2,5—3 раза, трудозатраты на стройплощадке — на 60%.

Остановимся на конструкциях фундаментов под наиболее распространенный агрегат ГПА-Ц-6,3.

### Техническая характеристика ГПА-Ц-6,3

Мощность, МВт	6,3
Масса, т	67
Масса блока турбоагрегата, т	37,1
Масса опорной стальной рамы высотой 0,657 м при заполненном масле баке, т	14,4
Габаритные размеры, м	13,35×6,08× ×10,02
Расстояние от пола до оси валопровода, м	1,95
Номинальная частота вращения роторов, об/мин	8200
Продолжительность пуска, мин	2—3

При традиционном решении, т. е. при массивном монолитном фундаменте, заглубленном на 2 м, объем бетона на один фундамент составляет 153 м<sup>3</sup>, причем в связи с полной блочностью габариты авиаводных ГПА (и соответственно площадь и объем монолитного фундамента) в 1,5—2 раза больше, чем у агрегатов других конструкций той же мощности. На КС мощностью 100 МВт

бленностей блочных ГПА-Ц-6,3. Возможность замены всех узлов и систем ГПА не на КС, а в условиях завода значительно повышает качество балансировки роторов, центровки узлов и, следовательно, уменьшает вибрацию. Расположение всех блоков на поверхности грунта с незначительным перепадом отметок опорных рам (0,35 м) максимально упрощает конструкцию индустриального фундамента по сравнению с фундаментами агрегатов, приподнятых над полом. Высокая частота вращения всех роторов, т. е. теоретическая уравновешенность узлов агрегата, их малый суммарный вес (13,21 кН) значительно снижают возможность передачи вибрации на фундамент. Этой же цели служат жесткая опорная стальная рама под блоком турбоагрегата и установленные на ней дополнительные опорные конструкции под двигатель и нагнетатель. Крайне незначительная нагрузка на каждую сваю под блоком турбоагрегата (не более 100 кН) в несколько раз в зависимости от грунтовых условий меньше несущей способности свай, в связи с чем осадки фундамента практически равны нулю.

Свайный безростверковый фундамент (рис. 1) выполняется из 16 забивных свай (под блоком турбоагрегата 10 свай) с кольцевыми сборно-монолитными или прямоугольными сборными оголовками. В оголовках, арматура которых приваривается к арматуре свай с последующим омоноличиванием узла бетоном, закрепляются болты опорной рамы блока турбоагрегата. Установка анкерных болтов предусматривается либо в специальные трубчатые закладные элементы оголовков, либо в просверленные отверстия на эпоксидном клее. Бетонный пол, выполняемый под всем ГПА (61 м<sup>2</sup>), на площади блока турбоагрегата (40 м<sup>2</sup>) армируется и арматура его сваривается с арматурой оголовков. Это улучшает как динамические характеристики фундамента, так и работу его на горизонтальные нагрузки\*. Таким образом, оголовок является важным элементом системы «ГПА — фундамент — основание», объединяющим опорную раму блока турбоагрегата, сваю и армированный пол в единую конструкцию (рис. 2). Кроме того, с помощью оголовков (диаметр круглых 1 м, размер прямоугольных 1,2×0,6 м) повышается горизонтальное сопротивление фундамента вследствие локального усиления в верхней части свай, где это наиболее необходимо, благодаря чему удается избежать использования менее индустриальных бурнабивных свай большего диаметра.

\* А. с. № 1013577. Фундамент под оборудование. Р. М. Макар, Ю. С. Осередько, Э. В. Троицкий и др. — БИ, 1983, № 15.

Таблица 1

КС	Тип конструкции фундамента	Амплитуды колебаний фундамента, мкм	
		Вертикальные	Горизонтальные
«Купянск», I очередь «Крестицы», I очередь То же	Монолитный	3,14	3,08/3,75*
	То же	2,55	2,73/3,91
	Монолитный стеночатый	2,34	2,84/3,60

\* Перед чертой — параллельно оси ГПА, после черты — перпендикулярно.

устанавливают 16 агрегатов ГПА-Ц-6,3 с общим расходом бетона на фундаменты около 2,5 тыс. м<sup>3</sup>. Ввиду небольших расстояний между ГПА, наличия на этой же площади каналов, опор газовой обвязки и др. приходится для всех монолитных фундаментов отрывать общий котлован. Значительные объемы земляных, бетонных, опалубочных, арматурных работ делают традиционные фундаменты крайне трудоемкими. А в отдаленных, северных районах страны, где имеются сложности с доставкой больших объемов цемента, песка, гравия и очень трудно обеспечить требуемое качество монолитного бетона в зимний период, выполнение массивных фундаментов под ГПА вообще нежелательно. Тем не менее такие фундаменты до последнего времени использовались повсеместно. Это объясняется значительной площадью подошвы, при которой осадки фундамента незначительны, а также его большой массой (для фундамента ГПА-Ц-6,3 при глубине 2 м — 382 т), способной гасить возможные вибрации. Амплитуды колебаний таких фундаментов, по замерам НИИОСП (табл. 1), намного меньше допускаемых СНиП II-19-79.

В последние годы ведутся разработки конструкций нематериалоемких фундаментов, которые по степени индустриальности и срокам изготовления соответствовали бы блочным ГПА. Предлагаемый вариант конструкции фундаментов под ГПА-Ц-6,3 — свайный безростверковый с железобетонными оголовками.

Переход на новые решения фундаментов неразрывно связан с анализом осо-

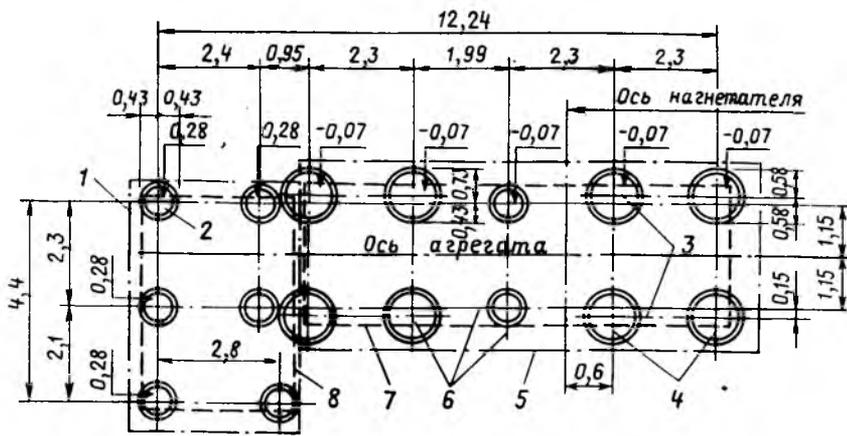


Рис. 1. План безростверкового свайного фундамента с круглыми оголовками под блочный агрегат ГПА-Ц-6,3

1 — габариты бетонного пола.  $\delta=0,1$  м; 2 — оголовки,  $D_H/D_B=0,86/0,7$ ; 3 — оси оголовков; 4 — оголовки,  $D_H/D_B=1,16/1$ ; 5 — железобетонный пол; 6 — оси свай; 7 — опорная рама блока турбоагрегата (элемент 1); 8 — опорная рама вспомогательных блоков (элемент 2)

Облегченный фундамент под ГПА-Ц-6,3 соответственно расположению опорных рам может быть расчленен на два элемента (см. рис. 1). Элемент 1 воспринимает нагрузку через опорную раму блока турбоагрегата, включающего двигатель и нагнетатель от самого блока ( $P_1=370,7$  кН), от установленных на его крыше блоков маслоохладителей ( $P_2=113,7$  кН) и от выхлопного устройства ( $P_3=54,1$  кН). Кроме вертикальных постоянных статических нагрузок элемент 1 воспринимает вертикальные и горизонтальные нагрузки — динамическую, от газовой обвязки (передаваемая на фланцы патрубка нагнетателя), ветровую и снеговую. Динамическая нагрузка в заданиях предприятий-изготовителей не приведена, а рекомендации СНиП II-19-79 по ее определению не распространяются на фундаменты ГПА. Тем не менее ввиду отсутствия каких-либо нормативных документов на проектирование фундаментов ГПА  $P_d$  определяют по формуле

$$P_d = \mu \eta \sum_{i=1}^S Q_i$$

где  $Q_i$  — вес одного ротора;  $\mu\eta=8$  и  $\mu\eta=1,6$  соответственно для вертикальной и горизонтальной динамической нагрузок.

Для агрегатов с авиaprоводом, вес роторов которых чрезвычайно мал, а скорость пуска и останова большая, что обеспечивает быстрое прохождение через резонансные ГПА частоты, можно принять  $\mu\eta=1$  для вертикальной и  $\mu\eta=0,5$  для горизонтальной нагрузки. Максимальные горизонтальные нагрузки, приходящиеся на каждую сваю элемен-

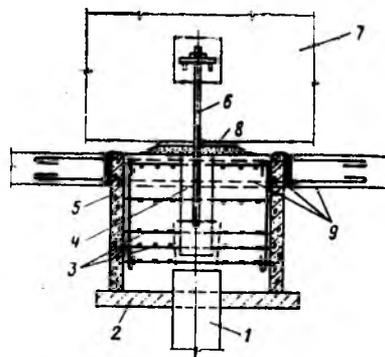


Рис. 2. Деталь соединения круглого в плане оголовка со свай, армированным полом и рамой ГПА-Ц-6,3

1 — свая; 2 — бетонная подготовка оголовка,  $\delta=0,1$  м; 3 — арматурные сетки монолитной части оголовка; 4 — колодец для установки анкерного болта; 5 — оголовок,  $h=0,9$  м; 6 — анкерный болт; 7 — опорная рама блока турбоагрегата; 8 — пластина для установки опорной рамы блока турбоагрегата; 9 — арматура пола

та 1, не превышают 10 кН.

Элемент 2 воспринимает нагрузку через опорную раму блока всасывающей камеры от самого блока ( $P_4=40,4$  кН) и от установленного на его крыше блока воздухоочистительного устройства ( $P_5=66$  кН), причем максимальная вертикальная нагрузка, передающаяся на каждую сваю, очень мала и составляет 35 кН. Фундаменты рассмотренной конструкции построены на КС «Купянск» II очереди газопровода Острогжск — Шибелинка и КС «Горнозаводская» II очереди газопровода Уренгой — Новопсков. Расчеты, выполненные для фундаментов на КС «Купянск», показали, что несущая способность свай сечением  $0,35 \times 0,35$  м, длиной 10 м, забиваемых

в лидерные скважины диаметром 0,25 м, в 5 раз превышает расчетную нагрузку. Осадки и горизонтальные перемещения на новых конструкциях фундаментов не зафиксированы, а амплитуды колебаний практически не отличаются от амплитуд колебаний монолитных фундаментов (см. табл. 1). Такое состояние облегченных свайных фундаментов подтверждает выводы, полученные в работах [1, 2], о наличии пороговых величин для статической нагрузки и амплитуд колебаний. Если они не превзойдены, то динамические осадки от вибрации ГПА возникать не будут. На КС «Купянск» построены традиционные и облегченные фундаменты, что дает возможность сравнения. Средние значения вертикальных колебаний монолитных и облегченных фундаментов составляют, по данным НИИОСП, 3,14 и 4,24 мкм, что значительно меньше допускаемой амплитуды (10—20 мкм). Общий расход бетона на конструкцию облегченного свайного фундамента в 3,5 раза меньше, чем на массивный фундамент, построенный на КС «Купянск». Причем монолитного бетона расходуется в 8 раз меньше, чем в массивном варианте, расход металла сокращается в 2 раза, продолжительность строительства — в 2,2 раза, сметная стоимость — в 2,3 раза.

Основные показатели по облегченным свайным фундаментам под ГПА-Ц-6,3 на один агрегат и на одну КС мощностью 100 МВт приведены в табл. 2.

Таблица 2

Число ГПА Ц-6,3	Расход бетона		Расход стали, т	Сметная стоимость, тыс. р.	Общая трудоемкость, чел.-дни
	сборного	монолитного			
1	24,7	11,0	4,28	3,41/3,68*	39/64
16	395,2	176,0	68,48	54,56/58,88	624/1024

\* Перед чертой — сваи, забитые в грунт, после черты — в лидерные скважины.

Опыт эксплуатации промышленных фундаментов под авиaprиводные ГПА, включающих забивные сваи и оголовки свай, связанные с армированным полом и опорными рамами агрегата, показал их высокую надежность и экономичность.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Ильичев В. А., Монголов Ю. В. Несущая способность свай с учетом сейсмического воздействия. — В сб. трудов НИИОСП, вып. 67. М., Стройиздат, 1976.
- Монголов Ю. В., Шавевич В. М. Изменение несущей способности набивной сваи при горизонтальных колебаниях. — В кн.: Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений (Материалы IV Всесоюзной конференции. Ташкент, 16—18 ноября 1977 г.), книга II, Ташкент, Фан, 1977.

## Особенности расчета сборных стен квадратных силосов

В сборном элеваторостроении стены силосов монтируют из объемных элементов с перевязкой вертикальных швов. В каждом ряду элементы устанавливаются в шахматном порядке, в смежных по высоте рядах стыки одного ряда перекрываются объемными элементами другого, при этом их расположение через ряд повторяется. По наружному контуру силосных корпусов между блоками устанавливают плоские панели, а в крайних силосах (через ряд) — угловые элементы (рис. 1). Передача усилий между элементами по горизонтальным сечениям осуществляется через шов, заполняемый цементным раствором. В вертикальных швах элементы соединяют между собой болтами.

За счет различной жесткости замкнутых и разомкнутых ячеек, угловых и плоских элементов, соединений между ними, а также изменения горизонтального давления сыпучего материала по высоте между ними в горизонтальных растворных швах возникают сдвигающие силы [1]. При совместности перемещений смежных по высоте элементов, что было установлено натурными исследованиями сооружений [2], действующие в швах сдвигающие усилия вызывают перераспределение моментов.

При составлении расчетной схемы совместности перемещений рассмотрим два смежных по высоте ряда сборных элементов средней по высоте зоны силосного корпуса, в которой влияние крайних условий практически не сказывается. Эта зона является определяющей для расчета вертикальных сечений, так как в ней наблюдаются максимальные горизонтальные нагрузки от давления сыпучего материала. Учитывая, что соотношение между длиной и высотой сборного элемента в реальных конструкциях равно 2,5, каждый ряд элементов рассматриваем как плоскую раму, в которой жесткостные характеристики отдельных стержней принимаются равными жесткости соответствующих поперечных сечений.

Рассмотрим два смежных по высоте произвольно выбранных элемента стержневой системы, соединенных между собой упругими связями (рис. 2). Реакции

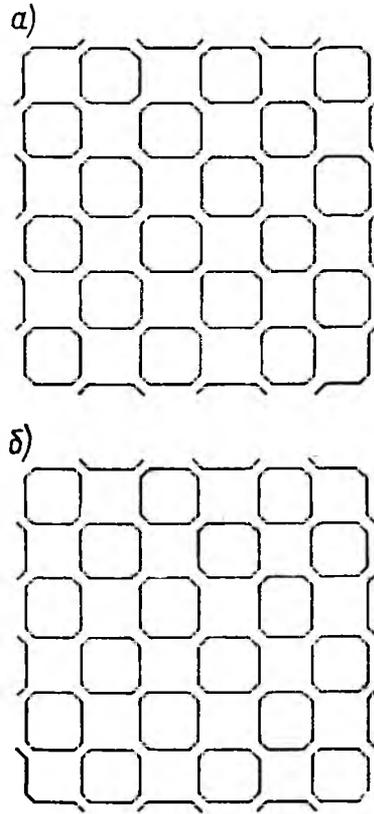


Рис. 1. Схемы компоновки стен сборных силосных корпусов  
а, б — четный и нечетный ряды соответственно

в их опорных связях представим в виде неизвестных усилий и моментов. Поскольку геометрические характеристики смежных по высоте сечений аналогичны, нагрузка в пределах двух рядов практически одинакова, в расчетной схеме продольные и поперечные усилия заме-

ним шарнирными связями, а в опорных сечениях приложим изгибающие моменты, величина которых зависит от типа связей между соседними элементами рамы.

Условие совместности перемещений имеет вид

$$f_{i_2} = kf_{i_1},$$

где  $f_{i_1}$ ,  $f_{i_2}$  — перемещения  $i$ -й точки соответственно верхнего и нижнего элементов;  $k$  — коэффициент податливости горизонтального шва, который изменяется в пределах  $0 \leq k \leq 1$ , при равных перемещениях  $k = 1$ .

Совместность перемещений элементов возможна за счет приложения в  $n$  сечениях по длине сил  $X_1, X_2, X_i, \dots, X_n$ , направленных в стержне, имеющем большие перемещения при отдельных деформациях, в сторону, противоположную фактическим перемещениям от нагрузки, а в другом стержне — наоборот. Известные усилия находим, решив систему из  $n$  канонических уравнений методом сил. Зная усилия, можно определить дополнительные моменты в сечениях стержней. Степень точности решения зависит от количества точек на стержнях, которые перемещаются совместно, т. е. от количества неизвестных  $n$ , принятых при решении системы уравнений.

После составления программы расчета и проведения численных экспериментов для различных вариантов загрузки элементов было установлено, что с увеличением  $n > 10$  точность решения практически не меняется — разница в расчетах при  $n = 10$  и  $n = 50$  не превышает 2%. Кроме того, полученные результаты показали, что при учете сов-

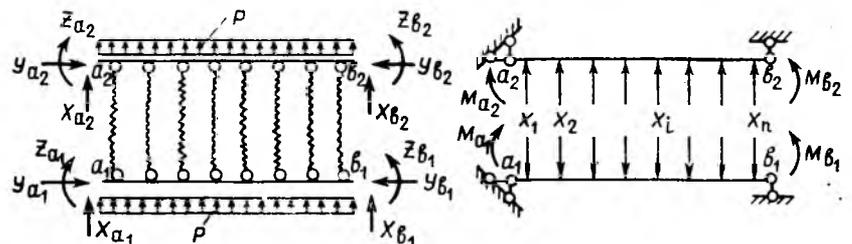


Рис. 2. Расчетная схема и основная система

местности деформаций происходит увеличению изгибающих моментов в сечении элементов, имеющих меньшие перемещения при раздельной работе конструкций.

На основании разработанной методики расчета совместности деформаций смежных по высоте элементов определены максимальные изгибающие моменты в стенах силосов при возможных схемах приложения горизонтальной нагрузки от сыпучего материала. Болтовые соединения между сборными элементами могут быть шарнирными либо упругоподатливыми в зависимости от конструктивного решения стыков и условий монтажа конструкций.

Опорные моменты в основной системе принимались равными алгебраической сумме момента в связи  $M_{оп}$  плюс момент, вызванный податливостью соединения  $M_{\phi}$  (при упругоподатливых связях), либо загрузкой соседних силосов  $M_{р}^c$  (при шарнирных связях):

$$M = M_{оп} + M_{\phi} \text{ или}$$

$$M = M_{оп} + M_{р}^c.$$

При шарнирном соединении дополнительные моменты  $M_{р}^c$  возникают только в объемных элементах при загрузке их внешних сторон. Различные комбинации горизонтального давления сыпучего материала, равномерно распределенного по периметру в пределах одного ряда, при шарнирных связях между сборными элементами достаточно полно рассмотрены в расчетах ЦНИИПромзернопроекта.

В системах с упругоподатливыми связями возникают дополнительные моменты  $M_{\phi}$  при приложении горизонтальной нагрузки с наружной стороны объемного блока, к угловым и плоским элементам. Податливость болтового соединения оценивалась углом поворота узловой части сборного элемента относительно начального положения в соответствии с расчетной схемой [3]. Составив условия равновесия узлов, получим значения углов поворота в зависимости от жесткостных характеристик каждого из элементов для возможных типов соединений в силосном корпусе: между объемными, объемным и угловым, объемным и плоским элементами. Изгибающие моменты определялись методом деформаций с учетом углов поворота узловых сопряжений. Величину  $M_{\phi}$  определяли при испытании натуральных фрагментов стен силосов, в которых усилие затяжки болтов соответствовало среднему, установленному при исследованиях сборных стен силосных сооружений [2]. При этом

в дальнейших расчетах дополнительные моменты  $M_{\phi}$  заменялись эквивалентными моментами от нагрузки  $M_{р}^a$ .

При рассмотрении отдельного горизонтального ряда сборного силосного корпуса принималось, что на распределение моментов в любой ячейке оказывают влияние лишь соседние силосы. Дополнительные моменты за счет нагружения далее расположенных силосов практически равны нулю при различной жесткости связей между ними, что подтверждается расчетом и экспериментальными исследованиями.

Анализ расчетов для стен силосного корпуса, монтируемых из унифицированных элементов серии 3.702-1, показал, что для внутренних силосов (схема «объемный блок — объемный блок») учет перевязки горизонтальных швов несущественно изменяет максимальный опорный момент. В зависимости от типа связей момент снижается на 1,5 или 11% (соответственно шарнирное или упругоподатливое соединение). В середине пролета при шарнирном соединении за счет совместности перемещений момент уменьшается на 60%, а при упругоподатливом практически не изменяется. Характерно, что перевязка сглаживает разницу между максимальными моментами, определенными при двух типах связей: в опорном сечении разница между ними не превосходит 20%, а в середине пролета — 15%.

Для наружных силосов (схема «объемный блок — плоская панель») тип связи между сборными элементами имеет большее значение. При шарнирном соединении учет перевязки приводит к увеличению максимальных моментов в опорном сечении и в середине пролета соответственно на 16 и 24% при одновременном снижении на 14% пролетного момента в плоской панели. При упругоподатливых связях характер изменения моментов аналогичен, хотя вследствие других соотношений между моментами величина их перераспределения: опорный момент объемного элемента увеличивается на 25% при уменьшении в панели пролетного момента на 22% и опорного в 1,5 раза.

Менее существен учет совместности перемещений на перераспределение максимальных моментов в угловых силосах (схема «объемный — угловой элемент»), где изменение максимальных моментов не превышает 10—15%.

Полученные результаты позволяют рекомендовать величины изгибающих моментов для расчета сечений сборных же-

лезобетонных унифицированных элементов квадратных силосов. При этом следует иметь в виду, что жесткостные характеристики связей зависят от конструктивного решения, методов монтажа, условий действия эксплуатационных нагрузок и ряда других факторов, которые могут изменяться в широких пределах. Например, наряду с болтовыми соединениями находят применение связи между сборными элементами, осуществляемые за счет каркасов, укладываемых при монтаже сооружений в горизонтальных швах [4]. Такое соединение, по-видимому, соответствует шарнирному. В наиболее распространенных болтовых соединениях их жесткость в зависимости от качества выполнения вертикальных швов и затяжки болтов может быть различна. Унифицированные элементы квадратных силосов целесообразно проектировать однотипными независимо от жесткостных характеристик связей между ними, тем более что при учете перевязки горизонтальных швов разница в усилиях для расчетных сечений при шарнирных и упругоподатливых связях находится в пределах 10—15%. Поэтому при расчете сечений целесообразно принимать максимальные значения изгибающих моментов:

для внутренних объемных блоков

$$M_{оп} = 0,102 p l^2; M_{пр} = 0,06 p l^2;$$

для наружных сторон объемных блоков

$$M_{оп} = 0,125 p l^2; M_{пр} = 0,07 p l^2$$

для плоских панелей

$$M_{оп} = 0,042 p l^2; M_{пр} = 0,108 p l^2,$$

для угловых элементов

$$M_{уг} = 0,118 p l^2; M_{пр} = 0,07 p l^2.$$

Для всех элементов изгибающий момент по грани вута не превышает момента в середине пролета.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курочкин А. М. и др. Конструкции и расчет зерновых железобетонных элеваторов. — М.: Стройиздат, 1970.
2. Иссерс Ф. А. Анализ результатов натурных исследований стен сборных силосных корпусов. — В кн.: Исследования напряженного состояния железобетонных силосных сооружений, вып. 6, СПИ. Саратов, 1977.
3. Семенов В. Б., Иссерс Ф. А., Хороший И. С. Исследование работы объемных и плоских элементов стен квадратных силосов. — В кн.: Предварительно напряженные конструкции производственных сооружений. — М.: Стройиздат, 1969.
4. Карев В. И., Скориков Б. А., Иссерс Ф. А. Безболтовое соединение стен силосов из объемных элементов. — Промышленное строительство, 1983, № 12.

## Подпорные стены в промышленном и гражданском строительстве

Применяемые в различных отраслях народного хозяйства подпорные стены по конструктивному решению могут быть массивными и тонкостенными. Наиболее характерные их конструкции приведены на рис. 1.

В промышленном и гражданском строительстве в основном применяют тонкостенные подпорные стены уголкового профиля (консольные, с анкерными тягами, контрфорсные) из монолитного и сборного железобетона.

Отдельные элементы сборных и сборно-монолитных подпорных стен консольного типа могут сопрягаться между собой щелевым стыком или петлевыми арматурными выпусками с последующим замоноличиванием.

Облегчение работы консольной части плиты достигается путем установки анкерных связей, при этом длина консольно выступающей части плиты сокращается и она начинает работать по балочной схеме.

Анкерные связи выполняются из стали, преднапряженных железобетонных элементов или другого материала, воспринимающего растяжение и не подвергающегося возможной коррозии, например из стеклопластика. Особая трудность при сооружении таких конструкций заключается в осуществлении антикоррозионной защиты связей и узлов сопряжения анкерных связей с железобетонными элементами.

В ряде случаев устойчивость вертикального элемента или подпорной стены в целом достигается путем анкеровки лицевой плиты жесткими или гибкими анкерами, заводными в грунт за зону призма обрушения.

При проектировании подпорных стен разработка соответствующей системы

дренирования, отвода воды является не менее важной задачей, чем правильная оценка бокового давления грунта. Насыщение засыпки водой создает значительные дополнительные нагрузки, которые

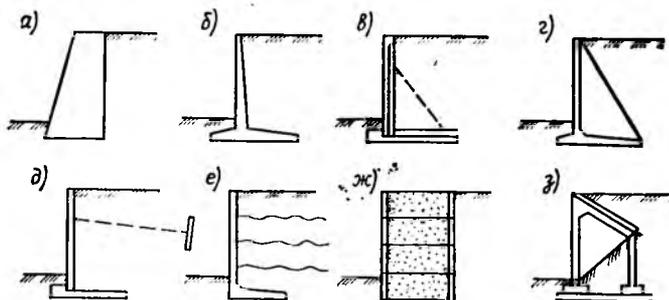


Рис. 1. Характерные конструкции подпорных стен  
а — массивные; б — консольные; в — с анкерной тягой; г — контрфорсные; д — с внешней анкерровкой; е — с гибкими анкерами; ж — ряжевые ящичного типа; з — рамные

быстро возрастают при наличии водонепроницаемых и в меньшей степени — при наличии песчано-гравелистых фильтрующих грунтов.

Хороший дренаж позволяет свести к минимуму воздействие воды и сил морозного пучения грунта на заднюю грань подпорной стены. Схема дренажа зависит от конструкции стены, характеристики грунта засыпки и количества воды, которую необходимо отвести (рис. 2). Например, при засыпке, выполняемой водонепроницаемым грунтом, устройство дренажа сводится к созданию в стене сквозных дренажных отверстий диаметром 100 мм с шагом 1,5—4,5 м (рис. 2, а).

Если сквозные отверстия неприемлемы, со стороны засыпки устраивается продольный пристенный дренажный коллек-

тор, по которому вода поступает на участок, где можно осуществить сквозное отверстие в стене для направленного сброса воды.

Когда засыпка осуществляется из слабопроницаемых песков (мелких или пылеватых с примесью глинистых или илстых частиц), на поверхности стены со стороны засыпки дополнительно укладывают дренарующий материал в виде вертикальных колонн сечением  $200 \times 300$  мм, расположенных с шагом 1,5 м (рис. 2, б). Сброс воды осуществляется через сквозные отверстия в стене или через продольный пристенный дренаж.

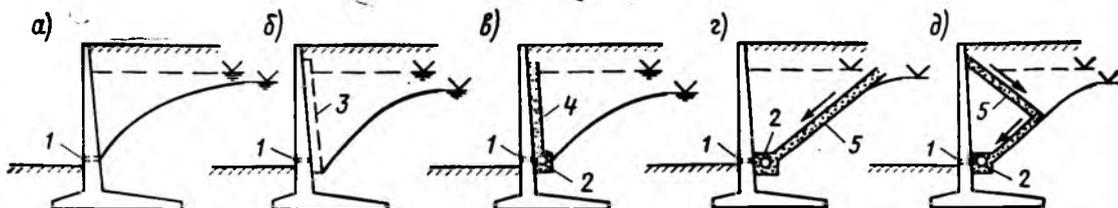
При засыпке супесью пристенный дренаж выполняется по всей плоскости тыльной части стены с отводом воды в продольный дренажный коллектор.

При обратной засыпке суглинком дренажный слой (рис. 2, в) укладывается под природным углом течения воды, а при глинистых грунтах засыпка устраивается с двойным дренающим слоем (рис. 2, д). В этом случае дренарующий материал укладывается для сброса воды с верхней части стены с последующим направлением ее обратно в нижнюю зону к продольному дренажному коллектору.

Если обратная засыпка осуществляется глинистым грунтом, нормальный дренаж обеспечивается путем частичной замены глинистого грунта гравийно-щебеночной засыпкой.

Рис. 2. Схемы застенного дренажа

Грунт засыпки: а — гравий, песок гравелистый крупный среднезернистый; б — песок мелкий пылеватый; в — супесь; г — суглинок; д — глина; 1 — дренажное отверстие; 2 — дренажный коллектор; 3 — вертикальные дренажные колонны; 4 — пристенный дренаж; 5 — пластиковый дренаж



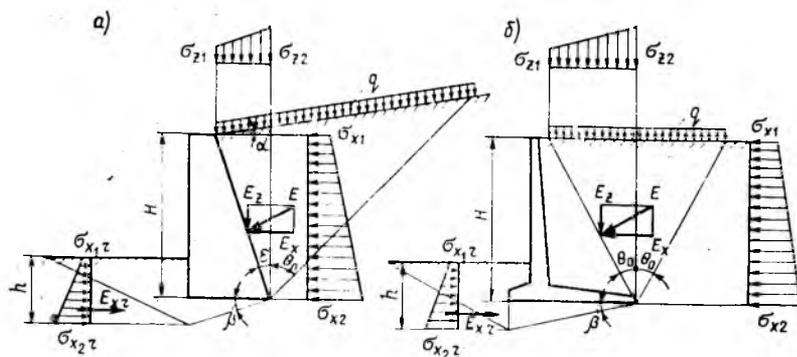


Рис. 3. Схемы нагрузок на подпорную стену при расчете на устойчивость. а, б — соответственно массивных и консольных уголкового профиля

Идеальным дренирующим материалом служат чистые зернистые грунты (чистый песок, гравий или их смесь). Однако при их отсутствии можно использовать искусственные дренирующие материалы и устройства. Например, в Японии в 1968 г. запатентовано предложение устраивать застенный дренаж в виде дренажного мата, размещаемого по всей тыльной поверхности стены, соприкасающейся с засыпкой, с отводом воды через сквозные отверстия в стене (Япония, патент № 47-47684 по кл. E02, K/22). Во Франции в 1974 г. зарегистрирован патент № 2195237 по классу E02b,11/00, по которому дренирующий материал заменен плоскостной водопроницаемой конструкцией, обеспечивающей сток воды из засыпки. Эта конструкция укладывается в засыпке под определенным углом, с ее помощью осуществляется сброс воды в продольный застенный коллектор.

При расчете подпорных стен основное внимание должно быть уделено устойчивости их против сдвига и устойчивости грунта основания под подошвой стены (рис. 3).

В результате научно-исследовательских работ, выполненных рядом институ-

тов, в настоящее время создана новая методика расчета подпорных стен, в соответствии с которой проверка на устойчивость против сдвига производится как по подошве стены (плоский сдвиг), так и по ломаным поверхностям скольжения (глубинный сдвиг) из условия:

$$F S_a \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F S_r \quad (1)$$

где  $\gamma_c$  — коэффициент условий работы, принимаемый для песков, кроме пылеватых,  $\gamma_c = 1,0$ ; для песков пылеватых, а также пылегато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,9$ , в нестабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,85$ ;  $\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1, 2, 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов;  $F S_r$  — сдвигающая сила, равная сумме проекции всех сил на горизонтальную плоскость:

$$F S_u = E_x = 0,54 H (\sigma_{x_1} + \sigma_{x_2}), \quad (2)$$

удерживающая сила  $F S_r$ :

$$F S_r = E_z = F_v \operatorname{tg}(\varphi - \beta) + A_c + E_{xr}, \quad (3)$$

где  $F_v$  — сумма проекции всех сил на вертикальную плоскость;  $\varphi$  — угол внут-

реннего трения грунта;  $c$  — удельные сцепления грунта;  $A$  — площадь подошвы стены;  $\beta$  — угол наклона поверхности скольжения к горизонту;  $E_{xr}$  — пассивное сопротивление грунта, определяемое по формуле

$$E_{xr} = 0,5 h (\sigma_{x_1r} + \sigma_{x_2r}). \quad (4)$$

Расчет устойчивости подпорной стены против сдвига производится для трех значений угла  $\beta$ :  $\beta = 0$  — плоский сдвиг;  $\beta = 0,5\varphi$  и  $\beta = \varphi$  — глубинный сдвиг.

При сдвиге по подошве стены ( $\beta = 0$ ) расчетные характеристики грунта  $\varphi$  и  $c$  в формуле (3) принимаются соответственно не более  $30^\circ$  и 5 кПа.

Интенсивность горизонтального ( $\sigma_x$ ) и вертикального ( $\sigma_z$ ) активного давления грунта, а также пассивного давления ( $\sigma_{xr}$ ) определяется по действующим нормативным документам. При этом активное давление грунта определяется из условия образования за стеной клиновидной призмы обрушения с плоскостью скольжения, проходящей под углом  $\theta_0$  и вертикали:

$$\theta_0 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}. \quad (5)$$

Расчет устойчивости грунта над подошвой стены производится из условия

$$F_v \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} N_u, \quad (6)$$

где  $\gamma_c$ ,  $\gamma_n$  — то же, что в формуле (1);  $N_u$  — вертикальная составляющая сила предельного сопротивления основания, определяемая по СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования».

Расчет элементов конструкций и узлов соединений подпорных стен на прочность и проверка допустимой величины раскрытия трещин, а также проверка основания на допустимые деформации производятся по соответствующим нормативным документам.

УДК 624.953:621.642.3.04

А. А. ЦЕЙТЛИН, Т. Ф. ГОРДЕЕВА, С. Я. МАЗУР, кандидаты техн. наук (НИИСК); Н. И. КОСТЮКЕВИЧ, инж. (Укрگیпросахпром)

## Силосная банка для хранения сахара-песка

Хранение сахара-песка в железобетонных силосных банках большого диаметра в последние годы получает все большее распространение. Главное требование при этом — не допустить увлажнения сахара в процессе хранения, так как это приводит к его порче и существенно затрудняет выгрузку.

Силосные банки для хранения сахара строят утепленными снаружи и с электропрогревом элементами, расположенными в толще стенки. Кроме того, в стенках банки не допускается образование трещин, в связи с чем применяется предварительное ее напряжение кольцевой арматурой.

Для предварительного напряжения применяют арматурные пучки, по мере бетонирования стенки силоса их укладывают в каналобразователях с выпуском концов на вертикальных пилястрах. Этот метод преднапряжения имеет следующие недостатки: отсутствие промышленного производства каналобразова-

телей; необходимость устраивать пилестры, которые требуют дополнительного расхода железобетона и усложняют возведение стенки; необходимость инъецировать каналы; невозможность проконтролировать качество инъецирования и фактическую величину предварительного напряжения арматурных пучков с учетом потерь преднапряжения от трения пучков о стенки каналов.

Для предварительного напряжения цилиндрических стенок силосов НИИСК предложил сопряжение концов наружной предварительно напряженной арматуры, что позволило исключить пилестры и упростить способ предварительного напряжения\*. Такой способ предварительного напряжения принят Укргипросахпромом для строительства силосной банки Теофиольского сахарного завода в Хмельницкой области.

Силосная банка диаметром 30 м имеет армированную железобетонную стенку высотой 29 м, толщиной 350 мм. Наружная кольцевая преднапряженная арматура принята из семипроволочных канатов диаметром 15 мм. В соответствии с расчетными усилиями канаты располагают по высоте банки шагом 175... 1000 мм. Каждое кольцо состоит из четырех арматурных элементов, образующих замкнутую предварительно напряженную систему. Конструкция узла соединения арматурных элементов приведена на рис. 1.

Каждый арматурный элемент длиной около 25 м состоит из двух канатов с опрессованными на концах стальными гильзами, один конец которых приварен к концевнику с резьбой, а другой — к сварной стальной опорной конструкции (рис. 2). Опорная конструкция является соединением для арматурных элементов и одновременно опорой для домкрата при напряжении арматуры.

Качеству изготовления арматурных элементов было уделено особое внимание. Комбинат Укрпромспецстрой Минпромстроя УССР разработал и изготовил приспособления для предварительной вытяжки канатов и резки их на заготовки заданной длины, стенд для сборки и сварки арматурных элементов и стенд для проверки качества сварных соединений и надежности опрессовки гильз. Работы выполнял генподрядчик — комбинат Хмельницкпромстрой Минпромстроя УССР.

Опрессовку гильз производили на установке, разработанной ЭКБ НИИСК и оборудованной гидродомкратом мощностью 200 тс. Проверка прочности элементов

\* А. с. № 446608. Устройство для соединения концов предварительно напряженной арматуры. А. А. Цейтлин, Т. Ф. Гордеева. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1974, № 38.

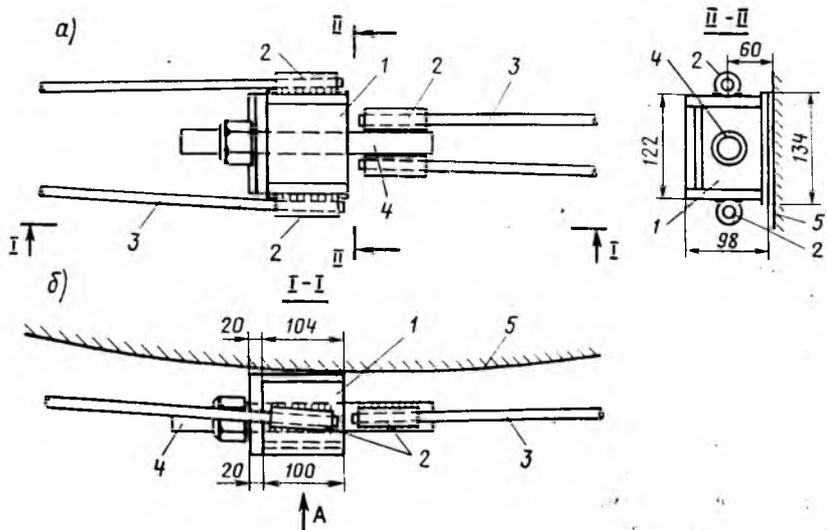


Рис. 1. Конструкция узла соединения арматурных элементов

а — вид по А-А; б — вид по I-I; в — вид по II-II; 1 — опорная конструкция; 2 — анкерная гильза; 3 — канат К-7; 4 — болт-концевик с гайкой; 5 — стенка силосной банки

выполнялась с помощью гидродомкрата ДГ-63/315 (суммарное усилие растяжения двух канатов не превышало 40 тс).

Контролируемое предварительное напряжение в канатах было принято 10 600 кгс/см<sup>2</sup>, т. е. 30 тс на арматурный элемент из двух канатов К-7. Первые три элемента были испытаны на разрыв усилием 36—39 тс, а затем все элементы были проверены усилием 33 тс, на 10% превышавшим контролируемое. Это исключало неожиданности, которые могли возникнуть в процессе напряжения силосной банки.

Собранное на силосной банке кольцо из четырех арматурных элементов выравнивали по одной отметке вручную, в узлах устанавливали 4 домкрата

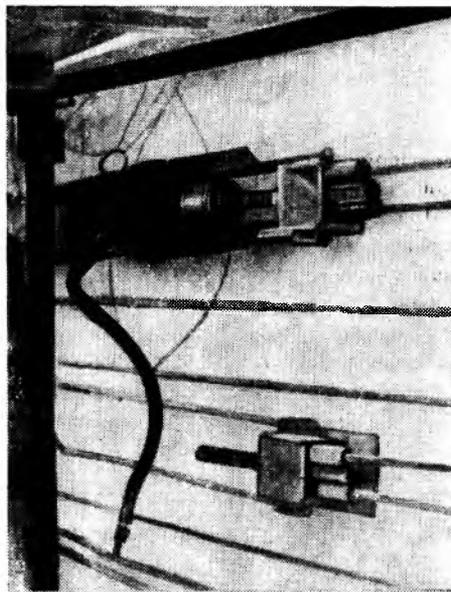


Рис. 2. Узел соединения арматурных элементов

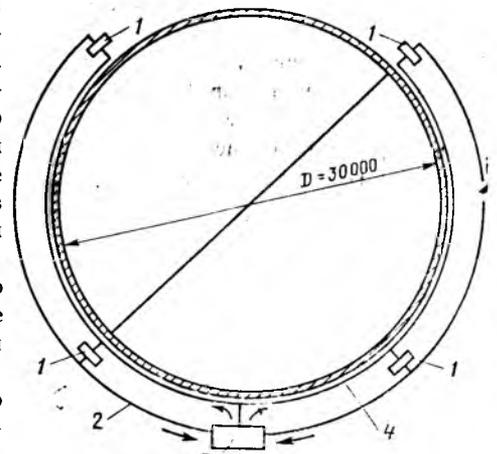


Рис. 3. Схема расположения домкратов при напряжении силосной банки

1 — домкрат ДГ-63/315; 2 — маслопровод обратный; 3 — насосная станция; 4 — маслопровод подающий

ДГ-63/315. Каждый домкрат удлинительными упирался в сварную опорную конструкцию и вытягивал концевик смежного элемента. При этом происходило взаимное смещение концов соединяемых арматурных элементов.

Для обеспечения синхронной работы всех домкратов на подмостях устанавливали насосную станцию, а у стенки силоса прокладывали подающий и обратный маслопроводы (рис. 3). С одной отметки насосная станция могла обслужить кольца преднапряженной арматуры, расположенные в пределах 1—1,5 м по высоте, а затем станцию перемещали на следующую отметку.

Для предотвращения образования трещин в стенке силоса был принят шаг арматурных колец по высоте, расчетом проверены остаточные напряжения в бетоне с учетом всех потерь, в том

числе и от трения канатов о стенки силоса. Фактические потери от трения определяли специальными исследованиями.

На одном арматурном элементе в шести сечениях устанавливали разработанные и изготовленные ЭКБ НИИСК измерительные приборы с гибкой базой 500 мм. Одновременно с натяжением арматуры они измеряли величины удлинений: по концам (у домкратов), посередине элемента, в двух сечениях — на расстоянии 3 м от середины и на расстоянии 6 м от середины.

Наибольшие потери напряжений были зафиксированы посередине длины элемента: они составили около 20% контролируемой по манометру величины напряжений (рис. 4). Для выравнивания напряжений по длине элемента расчетом предусмотрены снижение усилий натяжения домкратов и вторичное напряжение до контролируемой величины.

В процессе экспериментов установлено, что первичное натяжение нужно уменьшать не более чем на 50%, так как при большем ослаблении могло иметь место проскальзывание канатов. Вторичное напряжение снижало потери предварительного напряжения примерно на 50%, и в сечении по середине длины арматур-

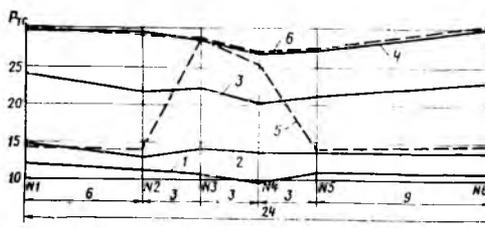


Рис. 4. Усилия в контрольных сечениях канатов на различных ступенях напряжения  
1—6 — номера сечений: 1 — усилия при контрольной нагрузке 12 тс при первичном напряжении; 2 — то же, при нагрузке 15 тс; 3 — то же, при нагрузке 24 тс; 4 — то же, при нагрузке 30 тс; 5 — то же, после уменьшения нагрузки до 15 тс; 6 — то же, при нагрузке 30 тс при вторичном напряжении

ного пучка достигалось предварительное напряжение, равное 90% контролируемого.

Следует отметить, что по СНиП П-21-75 (табл. 4, п. 4) величина потерь предварительного напряжения от трения о стенки силоса посередине длины арматурного элемента получалась равной 35% ( $k=0$ ;  $x=12,05$ ;  $\mu=0,55$ ;  $\theta=0,785$ ). Эта величина значительно отличается от измеренной (на 20%), что требует дополнительной проверки.

Для защиты наружной предваритель-

но напряженной арматуры от коррозии применено локакрасочное покрытие в виде слоя грунта из натуральной олифы и трех слоев масляной краски МА-15. Слой грунта и два слоя краски наносили на арматурные элементы после контрольных испытаний на прочность, а третий слой — после натяжения пучков на стенки силосной банки.

Сметная стоимость силосной банки для хранения 15 тыс. т сахара-песка с наружной преднапряженной арматурой из канатов К-7 на 23% ниже сметной стоимости аналогичной банки с пиллястрами и расположенными внутри стенок арматурными пучками.

#### Выводы

Разработанный и экспериментально проверенный способ напряжения силосной банки с применением наружной преднапряженной канатной арматуры вполне себя оправдал и может быть рекомендован для других и подобных сооружений.

Установлено, что потери предварительного напряжения из-за трения канатов о стенки банки значительно ниже, чем нормируемые, но этот факт нуждается в дополнительной экспериментальной проверке.

УДК 666.974

Ф. Н. РАБИНОВИЧ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий); Л. Г. КУРБАТОВ, канд. техн. наук (ЛенЗНИИЭП)

## Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений

Опыт показывает, что при изготовлении и возведении конструкций инженерных сооружений одними из наиболее трудоемких являются арматурные работы. Изготовление сеток, каркасов, установка арматуры и ее закрепление в проектном положении, необходимость увеличения толщины конструкций для обеспечения защитного слоя бетона, сложность соблюдения его величины при бетонировании приводят к значительным затратам труда. В конических днищах отстойников, покрытиях круглых колодцев практически невозможно использовать стандартные арматурные сетки; армирование подобных конструкций осуществляется отдельными стержнями, что существенно повышает трудоемкость ра-

бот и приводит к перерасходу дефицитной стали.

Применение дисперсно-армированных бетонов дает возможность исключить из конструкций значительную часть традиционной стержневой арматуры и заменить ее фибровой, вводимой в бетон при его приготовлении в бетоносмесителе. Это позволяет значительно снизить трудоемкость работ при изготовлении сборных элементов на заводах ЖБК, а также непосредственно на строительных площадках при возведении монолитных конструкций. Применение дисперсно-армированных бетонов позволяет в ряде случаев обеспечить снижение расхода бетона и стали.

Первый положительный опыт практи-

ческого применения сталефибробетона в емкостных сооружениях был получен в нашей стране в 1979 г. при устройстве монолитного днища прямоугольного резервуара технической воды размером 12×18 м (в плане) на Северной водопроводной станции в Ленинграде [1]. За счет сокращения арматурных работ трудозатраты при укладке сталефибробетонного днища были уменьшены на 30% по сравнению с днищем из железобетона.

В дальнейшем были разработаны конструктивные решения монолитных днищ из сталефибробетона для емкостных сооружений широкой номенклатуры, включая прямоугольные резервуары чистой воды емкостью до 20 тыс. м<sup>3</sup> с сеткой

колонн 6×6 м, размерами в плане 48××108 м, цилиндрические канализационные первичные и вторичные вертикальные отстойники диаметром 4, 5, 6 и 9 м (днища бункерного типа), радиальные отстойники диаметром 18, 24, 30 и 40 м (днища плоские), а также сборные изделия для сооружений водопровода и канализации серии 3.900-3, включая панели перегородочные для резервуаров с сеткой колонн 3×6 м, элементы лотков, изделия для круглых колодцев (плиты покрытия и днища).

Конструкция днища резервуаров чистой воды представляет собой плоскую сталефибробетонную плиту толщиной 140 мм из бетона марки М300. Расход фибр — 1% объема (78,6 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона). Под колоннами в нижней зоне плиты днища дополнительно уложена одна арматурная сетка размером 3×3 м из стержней диаметром 12 мм из стали класса А-III. Диаметр используемых фибр 1 мм. Участок днища шириной 2,1 м со щелевым пазом, расположенный по периметру резервуаров для сопряжения днища со стечами, выполнен, как в типовых решениях, из железобетона. В сопряжении щелевого паза днища с фибробетонной плитой имеются арматурные выпуски.

Данные показывают, что при устройстве днищ с применением сталефибробетона для резервуаров чистой воды ожидаемый эффект может быть получен от снижения трудозатрат на строительной площадке при одинаковом по сравнению с железобетонным днищем расходе конструктивных материалов. Экономия затрат труда на стройплощадке в этом случае составляет в среднем 23%, в том числе для резервуаров емкостью 5, 10, 15 и 20 тыс. м<sup>3</sup> соответственно 27, 62, 97 и 129 чел-дней на каждый резервуар.

Для вертикальных отстойников (рис. 1) диаметром до 9 м (разработаны ЦНИИпромзданий совместно с Ростовским Водоканалпроектом) предпочтительнее вариант днища с конической частью из сталефибробетона и щелевым пазом для стеновых панелей, армируемым стержневой арматурой. Коническую часть днищ выполняют с применением попарно устанавливаемой лекальной опалубки. Сталефибробетонную смесь в днище укладывают горизонтальными поясами высотой не более 0,7 м. Устройство вертикальных стыков (швов бетонирования) в пределах каждого пояса не допускается. В радиальных отстойниках диаметром 18, 24, 30 и 40 м плоская часть днища предусмотрена из сталефибробетона, а центральная — из железобетона (за исключением вторичных отстойников диаметром 30 и 40 м, в ко-

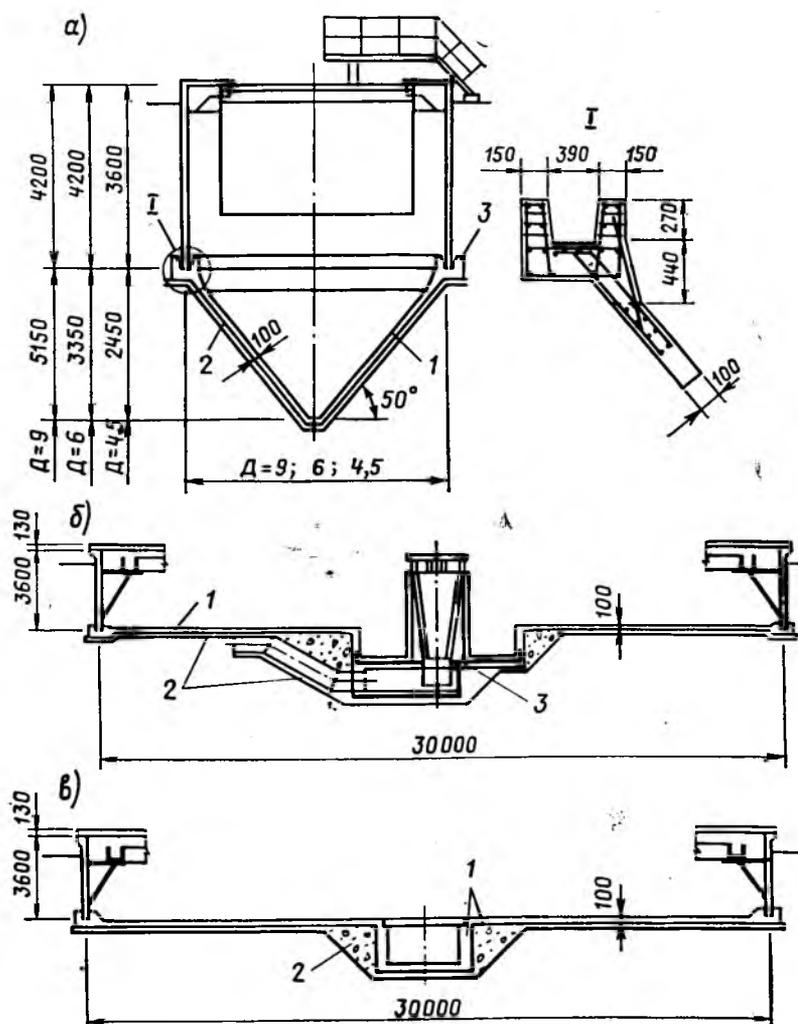


Рис. 1. Монолитные днища с применением сталефибробетона в канализационных отстойниках  
а — вертикальный отстойник с коническим днищем; б, в — радиальные отстойники с плоскими днищами; 1 — сталефибробетонное днище; 2 — бетонная подложка; 3 — железобетон

торых центральная часть также выполняется из сталефибробетона). Во всех отстойниках диаметром до 30 м толщина днища равна 100 мм, в отстойниках диаметром 40 м — 120 мм.

Технико-экономический анализ показывает, что замена в канализационных отстойниках только 10% традиционных железобетонных днищ днищами из сталефибробетона может обеспечить ежегодное снижение расхода бетона в конструкциях примерно на 1600 м<sup>3</sup>, стали — на 70 т, затрат труда на стройплощадке — на 18 тыс. чел-дней и уменьшить стоимость строительства на 200 тыс. р.

Представляет интерес применение сталефибробетона в сборных конструкциях емкостных сооружений. Для резервуаров с сеткой колонн 3×6 м (серия 3.900-3) разработаны сталефибробетонные панели перегородок толщиной 40 мм вместо 80 мм в типовых конструкциях из железобетона. Перегородки крепят к колоннам стальными скобами. Применение

сталефибробетона в перегородках позволяет вдвое снизить расход бетона, на 8% — расход стали.

Лотки из сталефибробетона для водопровода и канализации разработаны в двух вариантах: прямоугольные и угловые для цилиндрических сооружений. Прямоугольные длиной 3 м предназначены для установки по опорам, длиной 6 м — по сплошному бетонному или грунтовому основанию. Высота прямоугольных лотков (рис. 2) меняется от 300 до 900 мм, ширина от 200 до 1200 мм, толщина стенок от 35 до 50 мм.

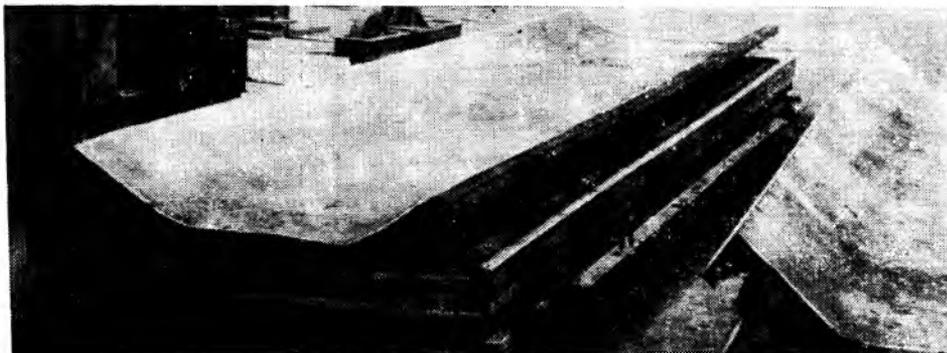
Угловые лотки цилиндрических отстойников выполняются трех типоразмеров: высотой 400, 600 и 800 мм. В отличие от серии 3.900-3 лотки этого вида выполнены по круговому очертанию в поперечном сечении. Толщина их стенок во всех случаях принята равной 40 мм с утолщением кромок до 70 мм. Лотки изготавливают методом гнутья свежесформованного плоского листа из фибробетонной смеси (рис. 2,а).

Применение сталефибробетона в лотках различного назначения позволяет снизить более чем в 2 раза расход бетона, до 13% — стали, стоимость «в деле» — на 35—50% и практически вдвое снизить трудозатраты на стройплощадке.

Применение сталефибробетона в плитах покрытий и днищах круглых колодцев позволяет снизить расход бетона на 20—30% при примерно равном с железобетонными конструкциями расходе стали. При этом в сталефибробетонных конструкциях стоимость снижается от 11 до 27%, а затраты труда — в среднем на 20%.

Ответственными и достаточно трудоемкими при бесканальной прокладке металлических трубопроводов являются работы по изоляции их от внешних воздействий. Широко распространенный тип изоляции включает теплозащитный слой толщиной 80—100 мм из пенобетона,

а)



б)

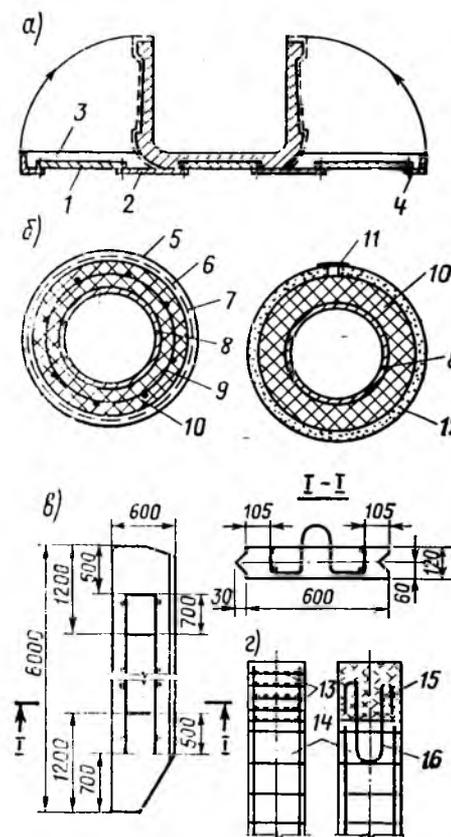


Рис. 2. Элементы сборных конструкций с применением сталефибробетона

а — тонкостенный прямоугольный лоток, получаемый методом гнутья плоской заготовки; б — изоляция трубопровода для типового решения и с применением сталефибробетонной оболочки; в — армирование шпунтовой свай из сталефибробетона (комбинированное); г — армирование головы свай сетками (типовое) и из сталефибробетона; 1 — жесткие элементы поддона; 2 — гибкие элементы; 3 — отформованный слой сталефибробетона; 4 — окаймляющие уголки; 5 — гидроизоляция; 6 — сетка; 7 — раствор; 8 — труба; 9 — каркас; 10 — теплоизоляция; 11 — лента из гидрозола; 12 — сталефибробетонная оболочка; 13 — поперечные сетки; 14 — ствол свай; 15 — голова свай из сталефибробетона; 16 — соединительная петля

который ввиду его малой прочности армируется пространственными каркасами, гидроизоляцию, состоящую из двух слоев бризола на резинокбитумной мастике, и наружную защитную корку толщиной 15—20 мм из цементной штукатурки по металлической сетке. В качестве наружной защитной корки для изоляции трубопроводов могут быть эффективно использованы тонкие сталефибробетонные оболочки в виде незамкнутых цилиндров (рис. 3, а). Благодаря высокому уровню водонепроницаемости они могут выполнять также функции гидроизоляции. В данном случае теплоизоляционный слой выполняют из пенобетона, но без арматурного каркаса (рис. 2, б). Пенобетон заливают внутрь оболочки и вместе с ней он проходит автоклавную обработку. Изоляция с применением сталефибробетонных оболочек позволяет исключить из теплозащитного слоя арматурные каркасы, отпадает необходимость в стальных формах для изготовления пенобетонного слоя, сокращается расход бризола и битума, исключаются трудоемкие ручные работы по креплению стальной сетки по штукатурке.

Для изготовления сталефибробетонных оболочек используют гибкий поддон из транспортной ленты с закрепленными по краям бортовыми рейками, а также металлический сердечник в виде трубы, заглушенной с концов, диаметром, равным внутреннему диаметру оболочки. В

Рис. 3. Сборные элементы из сталефибробетона, полученные методом гнутья  
а — тонкостенная оболочка для изоляции трубопровода; б — шпунтовая свая

сердечник может быть подан пар для термообработки изделия. По образующей сердечника устанавливают петли для крепления гибкого поддона.

Изготовление оболочки осуществляют на горизонтально уложенном поддоне путем формования на нем плоского листа из сталефибробетона. Смесь укладывают, разравнивают и с помощью виброкатки уплотняют. После этого к бортовым рейкам поддона с помощью петель и специальных пальцев присоединяют металлический сердечник и осуществляют навивку на него фибробетонного слоя вместе с гибким поддоном (за счет перекачивания сердечника по отформованному листу на 360°). Термообработка производится за счет подвода тепла внутрь сердечника при температуре не выше 90°C. После съема гибкого поддона затвердевшая оболочка несколько увеличивается в диаметре и не препятствует извлечению сердечника. Применение сталефибробетонных оболочек позволяет снизить стоимость изоляции, например, для труб диаметром 529 мм с 16,49 до 9,93 р. на 1 пог. м [2].

На многих строительных объектах важной проблемой является забивка свай до проектной отметки. Применение стальных фибр для армирования голов свай резко повышает их ударостойкость, в

результате чего сокращается число недозабитых свай, повышается производительность сваебойного оборудования.

Сваи со сталефибробетонной головкой и железобетонным стволом впервые были применены в 1974 г. при строительстве цеха термической сушки в головных очистных сооружениях на о. Белом.

Их изготавливали на заводе ЖБИ № 6 Главленинградинжстроя, забивку осуществляло СУ № 1 треста Мостострой. Всего было забито 120 свай длиной 14 м. В последующие годы применение свай с использованием сталефибробетона (см. рис. 2,з) на строительных объектах Ленинграда значительно возросло [3].

Применение сталефибробетона в шпунтовых сваях (см. рис. 2,в) позволяет получить экономичные сваи, снизить трудозатраты и стоимость (см. таблицу) при сохранении основных опалубочных размеров элементов аналогичными типовым железобетонным. Изготовление опытных конструкций шпунтовых свай длиной 6 м (см. рис. 2,в) производилось на заводе ЖБИ № 6 Главленинградинжстроя.

Партия шпунтовых свай из сталефибробетона была забита СУ № 1 треста Ленмостострой в шпунтовую стенку третьего Елагина моста плавучим копром с массой молота 6 т на проектную отметку. Сравнение показало, что верхняя часть типовых железобетонных свай, по которой производились удары молотом, была разрушена на 200—300 мм, а в сваях из сталефибробетона разрушенной оказалась лишь зона в 40—60 мм.

Отечественные и зарубежные данные также свидетельствуют о перспективнос-

Элемент	Длина элемента, м	Армирование фибрами			Армирование стержнями			Суммарный расход стали, кг
		диаметр, мм	длина, мм	расход стали, кг	диаметр, мм	число стержней в сечении	расход стали, кг	
Типовой железобетонный	4,5	—	—	—	12	8	74	74
	6,0	—	—	—	14	8	123	123
	7,5	—	—	—	18	8	189	189
	9,0	—	—	—	22	8	334	334
Сталефибробетонный	4,5	1,6	150	54,0	—	—	—	54
	6,0	1,6	150	67,0	10	4	14,8	72
	7,5	1,6	150	112,0	12	4	26,0	138
	9,0	1,6	150	150,0	20	4	88,0	238

ти использования сталефибробетона в трубах малых и средних диаметров, особенно в низконапорных трубах больших диаметров, например, для канализационных коллекторов. Это обусловлено повышенной трещино- и коррозионной стойкостью сталефибробетона. Леноргинжстроем и ЛенЗНИИЭП получен положительный опыт изготовления труб диаметром 1,6 м с толщиной стенки 120 мм для коллекторных канализационных тоннелей с использованием рассмотренной выше технологии навивки свежотформованной плоской заготовки из сталефибробетона на сердечник соответствующего размера.

ЦНИИпромзданий разработана номенклатура сталефибробетонных тонкостенных элементов несъемной опалубки [4]. Опалубочные листы из сталефибробетона толщиной 15 мм были использованы трестом № 39 Главзапстроя при возведении фундаментов под колонны. Применение сталефибробетонной тонкостенной несъемной опалубки вместо ин-

вентарной ститовой позволяет снизить трудозатраты на площадке примерно на 25%, а также сократить сроки строительства объектов.

#### Выводы

Применение сталефибробетона в сборных и монолитных конструкциях инженерных сооружений обеспечивает получение существенного экономического эффекта, позволяет снизить их материалоемкость, стоимость, а также трудоемкость изготовления и производства работ на строительных площадках.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рабинович Ф. Н., Черномаз А. П., Курбатов Л. Г. Монолитные днища резервуаров из сталефибробетона. — Бетон и железобетон, 1981, № 10.
2. Курбатов Л. Г., Хазанов М. Я., Шустов А. Н. Опыт применения сталефибробетона в инженерных сооружениях. — Л.: ЛДНТП, 1982.
3. Родов Г. С., Лейкин Б. Ф., Голубенков В. А., Стерин В. С., Хромов В. М. Применение сталефибробетона в забивных сваях. — Бетон и железобетон, 1984, № 9.
4. Рабинович Ф. Н. Конструкции из сталефибробетона в инженерных сооружениях. В кн.: Инженерные сооружения промышленных предприятий. ЦНИИпромзданий, М., 1982.

УДК 624.953

Л. И. БУДАГЯНЦ, С. Л. ЛИТВЕР, кандидаты техн. наук, О. С. ДЕХ, инж. (НИИЖБ)

## Самонапряженные угловые стыки плитных элементов

В сборных железобетонных емкостных и подземных сооружениях — резервуарах, бассейнах, тоннелях и т. п. сопряжения сборных элементов, являясь весьма трудоемкой и материалоемкой частью конструкций, определяют также непроницаемость и долговечность всего сооружения. Применение бессварных стыков, замоноличенных бетоном на напрягающем цементе (НЦ), может позволить получить в стыке предварительное обжатие бетона замоноличивания и его контакта со сборными элементами. Тем

самым повысится трещиностойкость стыка, исключается сварка на стройплощадке; в угловых сопряжениях, которые в ряде случаев выполняются монолитными, значительно уменьшается объем монолитного бетона. Выпускаемые в настоящее время напрягающие цементы НЦ-20 и НЦ-40 (с энергией самонапряжения 2 и 4 МПа) позволяют получить в бетоне замоноличивания самонапряжение, равное 1—2,5 МПа.

Исследования линейных самонапряженных стыков и их экспериментальное

внедрение показали высокую трещиностойкость и надежность таких сопряжений\* [1, 2]. Однако угловые самонапряженные стыки до настоящего времени не изучались, несмотря на отдельные случаи их успешного применения.

В НИИЖБ проведены экспериментальные исследования фрагментов шести типов угловых сопряжений плит размером

\* А. с. № 310982. Стыковое соединение железобетонных элементов. В. В. Михайлов, Г. И. Бердичевский, С. Л. Литвер и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1971, № 24.

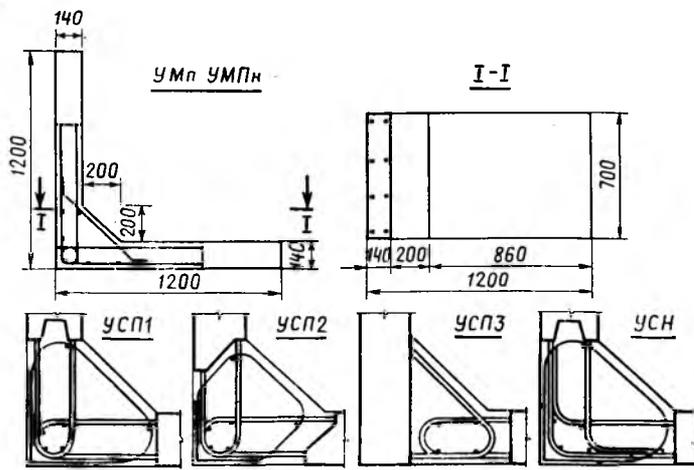


Рис. 1. Типы фрагментов угловых сопряжений (толщина вут-  
вых стержней показана условно)

1200×700×140 мм с применением НЦ (рис. 1). Определялось влияние на работу стыка формы и места расположения выпусков арматуры из стыкуемых плит (петлевые и Г-образные из торца, петлевые из боковой грани плиты), конфигурации торцов стыкуемых плит (гладкие, со шпонкой, с выступом), способа армирования вута (пространственными каркасами, непосредственно петлевыми выпусками из плит). В качестве эталонных испытаны монолитные фрагменты из обычного и напрягающего бетонов (марки образцов УМп, УМн). Рабочая арматура плит и вут — 4 стержня диаметром 12 мм из стали класса А-III, диаметр загиба стержней — 98 мм = 8,2  $d_s$ ; продольная арматура в сопряжениях — 8

стержней диаметром 8 мм из стали класса А-I. Замоноличивание стыков производилось напрягающим бетоном состава А-I. Замоноличивание стыков производилось напрягающим бетоном состава, кг/м<sup>3</sup>: НЦ-40—700, песок — 500, щебень — 950, суперпластификатор С-3 (30%-ный раствор) — 4,7; вода — 250 л/м<sup>3</sup> ( $B/C = 0,36$ ).

Уложенный в стык бетон укрывали пленкой, а через сутки после достижения прочности около 8 МПа производили его распалубку. Для обеспечения самонапряжения бетон непрерывно увлажняли водой в течение 14 сут. К моменту испытаний в возрасте 130—160 сут величина самонапряжения  $\sigma_{св}$ , определенная по деформациям арматуры, замеренным по показаниям тензорезисторов, а также по реперам с помощью переносного

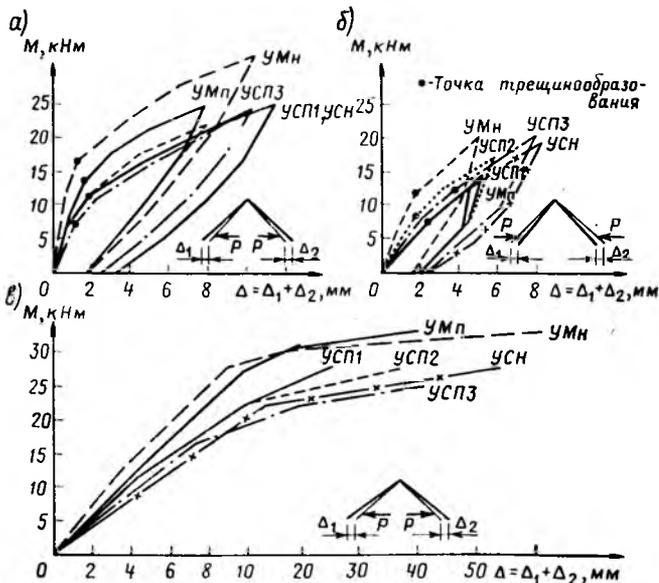


Рис. 2. Зависимости  $M - \Delta$  при нагружении фрагментов угловых сопряжений  
а — внутренней нагрузкой до  $[a_T] = 0,3$  мм; б — внешней нагрузкой до  $[a_T] = 0,2$  мм; в — внутренней нагрузкой до разрушения

индикатора, составила 0,9...1,4 МПа; кубиковая прочность обычного бетона — 50 МПа, напрягающего — 65 МПа.

Испытание фрагментов производили на специальной установке. Загружение узлов выполнялось в такой последовательности: сначала с внутренней стороны до ширины раскрытия трещин, равной предельно допустимой —  $[a_T] = 0,3$  мм, затем разгрузка; нагружение с внешней стороны до  $[a_T] = 0,2$  мм, разгрузка; нагружение с внутренней стороны до разрушения. Порядок нагружения моделировал реальное нагружение заглубленных емкостных сооружений: вначале гидростатическое испытание необсыпанной емкости, затем — ненаполненной емкости, обсыпанной грунтом.

На рис. 2 представлены графики  $M - \Delta$ , построенные по результатам испытаний двух фрагментов-близнецов каждого типа, характеризующие их деформативность, трещиностойкость и прочность. Изгибающие моменты  $M$  от действия внешних сил  $P$  определены для сечений  $I-I$  на границе плит с вутом.

При статических нагружениях угловых сопряжений первые трещины появились в сечениях  $I-I$  (наличие шпонки в сборных плитах повышало их трещиностойкость на 15—20%), затем раскрывались трещины в плитах. При смещении торца стыкуемого элемента от начала вута (на 4 см в образцах УСП2, левая плита) трещиностойкость стыка повысилась на 10—15%, поскольку в месте концентрации напряжений — в начале вута — монолитный бетон работает лучше. В сборных фрагментах фактические моменты трещинообразования в 3,1—9,3 раза превысили расчетные, определяемые только с учетом сил обжатия по контакту бетонов. Это говорит о хорошем сцеплении нового бетона на НЦ со старым. Отдельные исследования показали, что при твердении напрягающего бетона замоноличивания в условиях ограничения деформаций расширения прочность его сцепления со старым  $\sigma_{сд}$  одного порядка с прочностью бетона на растяжение  $\sigma_p$ .

При нагружении с внутренней стороны углового сопряжения в сборных фрагментах ширина раскрытия трещин достигала  $[a_T]$  практически при тех же нагрузках, что и в монолитных фрагментах из обычного бетона. При этом стыки имели несколько меньшую трещиностойкость (в 1,1—1,25 раза в образцах УСП1, УСП2, УСН; в 1,9 раза — в образцах УСП3) и большую деформативность (в 1,3—1,5 раза). При нагружении с наружной стороны угла ширина раскрытия трещин достигала  $[a_T]$  при нагрузках в 1,05—1,4 раза больших, чем в монолит-

ных сопряжениях из обычного бетона. При этом стыки имели практически такую же трещиностойкость (в образцах УСПЗ — в 1,5 раза большую) и деформативность (в образцах УСП2 — в 1,2 раза меньшую), как и в монолитных сопряжениях из обычного бетона.

Во всех сопряжениях разрушение происходило в результате достижения в продольной арматуре плит напряжений текучести, а в бетоне стыка наблюдалось лишь нарушение защитного слоя; значения расчетных и фактических разрушающих моментов практически совпадали. В продольной арматуре плит напряжения  $\sigma_a$  достигали наибольших значений в сечениях на границе с вутом, уменьшаясь до нуля по мере приближения к вершине угла сопряжения. Напряжения в арматуре вута в монолитных сопряжениях на отдельных этапах нагружения составили около 0,7  $\sigma_a$ , а в сборных — 0,15  $\sigma_a$ .

В рассмотренных конструктивных решениях угловых стыков обеспечена достаточная анкеровка арматуры, и ее разрывность в сопряжении можно не учитывать. Поэтому расчет стыков может быть сведен к расчету сечений на границе с вутом, согласно методикам СНиП II-21-75, с учетом предварительного на-

пряжения арматуры в результате обжатия напрягающего бетона.

Расчет повышенной трещиностойкости самонапряженных стыков (за счет склеивания бетонов) может выполняться как монолитных сечений по формуле (120) СНиП II-21-75, в которую вместо прочности бетона на растяжение  $R_{рII}$  следует подставить значение прочности сцепления бетонов  $\sigma_{сц}$ . По результатам наших исследований  $\sigma_{сц} = 0,25 R_{рII}$ .

$$M_T = 0,25 R_{рII} W_T \pm M_{об}^{\text{я}} \quad (1)$$

Для вычисления расчетной величины самонапряжения  $R_{сн}$ , обеспечивающей раскрытие трещин в пределах допустимых значений, следует определить требуемое напряжение в арматуре  $\sigma_a$ , подставив в формулу (138) СНиП значение  $[a_T]$ . Затем из выражений (141) или (142) определяется требуемая величина обжатия  $N_0$ . При равномерном увлажнении бетона стыка в процессе его твердения

$$R_{сн} = \frac{N_0}{R_m R_a R_e F_6} \quad (2)$$

где  $R_m, R_a, R_e$  — коэффициенты, определяемые по п. 3.1 СН 511-78 [3];  $F_6$  — площадь бетона в расчетном сечении.

## Выводы

Разработанные конструктивные решения несварных самонапряженных угловых стыков позволили получить сопряжения, по трещиностойкости и прочности аналогичные монолитным сопряжениям из обычного бетона (в рабочем диапазоне нагружений — до  $[a_T]$ ). Выявлены рациональные типы конструктивного оформления стыков (характер армирования, конструкция торцов плит) и дана формула для определения необходимого самонапряжения  $R_{сн}$ . В нашем случае величина  $R_{сн}$  составила 1,1 МПа.

Расчет данных стыков сводится к расчету сечений на границе плит с вутом без учета разрывности арматуры в сопряжении согласно методикам СНиП II-21-75.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Вексман А. М., Литвер С. Л., Рязоватов В. В., Будагянц Л. И. Замонотичивание стыков сборных железобетонных резервуаров с применением напрягающего цемента. — Бетон и железобетон, 1967, № 12.
2. Будюк В. Д., Литвер С. Л., Дех О. С. Самонапряженные стыки растянутых и изгибаемых элементов. — В кн.: Строительные конструкции. Сб. научных трудов. — Минск: ИСИА Госстроя БССР, 1983.
3. Инструкция по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (СН 511-78). — М.: Стройиздат, 1978.

УДК 621.315.66:666.973.2

Г. В. МУРАШКИН, канд. техн. наук, И. Д. ЯВОРСКИЙ, инж. (КУИСИ); Л. Н. ЗИКЕЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Опоры осветительной и контактной сетей из бетона на шлаке фосфорного производства

Куйбышевский ИСИ, СПКБ НИИКе-рамзита совместно с НИИЖБ провели в 1982—1983 гг. исследования особенностей работы опор осветительной и контактной сети из бетона на шлаке фосфорного производства и оценили их прочность, деформативность и трещиностойкость.

Потребность Куйбышевской области в крупном заполнителе удовлетворяется недостаточно ни в количественном, ни в качественном отношении. На заводы сборного железобетона крупный заполнитель (гранитный щебень) транспортируется с уральских карьеров, стоимость его довольно высока (10 р. за 1 м<sup>3</sup>).

Была предпринята попытка использовать вместо привозного и дефицитного гранитного щебня местный материал — шлак фосфорного производства, который является отходом химической промышленности и перерабатывается на щебень различных фракций в ПО «Куйбышев-фосфор» (г. Тольятти). Применение шлака в качестве крупного заполнителя позволяет не только использовать более дешевый материал (на 3, 5 р. дешевле, чем гранит), но и улучшить ритмичность производства, а следовательно, и качество продукции.

Возможность применения шлака фосфорного производства в качестве круп-

ного заполнителя для бетона изучалась ранее в НИИЖБ, Киевском и Куйбышевском ИСИ и других институтах.

Исследования показали, что щебень из шлака обладает более высоким модулем упругости, меньшей деформативностью по сравнению с гранитным, но по прочности мало уступает ему и соответствует маркам 600—1200. Шлак обладает также более высокими пористостью и водопоглощением, чем гранит. Щебень из шлака имеет плотную мелкокристаллическую структуру.

Результаты исследований были использованы при разработке в Куйбышевском ИСИ ТУ 65-191-76 «Трубы желе-

зобетонные напорные виброгидропрессованные из бетона на щебне из шлака фосфорного производства и ТУ-65 280-79 «Щебень из шлака фосфорного производства для бетона напорных виброгидропрессованных труб». Опыт изготовления и внедрения в течение 7 лет в практику строительства таких труб подтвердил возможность использования шлака фосфорного производства в качестве крупного заполнителя. Экономический эффект за счет повышения напорности труб и разницы в стоимости шлака и гранита составил более 850 тыс. р.

Учитывая положительный опыт использования шлака фосфорного производства, было решено распространить его и на изготовление железобетонных опор осветительной и контактной сети. Опоры изготавливаются из центрифугированного бетона, прочностные и деформативные свойства которого отличаются от соответствующих свойств вибрированного бетона. Поэтому предварительно были проведены исследования физико-механи-

Таблица 1

№ состава бетона	Проектная марка бетона	Расход материалов, кг на 1 м³ бетона					Осадка конуса, см	Объемная плотность, т/м³
		Ц	П	Ш	И	В		
1	M300	490	465	1380	—	170	0	2,35
2	M300	480	—	1090	735	170	0	2,40
3	M400	560	370	1315	—	180	0,5	2,42
4	M400	600	—	984	606	215	0,5	2,38

ческих свойств центрифугированного бетона на шлаке фосфорного производства.

Для приготовления бетона на шлаке использовали цемент Жигулевского комбината строительных материалов марок 400 и 500, волжский песок с  $M_{кр} = 1-1,1$ , щебень из шлака фосфорного производства 700—800 с крупностью зерен до 20 мм.

В лабораторных условиях были подобраны составы бетона марок M300 и M400 на шлаке и на смеси 60% шлака и 40% известняка (см. табл. 1).

Для образцов из бетона на шлаке был определен переходный коэффициент увеличения прочности при центрифугировании, равный 1,4.

№ опоры	Вид крупного заполнителя	$M_p$ , кН·м	$a_p$ , мм	$f$ , см
1	Шлак	127,5/131*	0,05/0,065	10,2/10
2	»	123/126	0,05/0,07	12,4/12,5
3	Шлак (60%) + известняк (40%)	123/125	0,05/0,063	11,7/11,1
4	То же	123/126	0,05/0,062	12,6/11,9

\* Перед чертой — опытное значение, после черты — теоретическое.

Образцы из бетона на шлаке испытывали на морозостойкость и водонепроницаемость. Марка бетона на шлаке по морозостойкости равна M300, а по водонепроницаемости — В-4, что превышает нормативные требования.

Подобранные составы бетонов были использованы для изготовления опытных образцов опор СЦс 3,4—11,5, армированных 18 стержнями диаметром 16 мм класса А-III и спиральной арматурой из проволоки диаметром 3 мм класса В-1 с шагом 140 мм. После изготовления опоры вместе с призмами и кубами пропаривались при  $t = 85^\circ\text{C}$  по режиму 3+8+3 ч и затем твердели при  $t = 20^\circ\text{C}$  в течение 30—40 сут.

Опоры испытывали в горизонтальном положении на стенде, нагрузку прикладывали в виде сосредоточенной силы на расстоянии 1 м от свободного конца. Кратковременную нагрузку прикладывали ступенями по 100 кг с выдержками 15 мин на каждой ступени. При этом фиксировали продольные деформации бетона и арматуры в растянутой зоне и деформации бетона в сжатой зоне при помощи рычажных тензометров Гунгенбергера с базой 100 и 20 мм соответственно. Перемещение свободного конца измеряли по специальной мерной линейке, а прогибы на опорах определяли с помощью прогибомеров ПАО — с ценой деления 0,01 мм. Ширину раскрытия трещин измеряли при помощи микроскопа Бриннеля с 24-кратным увеличением.

Таблица 2

№ состава бетона	Вид крупного заполнителя	$R_c$ , МПа	$R_{пр}$ , МПа	$R_p$ , МПа	$E \cdot 10^4$ , МПа
1	Шлак	42,0	35,6	—	3,32
2	Шлак (60%) + известняк (40%)	43,4	36,8	—	3,46
3	Шлак	51,6	46,3	3,3	3,60
4	Шлак (60%) + известняк (40%)	56,0	51,0	—	3,93

Одновременно с испытаниями опор испытывали центрифугированные образцы (кубы, призмы) для определения прочностных и деформативных характеристик бетонов опытных составов (табл. 2).

Таблица 3

№ опоры	Вид крупного заполнителя	$M_p$ , кН·м	$a_p$ , мм	$f$ , см
1	Шлак	127,5/131*	0,05/0,065	10,2/10
2	»	123/126	0,05/0,07	12,4/12,5
3	Шлак (60%) + известняк (40%)	123/125	0,05/0,063	11,7/11,1
4	То же	123/126	0,05/0,062	12,6/11,9

\* Перед чертой — опытное значение, после черты — теоретическое.

Сравнение результатов опытных и теоретических значений, вычисленных в соответствии с требованиями «Руководства по проектированию, изготовлению и применению железобетонных центрифугированных конструкций кольцевого сечения», несущей способности, ширины раскрытия трещин и прогибов опор СЦс 3,4—11,5, приведено в табл. 3. Результаты свидетельствуют об удовлетворительной сходимости опыта с расчетом.

Испытания опор на шлаке и более ранние на граните показали, что опоры СЦс 3,4—11,5 из бетона на шлаке и на граните имеют примерно одинаковую несущую способность. Разрушение опор из бетона на шлаке и на граните происходит вследствие текучести продольной растянутой арматуры до наступления разрушения бетона сжатой зоны сечения.

Предельные деформации бетона на шлаке и на смеси шлака и известняка составили соответственно  $\epsilon = 108 \cdot 10^{-5}$  и  $\epsilon = 147 \cdot 10^{-5}$ . Низкая предельная деформативность бетона на шлаке вызвана повышенным модулем упругости крупного заполнителя шлака. Поэтому для приближения упругих характеристик бетона на шлаке к бетону на граните рекомендуется использовать шлак марок 600—800.

По результатам исследований были разработаны и утверждены технические условия ТУ 65-474-83 «Опоры железобетонные для наружного освещения и контактных сетей городского электрифицированного транспорта, изготавливаемые из бетона на шлаке фосфорного производства».

В соответствии с ними было начато изготовление опор на заводе ЖБИ № 7 треста «Железобетон» Главсредневолжскстроя. Годовой их выпуск составляет 6 тыс. м³. Опоры устанавливаются в городах Куйбышевской области, а также в других 10 областях. Годовой экономический эффект от внедрения опор из бетона на шлаке составляет 20 тыс. р.

### Выводы

Исследования показали, что шлак фосфорного производства можно использовать в качестве крупного заполнителя бетона для изготовления опор осветительной и контактной сетей в соответствии с ТУ 65-474-83. Прочность, деформативность и трещиностойкость таких опор отвечают требованиям, предъявляемым к опорам из бетона на гранитном щебне.

Экономический эффект при замене гранитного щебня шлаком на заводе ЖБИ № 7 за счет разницы в стоимости составляет 20 тыс. р. в год.

## Расчет дымовых труб по образованию и раскрытию трещин

В Макеевском инженерно-строительном институте рассмотрена методика расчета усилий трещинообразования и ширины раскрытия трещин, нормальных к оси продольной и кольцевой арматуры дымовых труб. Температурный диапазон эксплуатации дымовых труб из тяжелого бетона составляет  $-50...+200^{\circ}\text{C}$ . Известно, что воздействие температуры приводит к изменению прочности и деформативных свойств бетона, появлению дополнительных изгибающих моментов, а также продольных усилий, обусловленных перераспределением напряжений между бетоном и арматурой, развитию трещин, сквозных или несквозных по толщине стенки. В настоящее время в расчетах эти факторы оцениваются недостаточно полно.

Расчет следует выполнять для двух расчетных случаев — кратковременного и длительного нагрева при действии расчетной повышенной температуры внутри трубы и расчетной зимней температуры окружающего воздуха на наружной поверхности.

Момент трещинообразования в горизонтальных сечениях труб (рис. 1) определяют по СНиП II-21-75 и [1] как для элементов кольцевого сечения с учетом дополнительных факторов, обусловленных температурными воздействиями:

$$M_{\text{в}}^{\text{а}} \leq M_{\text{т}}, \quad (1)$$

где  $M_{\text{в}}^{\text{а}} = M^{\text{к}} - (N^{\text{к}} - N_0) r_{\text{я}}^{\text{к}}$ ;

$$M_{\text{т}} = W_{\text{к}}^{\text{т}} (R_{\text{п II}} m_{\text{р I}} - \sigma_{\text{б I}}),$$

причем  $M^{\text{к}}$ ,  $N^{\text{к}}$  — изгибающий момент и продольная сила в сечении трубы, определенные с учетом перемещения оси ствола, нормативных нагрузок, крена трубы и солнечной радиации.

$$r_{\text{я}}^{\text{к}} = \frac{W_0^{\text{к}}}{F_{\text{п}}^{\text{к}}};$$

$$W_0^{\text{к}} = \frac{\pi r_{\text{н}}^3}{4} \left[ 1 - \left( \frac{r_{\text{н}} - \delta \beta_{\text{ц}}}{r_{\text{н}}} \right)^4 \right];$$

здесь  $\beta_{\text{ц}}$  — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости бетона для срединной поверхности трубы и определяемый по табл. 10 СН 482-76;  $F_{\text{п}}^{\text{к}}$  — приведенная площадь кольцевого сечения

с учетом температурных воздействий, определяемая по формуле (6) СН 482-76.

Момент сопротивления кольцевого сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций бетона, температуры и масштабного фактора определяют по формуле

$$W_{\text{т}}^{\text{к}} = W_0 \left( 2 - 0,4 \frac{r_{\text{н}} - \delta \beta_{\text{ц}}}{r_{\text{н}}} m_{\text{hk}} \right), \quad (2)$$

$$\text{где } m_{\text{hk}} = 0,8 + \frac{\pi (r_{\text{н}} - 0,5 \delta \beta_{\text{ц}})}{0,05 F_{\text{п}}^{\text{к}}} \leq 1.$$

Температурный момент и усилие  $N_0$  равномерно распределены по длине окружности; напряжения в наиболее растянутом волокне стенки от их воздействия

$$\sigma_{\text{б I}} = \frac{M_{\text{т I}} \pm N_{01} e_{01}}{W_{\text{т I}}}, \quad (3)$$

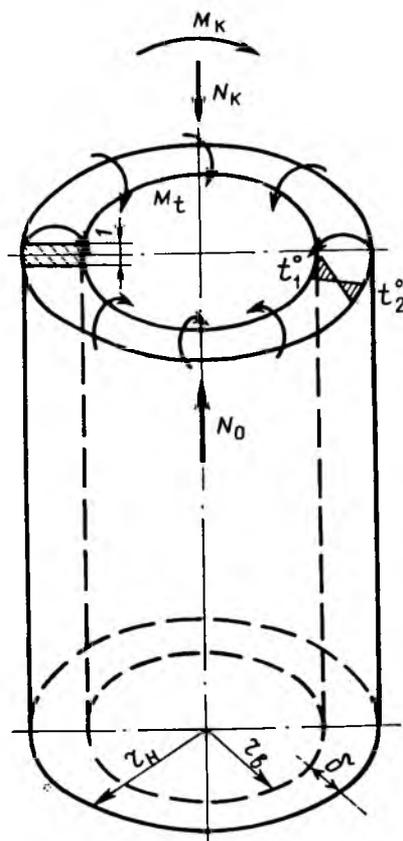


Рис. 1. Усилия в горизонтальном сечении дымовой трубы, обусловленные действием температуры и нагрузки

где  $W_{\text{т I}}$  — момент сопротивления части приведенного кольцевого сечения, приходящегося на единицу длины окружности (см. рис. 1), устанавливают с учетом температуры по формуле (43) СН 482-76;  $M_{\text{т I}}$  — температурный момент, приходящийся на единицу длины окружности [2];  $N_{01}$ ,  $e_{01}$  — усилие в арматуре, определяемое по формуле (4), и эксцентриситет усилия относительно центра тяжести рассматриваемого участка кольцевого сечения.

Перераспределение усилий между бетоном и арматурой приводит к появлению в арматуре дополнительных усилий сжатия

$$N_0 = (\sigma_{\text{а } 20^{\circ}\text{C}} + \sigma_{\text{ат}}) (F_{\text{а}} + F_{\text{а}}), \quad (4)$$

где  $\sigma_{\text{а } 20^{\circ}\text{C}}$  — напряжения сжатия в арматуре от усадки бетона при нормальной температуре, определяемые по табл. 4 СНиП;  $\sigma_{\text{ат}}$  — напряжения сжатия в арматуре от усадки и ползучести бетона при повышенной температуре и действии постоянной и длительной нагрузки, подсчитываются по формуле

$$\sigma_{\text{ат}} = \frac{\alpha_{\text{у}} \Delta t_{\text{ц}} E_{\text{а}} + k_1 \sigma_{\text{б}} A}{1 + \mu n_{\text{ц}}}, \quad (5)$$

где  $\alpha_{\text{у}}$  — коэффициент, принимаемый по табл. 15 СН 482-76 в зависимости от температуры срединной поверхности трубы  $t_{\text{ц}}$  и длительности нагрева  $\Delta t_{\text{ц}} = t_{\text{н}} - 20^{\circ}\text{C}$ ;  $k_1$  — коэффициент, принимаемый равным 1 для труб с изотермическим температурным режимом эксплуатации и 1,2 — при многократном циклическом нагреве;  $\sigma_{\text{б}}$  — напряжения в бетоне ствола трубы от постоянной и длительной нагрузки

$$\sigma_{\text{б}} = \frac{N^{\text{к}}}{F_{\text{б}} \beta_{\text{ц}} + F_{\text{а}} n_{\text{ц}}},$$

$$\text{где } n_{\text{ц}} = \frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}} \beta_{\text{ц}}};$$

$A$  — коэффициент, определяемый по формулам: кратковременный нагрев —  $A = 0,8 + 0,04 t_{\text{ц}}$ , длительный нагрев —  $A = 8,8 + 0,066 t_{\text{ц}}$ .

Вертикальные трещины в дымовых трубках образуются уже при перепаде температур  $30^{\circ}\text{C}$ , поэтому расчет по образованию вертикальных трещин допускается не производить.

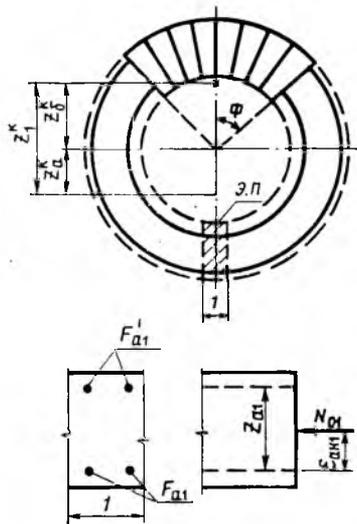


Рис. 2. Схема горизонтального сечения трубы со сквозной трещиной  $a$  — усилия в элементарной полоске  $M_{01}$  и  $N_{01}$ , равномерно распределенные по длине окружности

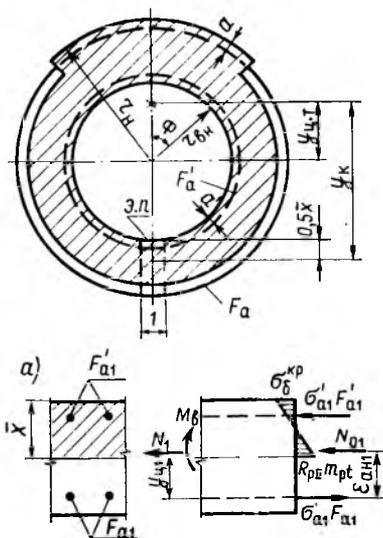


Рис. 3. Схема горизонтального сечения трубы с несквозной трещиной  $a$  — расчетная схема усилий для элементарной полоски

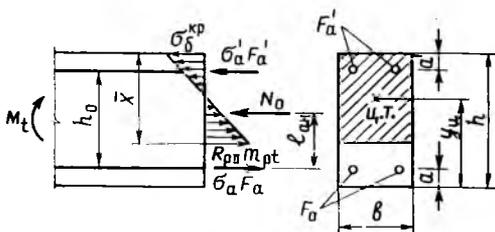


Рис. 4. Схема усилий и эпюры напряжений в вертикальном сечении дымовой трубы при определении вида трещин

Ширину раскрытия трещин в вертикальных и горизонтальных сечениях трубы следует определять по формуле (138) СНиП с учетом температурных воздействий. Дополнительным раскрытием трещин вследствие разности температурных деформаций арматуры и бетона в трубах можно пренебречь. При установлении напряжений в продольной арматуре возможны два случая — горизонтальная трещина в растянутой зоне, сквозная по толщине стенки (рис. 2) или несквозная трещина (рис. 3). В первом случае приращение напряжений в стержнях крайнего ряда арматуры растянутой зоны следует определять по формулам Руководства [1] с учетом температуры:

$$\sigma_a = \frac{[M_a - z^k (N^k - N_0)] \Phi_{\Pi}}{z^k F_{a.p}} + \frac{M_{01} + N_{01} e_{01}}{F_{a1} z_{a1}}, \quad (6)$$

где  $M_a$ ,  $z^k$ ,  $\Phi_{\Pi}$  и  $F_{a.p}$  — по Руководству [1];  $F_{a1}$  и  $z_{a1}$  — по рис. 2.

Для элементов с несквозной трещиной приращение напряжений в арматуре находят из расчета приведенного сечения (см. рис. 3):

$$\sigma_a = \frac{E_a}{E_6 \beta_6^B} \left[ \left( \frac{M^k}{I_{\Pi.T}^k} y^k - \frac{N^k - N_0}{F_{\Pi.T}^k} \right) + \frac{M_{01} + N_{01} e_{01}}{I_{\Pi.T1}} y_1 \right], \quad (7)$$

$$\text{где } y^k = \frac{(r_n - \bar{x}) \sin \Phi}{\Phi + \pi \left( 1 - \frac{\delta \beta_{\Pi}}{2 r_n - \bar{x}} \right)} +$$

$$+ (r_n + h_{01} - y_1); \quad I_{\Pi.T}^k, \quad F_{\Pi.T}^k -$$

момент инерции и площадь приведенного кольцевого сечения (см. рис. 3);  $I_{\Pi.T1}$  — момент инерции участка приведенного кольцевого сечения в растянутой зоне, приходящегося на единицу длины окружности. Величину центрального угла  $\Phi$  определяют из условия  $S_{\Pi}^k = 0$ , а  $y_1 = S_{\Pi1} / F_{\Pi1}$ . При установлении ширины раскрытия вертикальных трещин также различают два случая. Для несквозной трещины приращения напряжений в растянутой арматуре определяют по формуле

$$\sigma_a = \frac{M_t + N_0^B (z_1^B - e_{a.n})}{F_a z_1^B}, \quad (8)$$

где  $z_1^B$  по формуле (164) СНиП, если  $e_{0c} > 0,8h$ , и  $z_1^B = h_0 - 0,5x$ , если это условие нарушается. Для сквозной трещины приращение напряжений в арматуре также определяют по формуле (8) с заменой  $z_1^B$  на  $z_1^a$ . Температурные моменты для элементов со сквозной и

несквозной трещинами существенно отличаются, их подсчитывают с учетом работы [2]. Вид трещин и величину  $\bar{x}$  определяют из уравнений моментов всех сил в вертикальном сечении или для единичной полоски кольца относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры, и проекций этих сил на продольную ось. Для вертикального сечения (рис. 4) уравнения имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} M_t - N_0^B e_{a.n} + M_6 - \sigma_a' F_a' (h_0 - a') &= 0; \\ N_6 + \sigma_a F_a - \sigma_a' F_a' - N_0^B &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$\text{где } \sigma_a = \frac{E_a}{E_6 \beta_6^B} \sigma_6^c \left( \frac{h_0}{x} - 1 \right); \quad \sigma_a' = \frac{E_a}{E_6 \beta_6^B} \sigma_6^c \left( 1 - \frac{a'}{x} \right);$$

$$N_6 = b \beta_{\Pi} x \sigma_6^c \left[ 0,55 \left( \frac{R_{p \Pi} m_{pt}}{\sigma_6^c} \right)^2 - 0,45 \right];$$

$$M_6 = b \beta_{\Pi} x \sigma_6^c \left[ 0,55 \left( \frac{R_{p \Pi} m_{pt}}{\sigma_6^c} \right)^2 \times \left( h_0 - x - \frac{2}{3} x \frac{R_{p \Pi} m_{pt}}{\sigma_6^c} \right) - 0,45 \left( h_0 - \frac{1}{3} x \right) \right];$$

$$\bar{x} = x \left( 1 + \frac{R_{p \Pi} m_{pt}}{\sigma_6^c} \right);$$

$\beta_6^B, \beta_6^a$  — коэффициент  $\beta_6$  на уровне наружной и внутренней арматуры.

Условие образования сквозной трещины

$$\sigma_6^c \leq 0,05 R_{p \Pi}. \quad (10)$$

Если в сечении образовалась сквозная трещина при кратковременном нагреве, для случая длительного нагрева трещину следует считать (сквозной, а величину  $N_0$  принимать, как для кратковременного нагрева.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию, изготовлению и применению железобетонных centrifugированных конструкций кольцевого сечения. — М.: Стройиздат, 1979.
2. Кричевский А. П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия. М.: Стройиздат, 1984.

## Переходящее Красное знамя — передовому коллективу

По итогам Всесоюзного социалистического соревнования за успешное выполнение Государственного плана экономического и социального развития СССР на 1983 год ЦК КПСС, Совет Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ в числе других организаций и предприятий наградили переходящим Красным знаменем Новомосковский завод железобетонных изделий треста Укрводжелезобетон Министерства мелиорации и водного хозяйства Украинской ССР.

Это мощное предприятие стройиндустрии создано в 1972 г. для обеспечения водохозяйственных и ирригационно-мелиоративных объектов Минводхоза УССР разнообразными сборными железобетонными изделиями и конструкциями.

В 1983 г. заводом произведено в заданной номенклатуре 117,6 тыс. м<sup>3</sup> сборного железобетона при плане 112,5 тыс. м<sup>3</sup>, или 104,5%, при этом производительность труда увеличена на 6,1%, получена сверхплановая прибыль в сумме 257 тыс. р. Успешно выполнены все технико-экономические показатели.

Новомосковский завод железобетонных изделий поставляет свою продукцию 36 организациям Минводхоза УССР, 5 организациям Нечерноземной зоны РСФСР и 16 организациям агропромышленного комплекса республики.

Впервые для нужд мелиорации завод освоил выпуск виброгидропрессованных железобетонных труб, что явилось важным успехом в деле быстрого освоения мелиорированных земель.

На предприятии ведется постоянная и настойчивая работа по внедрению новой техники и технологий, замене материалов с целью экономии металла, цемента и топливно-энергетических ресурсов. По четкому разработанному плану была внедрена ударная технология изготовления железобетонных труб (программа по этому способу производства выполнена на 186,7%); пущена дополнительная механизированная поточная линия, введена новая технология изготовления опор связи путем виброформования и т. д.

Особое внимание уделяют на заводе научной организации труда. Так, были освоены типовые проекты организации труда электросварщиков арматурного отделения; внедрены межотраслевые и отраслевые нормативы для нормирования труда рабочих; успешно осуществляется работа по бригадному подряду.

Благодаря этим и другим прогрессивным разработкам, технологиям и высокой организации труда стало возможным устойчивое выполнение заводом показателей производственных, экономических и социального развития.

С начала пятилетки завод работает без малейших сбоев. За это время (1981—1983 гг.) было выпущено 339,8 тыс. м<sup>3</sup> сборного железобетона (план — 332,5 тыс. м<sup>3</sup>), или 102,2% планового задания, в том числе преднапряженного — 235,5 тыс. м<sup>3</sup>, или 108% плана. Напорных железобетонных труб изготовлено 64,9 тыс. м<sup>3</sup>, что составляет 103,9%, металлоконструкций — 21,3 тыс. т. За этот же период реализовано продукции на 105,3% к плану, или на сумму свыше 35 млн. р. По всем перечисленным показателям в 1983 г. и I квартале 1984 г. завод работал, не снижая темпов.

Выработка на одного рабочего в 1983 г. достигла 11 893 р., или 106,1% к установленному заданию. План по нормативно-чистой продукции перевыполнен на 108,9%.

Важнейшим показателем работы каждого промышленного предприятия является увеличение товарной продукции на 1 р. основных производственных фондов. И этот показатель в 1983 г. Новомосковский завод выполнил на 110%.

Общий результат финансово-хозяйственной деятельности предприятия таков: получена прибыль в сумме 1492 тыс. р., т. е. 120,8% к намеченному в начале года.

Особо строгие требования на заводе предъявляются к качеству выпускаемой продукции. Почему особо? Дело в том, что от качества таких изделий, как напорные железобетонные трубы, плиты облицовки каналов, целиком зависит жизнеспособность сооружений. Зачастую объекты находятся под землей или под водой, и последствия выпуска на заводе бракованных изделий оказываются непредсказуемо тяжелыми.

Отлично сознавая эти обстоятельства, коллектив завода относится к качеству своей продукции с высокой ответственностью. Потребители не предъявляют претензий к качеству продукции предприятия.

В 1983 г. на заводе внедрены рационализаторские предложения, в результате экономического эффекта составил 102,7 тыс. р. Солидную прибавку в казну предприятия дали мероприятия по бережному и экономному расходованию и использованию материально-технических и топливно-энергетических ресурсов.

За счет применения всевозможных химических добавок в бетонную смесь в 1983 г. было сэкономлено сверх установленных норм 607 т цемента. Использование форм и оснастки с минимальными допусками и новых видов проката

с меньшим диаметром, но более прочного дало экономию 237 т металла. Автоматизация тепловых режимов, применение более совершенных пропарочных камер сэкономили за год 554 1 кал тепловой энергии, сэкономлено 54 тыс. кВт·ч электроэнергии.

Наряду с многочисленными мероприятиями, направленными на выполнение и перевыполнение производственной программы, Новомосковский завод железобетонных изделий настойчиво занимается вопросами охраны окружающей природной среды. Так, один из острейших вопросов для Днепропетровской области, на территории которой находится предприятие, — водоснабжение и водопользование промышленного и коммунально-хозяйственного назначения. Водопотребление завода лимитировано, перерасход воды карается строго, а ее экономия расценивается как важнейшая забота об охране окружающей среды. В 1983 г. завод сумел сэкономить 3 тыс. м<sup>3</sup> воды. Количество, казалось бы, ничтожное по сравнению с потребляемым (360 тыс. м<sup>3</sup> в год), однако сам факт бережливости говорит об общей культуре крупного промышленного предприятия.

Об этом же свидетельствуют и меры, предпринимаемые администрацией, партийной и профсоюзной организациями по решению вопросов социального развития коллектива. В этом направлении сделано уже немало. С начала пятилетки ведется жилищное строительство, введен в эксплуатацию 70-квартирный жилой дом, построены поликлинаки на 150 посещений в день, овощехранилище, имеются теплицы площадью 800 м<sup>2</sup>, в которых круглый год выращивают огурцы, помидоры, зелень. В созданном подсобном хозяйстве имеется животноводческая ферма по выращиванию 100 голов крупного рогатого скота.

Трудовой коллектив в 1984 г. выступил с ценной инициативой — работать под девизом «Одиннадцатой пятилетке — сверхплановую высококачественную продукцию за счет экономии всех видов ресурсов».

На 1984 г. взяты социалистические обязательства добиться роста производительности труда сверх установленного задания на 1% и снизить себестоимость продукции на 0,5%.

Первые месяцы четвертого года пятилетки для Новомосковского завода железобетонных изделий стали ударными. План по выпуску всей номенклатуры изделий выполнен на 105%, перевыполнен план и по важнейшему виду продукции — напорным железобетонным трубам. Еще одним шагом к выполнению социалистических обязательств стало сокращение численности работающих на 20 человек.

Передовое предприятие по достоинству награждено переходящим Красным знаменем ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ. Это не первая награда завода. В одиннадцатой пятилетке коллективу завода за высокие производственные показатели дважды присуждалось переходящее Красное знамя Министерства мелиорации и водного хозяйства СССР и ЦК профсоюза работников сельского хозяйства, переходящее Красное знамя Совета Министров Украинской ССР и Укрсовпрофа.

**Я. С. КОНЦЕВОВСКИЙ**

В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ), А. Г. ФЕРДЖУЛЯН, канд. техн. наук (ЦНИИЭПсельстрой); Е. И. ГЛЕЗЕРОВ, инж. (ПИ-1)

## Влияние стеновых панелей на работу каркасов одноэтажных промзданий

Современные методы статического и динамического расчетов каркасов одноэтажных промзданий исходят из принципа независимости работы каркаса и стенового ограждения. Однако исследования, проведенные на воздействие краевых и сейсмических нагрузок [1, 2], показали, что стеновое ограждение вовлекается в работу каркаса, оказывая существенное влияние на его жесткость. При этом степень влияния в значительной мере зависит от жесткости узлов, примененных для крепления стеновых панелей к колоннам каркаса зданий. Исследования проводили при использовании типовых узлов крепления, обеспечивающих независимость деформаций стенового ограждения и каркаса.

Анализ проведенных исследований дает основания полагать, что продольные перемещения каркаса одноэтажных промзданий от ветровой нагрузки на торец и температурных воздействий также вызовут включение стенового ограждения в работу каркаса. В настоящее время отсутствуют рекомендации, позволяющие при расчете одноэтажных промзданий учитывать включение стен, принимая при этом во внимание конструкцию узлов крепления стеновых панелей к колоннам.

В НИИЖБ при участии ПИ-1 изучили влияние стенового ограждения на работу каркасов одноэтажных промзданий. При этом использовали для крепления стеновых панелей типовые узлы серии 1.439-2 и новые облегченные узлы, предложенные ПИ-1\* и исследованные в НИИЖБ [3]. В ходе экспериментов изучали деформативность узлов крепления стен, влияние включения в работу каркаса стенового ограждения на распределение усилий в колоннах и панелях.

Податливость определяли при испытании на поперечную сдвигающую нагрузку опытных образцов (рис. 1), воспроизводящих узел крепления, включающий деталь крепления с участками ко-

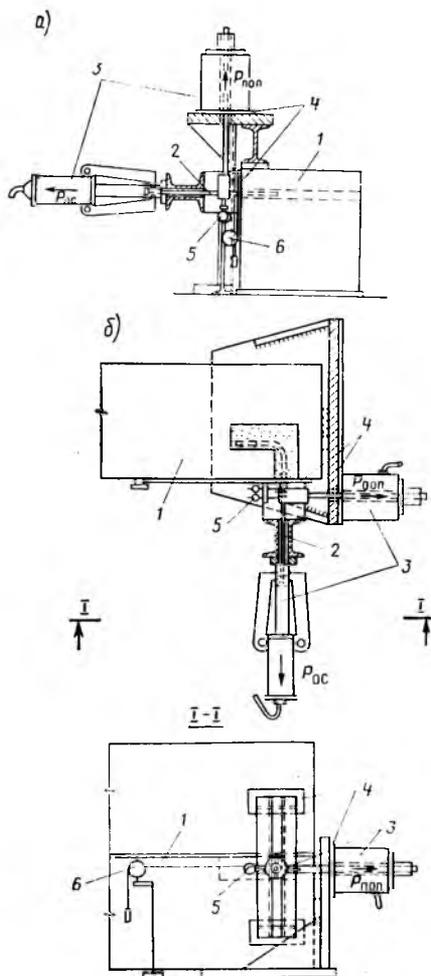


Рис. 1. Схема испытания стыков соединительных стержней с колонной (а) и стеновой панелью (б) на действие осевой и поперечной сил

1 — фрагменты колонны и стеновой панели; 2 — соединительный стержень; 3 — гидравлические домкраты; 4 — два слоя фторопласта-4; 5 — индикаторы часового типа; 6 — прогибомеры

лонны и стеновой панели, а также при испытании на горизонтальную нагрузку натурных фрагментов продольной рамы каркаса, состоящих из двух стоек, соединенных ригелем и прикрепленных к ним узлами стеновых панелей (рис. 2). В результате установлена нелинейность зависимости деформаций от нагрузки, однако характер деформаций дает возмож-

ность приближенно принять для новых узлов крепления стен линейную зависимость с коэффициентом податливости  $0,45 \cdot 10^{-4}$  см/Н. Для типовых узлов серии 1.439-2 коэффициент податливости изменяется в диапазоне  $(0,47-3,3) \cdot 10^{-4}$  см/Н [4]. Поэтому для расчетов рекомендуется принимать два значения податливости типовых узлов: при величине поперечной нагрузки на узел до 4 кН —  $0,47 \cdot 10^{-4}$  см/Н; при большей нагрузке —  $3,3 \cdot 10^{-4}$  см/Н. Первое значение отвечает работе узлов крепления в упругой стадии, второе — неупругим деформациям.

Для количественной оценки степени включения стенового ограждения в работу каркаса в ПИ-1 рассчитана продольная рама каркаса одноэтажного бескранового промздания при длине блока 72 м с железобетонными колоннами высотой 7,2 м, шагом 6 м и стеновым ограждением из панелей серии 1.432-14. Расчет осуществлен на ЭВМ «Минск-32» по методу конечных элементов.

В качестве расчетной схемы принята пластинчато-стержневая система, состоящая из заземленных по низу колонн, шарнирно соединенных с диском покрытия, представленным в виде элементов длиной, равной шагу крайних колонн. Наружное стеновое ограждение аппроксимировалось совокупностью прямоугольных конечных элементов, соединенных с колоннами каркаса податливыми связями.

Продольная рама каркаса рассчитана на действие ветровой нагрузки, приложенной к торцу здания и передающейся сосредоточенно на смежные стойки продольного ряда колонн через жесткий диск покрытия, а также на температурные воздействия. Расчет производили без стенового ограждения и со стеновым ограждением при типовых узлах серии 1.439-2 и при новых узлах крепления стен.

При расчете на температурные воздействия, учитывая длительный характер действия нагрузки, податливость узлов крепления принимали увеличенной

\* А. с. № 412362. Перлин Л. Б., Гершанок Р. А. Стеновые соединения стеновых панелей с элементом каркаса зданий. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1971, № 3.

вдвое, а жесткость колонн — с коэффициентом 0,5.

В таблице приведены полученные при расчете на ветровую нагрузку значения максимальных перемещений колонн каркаса.

Расчетная схема	Перемещение, мм	Отношение перемещения рамы без стен к перемещениям рамы со стенами
Без стен	6,00	—
Со стенами при креплении по серии 1.439-2 при работе деталей узлов:		
в упругой стадии	0,47	12,8
в неупругой стадии	1,96	3,1
Со стенами при новых креплениях	0,46	13,2

Из таблицы следует, что жесткость продольных рам по крайним рядам колонн существенно возрастает вследствие включения в работу стеновых панелей. Учет этого фактора при расчете каркасов зданий на ветровые нагрузки, направленные вдоль продольных рам, создает предпосылки для облегчения промежуточных колонн и фундаментов под них в многопролетных зданиях при учете перераспределения усилий с промежуточных рядов колонн на крайние, обладающие повышенной жесткостью благодаря включению в работу стенового ограждения. Включение стен в работу позволяет в некоторых случаях отказаться от вертикальных связей, устанавливаемых в плоскости продольной рамы каркаса для восприятия ветровой нагрузки.

Включение в работу стеновых панелей существенно влияет на характер эпюры моментов по высоте крайнего ряда колонн. В качестве примера на рис. 3 приведены эпюры моментов для разных случаев расчета. Характерным является существенное уменьшение величины изгибающих моментов в месте защемления стоек, т. е. в сечениях, которые обычно являются расчетными. Учет этого фактора также создает предпосылки для снижения материалоемкости колонн и фундаментов.

При расчете определены напряжения, возникающие в стеновых панелях при их включении в работу. Оказалось, что наибольшие сжимающие напряжения для рассмотренных случаев 0,51 МПа, растягивающие — 0,37 МПа, что не превышает расчетных характеристик материала панелей. Поэтому включение стеновых панелей в работу каркаса не вызывает перегрузки стеновых панелей. Это объясняется тем, что усилия, передающиеся на стеновые панели, ограничиваются несущей способностью деталей их крепления к колоннам. Расчетом уста-

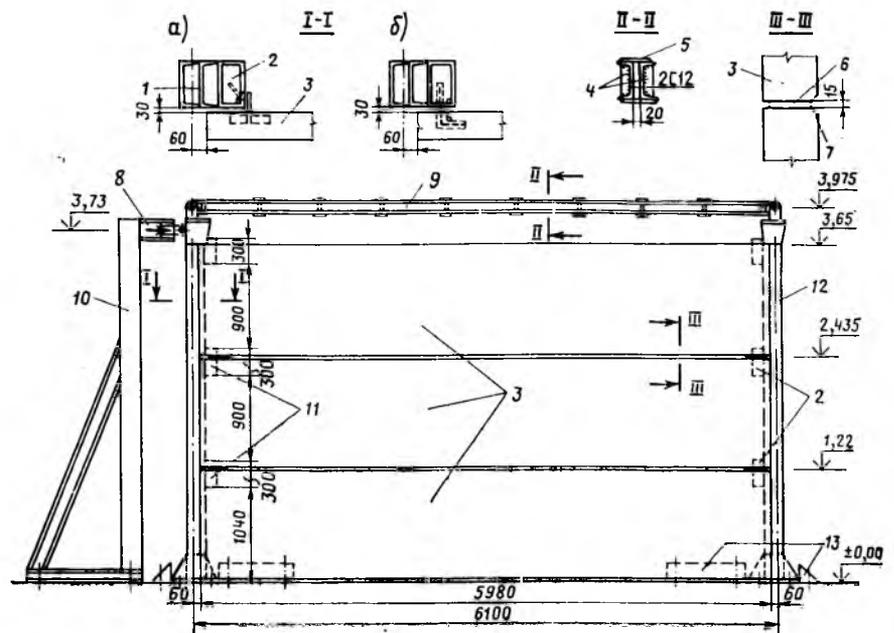


Рис. 2. Схема испытания фрагмента продольной рамы

а — узел крепления по серии 1.432-14; б — новый узел крепления; 1 — составная стойка 2 [24; 2 — железобетонная вставка; 3 — стеновая панель; 4 — ребра жесткости 40×8, L=100; 5 — накладки 140×8, L=200 с шагом 600 мм; 6 — фиксирующие прокладки; 7 — шов, заполненный цементным раствором; 8 — цилиндрический домкрат; 9 — составной ригель; 10 — силовой упор; 11 — фиксирующие прокладки, δ=15 мм; 12 — металлические стойки; 13 — упоры

новлено, что наибольшие усилия в узлах крепления возникают от температурных деформаций в укрупненных температурных блоках. Исходя из определенной экспериментально несущей способности узлов крепления следует, что длина температурного блока не должна превы-

шать 216 м для крепления узлов серии 1.439-2 и 72 м для новых деталей крепления.

Испытание фрагмента продольной рамы свидетельствует о приемлемости использованной расчетной схемы, оно подтвердило полученные расчетные данные об увеличении жесткости продольных рам, изменении характера эпюры моментов по высоте колонн при включении в работу стенового ограждения (рис. 4).

Таким образом, при расчете каркасов одноэтажных промзданий следует учитывать вовлечение стенового ограждения в пространственную работу. При этом стеновые панели ограждения следует считать соединенными с колоннами каркаса упругоподатливыми связями.

Данные рекомендации справедливы при стеновом ограждении одноэтажных промзданий, состоящем из самонесущих панелей, поскольку при навесном стеновом ограждении с ленточным остеклением в один или два яруса эффект его вовлечения в работу каркаса будет менее значительным.

Следует учесть, что в процессе монтажа, а также при проведении работ по реконструкции одноэтажных каркасных зданий возможны ситуации, при которых принятые в расчетах воздействия на колонны и фундаменты могут отмечаться при несмонтированных панелях продольных стен. При этом для восприятия действующих в продольном направлении каркаса усилий необходимо уста-

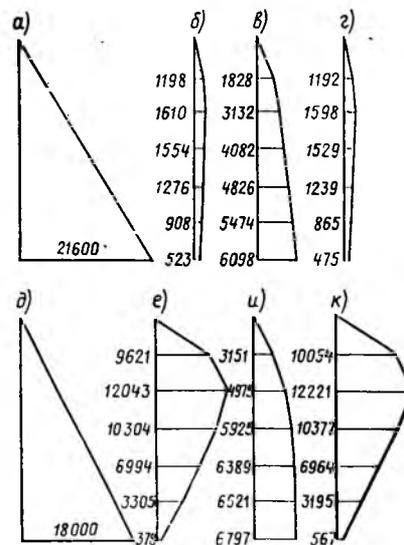


Рис. 3. Эпюры изгибающих моментов в колоннах продольной рамы каркаса

а—г — при действии ветровой нагрузки; д—к — при вынужденных перемещениях в блоке от температурных воздействий; а, д — без стенового ограждения; б, е — с ограждением и типовыми узлами крепления стен по серии 1.439-2 при податливости узлов  $0,47 \cdot 10^{-4}$  и  $0,94 \cdot 10^{-4}$  см/Н; в, и — то же при податливости узлов  $3,3 \times 10^{-4}$  и  $6,6 \cdot 10^{-4}$  см/Н; г, к — с ограждением и новыми узлами крепления стен при податливости узлов  $0,45 \cdot 10^{-4}$  и  $0,9 \times 10^{-4}$  см/Н

навливать в створе продольных рядов колонн временные вертикальные связи, которые после возведения наружного стенового ограждения подлежат демон- тажу.

#### Выводы

Включение в работу стеновых панелей при действии горизонтальных усилий, направленных вдоль продольных рам каркаса, создает предпосылки для уменьшения материалоемкости колонн и фунда- ментов вследствие перераспределения усилий между крайними и промежуточ- ными рамами и изменения характера эпюры моментов в колоннах крайнего ряда.

При расчете каркасов одноэтажных промзданий следует руководствоваться приведенными рекомендациями по на- значению податливости узлов сопряже- ний.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Натурные исследования колебаний одно- этажных и многоэтажных зданий с навес- ным панельным ограждением / В. Г. Подольский, А. К. Дусавицкий, В. Н. Зинен- ков, Б. М. Гуревич. — В кн.: Динамика и прочность строительных конструкций. — Киев: Будівельник, 1967.
2. Влияние навесных панелей стенового ограждения на динамические характеристики и сейсмостойкость одноэтажных каркасных зданий / Т. Ж. Жунусов, М. Акимбаев. — В сб. трудов Казахского Промстройпро- екта: Исследования сейсмостойкости соору- жений и конструкций, вып. 3, 4. — Алма-Ата, 1970.
3. Новые крепления стеновых панелей к ко- лоннам каркаса одноэтажных промышлен- ных зданий / Р. А. Гершанок, Л. В. Пер- лин, А. Г. Ферджулян, Ж. М. Сулеймана- ва. — Бетон и железобетон, 1979, № 11.
4. Новые узлы крепления самонесущих стен одноэтажных производственных зданий и их расчет с учетом вовлечения стенового ограждения в пространственную работу кар- касов / В. А. Клевцов, А. Г. Ферджулян. — В кн.: Предварительно напряженные желе- зобетонные конструкции зданий и сооруже- ний. — М., НИИЖБ, 1981.

## Авторские свидетельства

№ 1100102. Т. Наралиев, У. Ю. Пу- латов и Л. Д. Журбас. **Форма для изготовления трубчатых изделий из бе- тонных смесей.**

№ 1100265. А. Г. Ольгинский, И. М. Грушко, Г. А. Стефанович и др.

СУ № 921 треста Дондорстрой и ХАДИ. **Способ приготовления бетонной смеси.**

№ 1100267. А. В. Макарец, Б. А. Ксе- някин, В. П. Ганин и др. **Ож- ЗНИИЭПсельстрой. Способ пригото- вления поризованной бетонной смеси.**

№ 1100273. Г. В. Топильский, Н. А. Агеев, В. С. Безноздрева и др. **ВНПО Союзжелезобетон. Композиция для нанесения на свежееуложенный бе- тон.**

## Бетоны

УДК 691.327:620.191.33

Р. О. КРАСНОВСКИЙ, канд. техн. наук (ВНИИФТРИ); К. Л. КОВЛЕР, инж. (МИСИ)

## Методы изучения медленного роста трещин в бетоне

В последние годы интенсивно раз- вивается механика разрушения бетона, в которой в качестве основных крите- риев разрушения используются крити- ческий коэффициент интенсивности напряжений  $K_{Ic}$  и коэффициент крити- ческого раскрытия трещины  $\delta_{кр}$ . Мето- ды механики разрушения можно при- менять и для расчетов бетонных и же- лезобетонных конструкций с трещинами [1—3]. При этом для вычисления используемых в расчете параметров механики разрушения длину и ширину раскрытия трещин определяют экспе- риментальным путем.

За рубежом предложен метод опре- деления параметров механики разру- шения испытанием различных по раз- меру, но геометрически подобных образцов без измерения трещин [4]. Как показали проведенные в МИСИ исследования, этот подход правомерен. Но основным пока является метод, использующий измерение параметров трещины.

Как известно, механика разрушения неоднородных материалов типа бетона более сложна, чем однородных матери- алов. Например, при испытаниях бетон- ных образцов с надрезами определение истинной длины трещины и ее крити- ческого раскрытия затрудняют медлен- ный рост трещины, предшествующий ее нестабильному распространению, и микротрещинообразование в вершине трещины, формирующее так называе- мую зону предразрушения. Это повы- шает значение экспериментальных ме- тодов, позволяющих достоверно обна- ружить и измерить параметры трещин в бетоне.

Ниже представлена схема экспери- ментальных методов изучения трещино- образования в бетоне с областями их применения. Их можно разделить на две группы: для исследования суммар- ного трещинообразования и для разви- тия трещин на поверхности материала.

Акустические методы относятся к первой группе. Из них выделим ультра- звуковой импульсный метод [5] и ме- тод акустической эмиссии (АЭ) [1, 6].

Первый, основанный на регистрации вре- мени прохождения ультразвуковых волн от излучателя к приемнику через бетон, иногда называют активным. Им мож- но фиксировать трещины, минималь- ный размер которых соизмерим с дли- ной волны, т. е. 4—6 см, а также интегрально оценивать степень микро- трещинообразования бетона по измене- нию скорости волн. При этом можно использовать стандартную серийно вы- пускаемую аппаратуру как в лаборатор- ных, так и в натуральных условиях.

В отличие от ультразвукового импуль- сного метода, использующего искусст- венные источники ультразвука, метод акустической эмиссии — пассивный, основанный на регистрации сигналов, которые возникают при растрескивании бетона под действием разного рода напряжений. Метод АЭ высокочувстви- телен, регистрирует отдельные микро- и макротрещины и их координаты, оце- нивает процесс трещинообразования в целом и некоторые характеристики предыстории его развития. Широкое внедрение метода АЭ пока сдерживает- ся отсутствием серийной отечественной аппаратуры и необходимого метрологи- ческого обеспечения.

Методы ионизирующих излучений эффективны для изучения внутренней структуры бетона, в частности трещин. Одним из наиболее распространенных является метод рентгенографии [1]. С его помощью можно обнаружить тре- щины контактной зоны между зернами заполнителя и матрицей из цемент- но-песчаного раствора. Рентгеногра- фия — менее трудоемкий метод, чем используемая для подобных целей опти- ческая микроскопия. Известно приме- нение рентгеновской фото- и киносьем- ки развития трещин в бетоне. Однако используемая для этого аппарата сложна, что затрудняет использование метода в натуральных условиях.

Ртутная порометрия [1] позволяет выявить параметры микротрещин по всему объему образца и определить среднюю ширину раскрытия и объем трещин в различных сечениях образца,

отдельно для трещин различного происхождения (усадочных, температурных, силовых).

Кроме специальных методов процесс трещинообразования можно оценить анализом механических характеристик (прогиба, падений нагрузки), полученных при испытании бетонных и железобетонных конструкций механическими методами [1, 3].

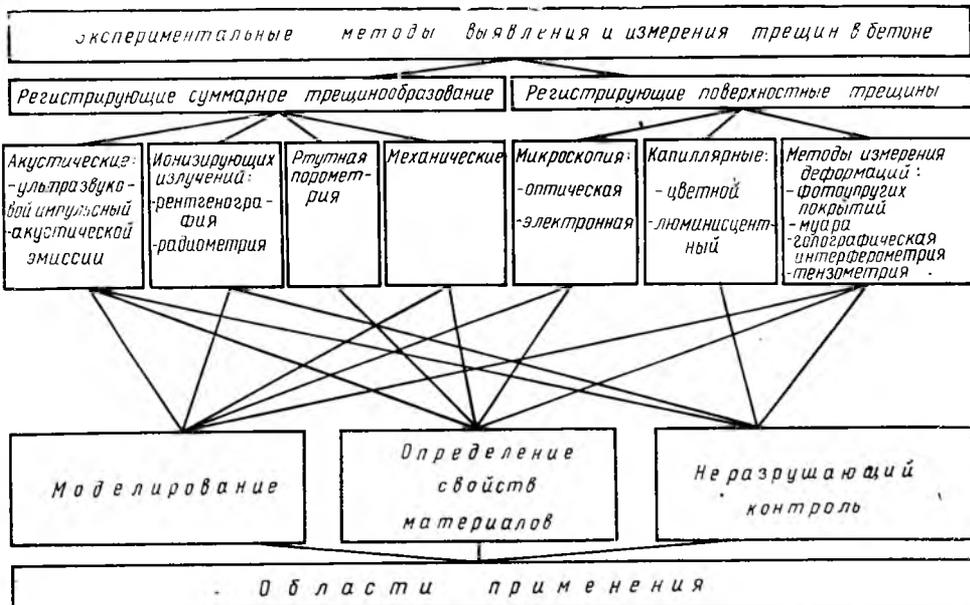
С помощью оптической и электронной микроскопии можно непосредственно наблюдать трещины при больших увеличениях. Этими методами выявлен довольно сложный характер трещинообразования бетона: ветвление и прерывание трещин и другие факторы, свидетельствующие о том, что обычные модели механики разрушения упрощают геометрические особенности распространения трещин. К сожалению, усиление разрешающей способности микроскопа уменьшает поле зрения (а в оптической микроскопии — еще и глубину резкости), что приводит к необходимости продолжительного сканирования поверхности. Недостатком электронной микроскопии являются сложность и громоздкость аппаратуры и невозможность ее использования для контроля трещин не только в конструкциях, но и в образцах размерами более 2—3 см.

Для выявления трещин на поверхности бетона часто применяют капиллярные методы [1, 3], основанные на капиллярном подсосе подкрашенных или люминесцирующих жидкостей в поры и трещины. Метод дает хорошие результаты в сочетании с оптической микроскопией. Физические особенности бетона и проникающих жидкостей определяют поверхностное натяжение, ограничивающее предельную ширину раскрытия трещины.

Обнаружить и измерить трещины на поверхности бетона можно также методами, предназначенными для измерения деформаций.

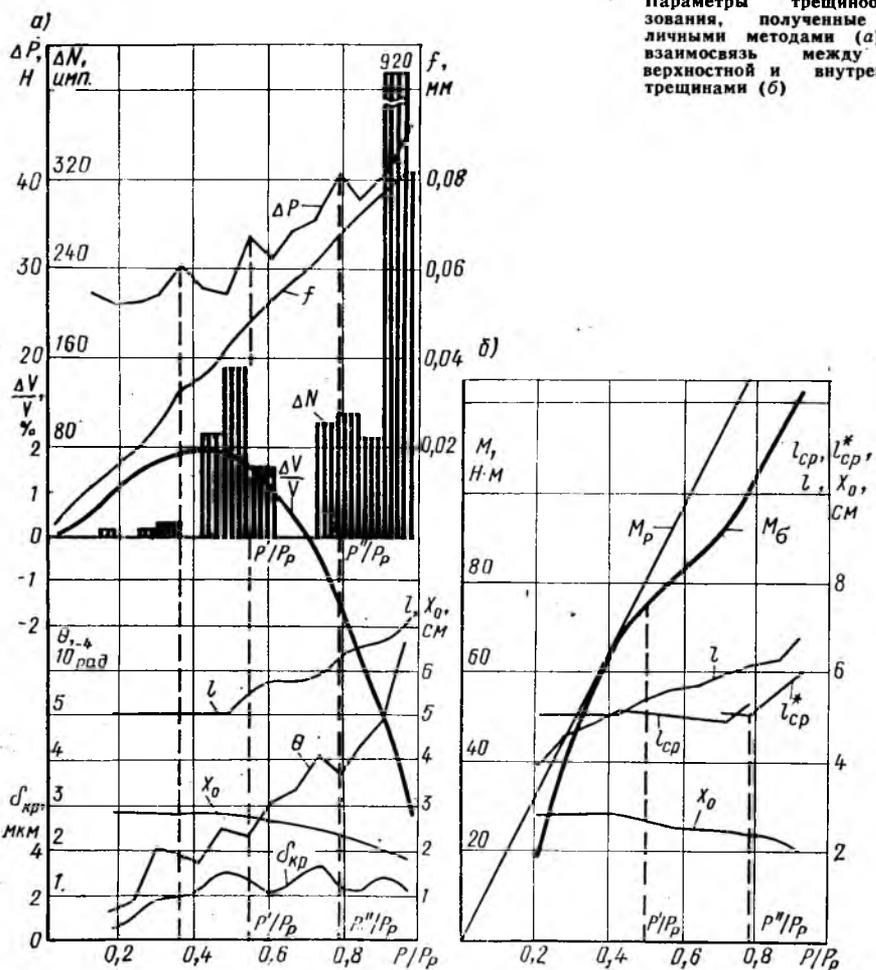
Метод фотоупругих покрытий [1, 7] применяют в основном в лабораторных условиях для изучения роста трещин, полей деформаций, перемещений, нормальных, касательных и главных напряжений, в том числе над трещинами и между ними. В качестве фотоупругих покрытий используют хрупкие или эластичные полимерные пленки с высокой оптической активностью, что позволяет обнаруживать возникновение микротрещин с раскрытием около 10 мкм. На результаты измерений значительно влияют физико-механические характеристики и толщина покрытия.

Методами муаровых полос и голографической интерферометрии [1] можно наблюдать одновременно развитие тре-



щины и поле деформаций вблизи ее вершины. Точность измерения перемещений этим методом на порядок выше, чем методом фотоупругих покрытий, но аппаратура сложна и применяется только в стационарных условиях.

Из тензометрических методов регистрации трещин в бетоне используют метод измерения длины трещины по моменту разрыва соответствующей тензонити в гребенчатом датчике, а для обнаружения трещины — цепочку обычных тензо-



резисторов [3, 5]. Интересно, что обычный приклеиваемый тензорезистор при прохождении под ним трещины не рвется, а продолжает работать до некоторого предела, но возникает неопределенность в оценке его показаний. Поэтому о появлении трещины судят по падению деформаций соседнего с трещиной датчика. Тензометрические методы — точечные, т. е. не позволяют полностью наблюдать поле деформаций вблизи трещины. Их достоинством является простота серийной аппаратуры и возможность проведения испытаний на различных объектах в лабораторных и натуральных условиях при полной автоматизации измерений.

Проведенные в МИСИ исследования выявили новые возможности тензометрических методов для измерения параметров трещин. Специальные эксперименты с чередующимися тензорезисторами разных баз показали, что с их помощью можно измерить длину трещины и малое (до 0,1 мм) изменение ее ширины раскрытия, а также оценить размер зоны предразрушения.

Особо эффективно комплексное применение различных методов. В МИСИ проводили эксперименты по комплексному использованию оптической микроскопии, акустической эмиссии, ультразвукового импульсного, тензометрического, капиллярного и механического методов для изучения медленного роста трещин в изгибаемых бетонных образцах размером  $10 \times 10 \times 40$  см с надрезами (см. рисунок). Длину трещины на поверхности образца  $l$  и ширину ее раскрытия  $\delta$  измеряли тензометрическим и микроскопическим методами, давшими идентичные результаты. Отмечено, что ширина раскрытия трещины линейно уменьшается с приближением к ее вершине. Таким образом, форма трещины определяется параметрами ее вершины  $l$  и  $\delta_{кр}$  и некоторым углом раскрытия  $\theta$ .

На рисунке показано также изменение под нагрузкой высоты сжатой зоны  $x_0$ . Здесь же представлены кривые числа выделенных на ступени нагружения импульсов АЭ  $\Delta N$ , относительного изменения скорости ультразвука  $\Delta v/v$  при сквозном диагональном прозвучивании сжатой зоны вблизи нейтральной оси, прогиба  $f$  и падений нагрузки на выдержках  $\Delta P$ . Прогиб растет практически линейно до разрушающей нагрузки  $P_p$ , что свидетельствует о его низкой чувствительности к деструктивным процессам. Наиболее чувствительным к трещинообразованию является число импульсов АЭ, резкие возрастания и падения которого определяют отдельные этапы подготовки разрушения. Подобным образом, хотя и не так интенсивно изменяется значение

$\Delta P$ . Для всех образцов один из моментов увеличения активности трещины отмечали при нагрузке  $P' = 0,5 P_p$ , а последний — при  $P'' = 0,8 P_p$ , после чего начинался лавинообразный рост АЭ и угла  $\theta$ . Нагрузка  $P'$  соответствует страгиванию трещины по поверхности бетона, о чем свидетельствуют изменения  $l$  и  $x_0$ , начало постепенного падения  $\Delta v/v$  и результаты микроскопических наблюдений за вершиной надреза.

Сочетание тензометрического, микроскопического и капиллярного методов позволили сопоставить данные о поверхностном и внутреннем развитии трещины (см. рисунок). Кажущийся при  $P > P'$  дебаланс моментов от внешней нагрузки  $M_p$  и внутренних усилий  $M_\sigma$  ( $M_\sigma$  определяли по напряжениям, измеренным на боковой поверхности образцов) объясняется отставанием внутренней трещины. Это подтверждается и значениями средней длины трещины по ее фронту  $l_{ср}$ , вычисленными при соблюдении баланса моментов, и значениями  $l_{ср}^*$ , полученными при анализе фронта трещины цветным капиллярным методом. Характерно, что нагрузка страгивания внутренней трещины соответствует  $P''$ . Опережение поверхностной трещины внутренней объясняется образованием на контакте бетона с формой тонкого слоя цементного камня с низким  $V/C$ , поэтому целесообразно удалять поверхностный слой, особо чувствительный к усадочному трещинообразованию, с помощью шлифования или распила образца.

#### Выводы

Анализ существующих экспериментальных методов выявления и измерения трещин в бетоне и результаты проведенных исследований позволили уточнить области их применения. Особо эффективным является комплексное применение различных методов, базирующихся на разных физических принципах, взаимно контролирующих и дополняющих друг друга.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Fracture mechanics of concrete. Ed. F. H. Wittmann. Amsterdam, Elsevier, 1983.
2. Заяц в Ю. В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. — М.: Стройиздат, 1982.
3. Ягуст В. И. О границах области применения линейной механики разрушения к бетону. — Бетон и железобетон, 1982, № 6.
4. Bazant Z. P. Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal. — Journal of Engineering mechanics ASCE, 1984, v. 110, № 4.
5. Красновский Р. О. Почтовик Г. Я. О механизме деформирования растянутого армированного бетона. — Бетон и железобетон, 1962, № 5.
6. Лалук И. А., Плискина Г. А., Соколов И. Б. Зависимости процесса трещинообразования от вида деформации. — Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1978, т. 120.
7. Метод фотоупругости. В 3-х т. Стрельчук Н. А., Хесин Г. Л., Губин Ф. Ф. и др. — М.: Стройиздат, 1975.

Ю. Д. ЧИСТОВ, канд. техн. наук,  
Е. А. БОРИСЮК, инж. (МИСИ)

## Плотные бетоны из барханного песка

В МИСИ им. В. В. Куйбышева в последние годы исследуют свойства бетонов на пылевидных барханных песках без крупного заполнителя. Разработана технология изготовления газобетона и бетона плотной структуры неавтоклавного твердения [1, 2].

Барханные пески характеризуются модулем крупности менее 0,6. В них содержится от 1 до 9% глинистых примесей, а удельная их поверхность колеблется от 160 до 450 см<sup>2</sup>/г. О размерах частиц можно судить по данным гранулометрического состава барханного песка Захметского месторождения (Туркменская ССР), который использовали в опытах (табл. 1).

Работу проводили применительно к условиям сухого жаркого климата Туркменской ССР. В опытах использовали цемент Безменского завода марки 400.

Плотный бетон, полученный на основе цемента и барханного песка без крупного заполнителя, характеризуется повышенной пористостью и прочностью на сжатие в возрасте 28 сут не выше 8 МПа при расходе цемента до 450 кг на 1 м<sup>3</sup>. Для улучшения его строительных свойств в бетонную смесь вводили тонкомолотую цементно-песчаную смесь.

Исследовали бетон состава «цемент:песок барханный:песок барханный природный:вода» с разным соотношением доли молотого и немолотого песка. Долю молотого по отношению к цементу изменяли от 0 до 4 с интервалом 0,25 в. ч. Наибольшая средняя плотность бетонной смеси и наибольшая прочность были получены на составах, в которых соотношение «цемент:молотый барханный песок» изменялось от 1:1 до 1:1,5. Однако увеличение доли молотого песка в бетоне от 1 до 1,5 сопровождается значительным приростом прочности при существенном увеличении времени помолла. Цемент и песок совместно измельчали в мельнице.

Исследовали также влияние раздельного и совместного помоллов цемента и песка на прочность плотного бетона. Было приготовлено шесть составов бетона с соотношением «цемент:песок» 1:4 по массе при разном расходе воды, но с одинаковой подвижностью бетонной сме-

си. Расплыв конуса на встряхивающем столике составлял 120 мм.

Бетон первого (контрольного) состава приготовлен на цементе заводского изготовления и природном барханном песке. Для второго состава цемент домалывали до удельной поверхности 4000 см<sup>2</sup>/г, барханный песок использовали обычный.

Бетон третьего состава включал домолотый цемент и молотый барханный песок в соотношении 1:1 по массе. Цемент и песок измельчали отдельно, удельная поверхность цемента достигала 400 см<sup>2</sup>/г, а песка — 2000 см<sup>2</sup>/г. Остальные три весовые части барханного песка использовали без домола. В бетоне четвертого состава барханный песок массой, равной цементу, подвергался измельчению, а остальные три части песка и цемент использовали в обычном виде.

Пятый состав имел тонкомолотую смесь цемента и песка в соотношении 1:1 по массе, совместно измельченных в шаровой мельнице до удельной поверхности 2500 см<sup>2</sup>/г, и три части природного песка. Для бетона шестого состава цемент домалывали до удельной поверхности 4000 см<sup>2</sup>/г, а все четыре части песка измельчали до удельной поверхности 2000 см<sup>2</sup>/г. Помол производили отдельно.

Прочность определяли на балочках размером 40×40×160 мм, которые пропаривали при 85°С по режиму 2+8+2 ч. Данные приведены в табл. 2.

Установлено, что введение в плотный бетон совместно измельченной цементно-песчаной смеси в соотношении 1:1 по массе значительно увеличивает его прочность (состав 5).

Величину усадки бетона определяли на балочках в зависимости от расхода цементно-песчаной массы и воды (табл. 3). Образцы твердели по указанному выше режиму.

Показатели полной усадки плотных бетонов значительно ниже в тех случаях, когда была использована тонкомолотая цементно-песчаная смесь. При прочих равных условиях величина усадки зависит от количества воды затворения — примером служат величины полных усадок бетонов составов 2, 3 и 4.

Заслуживают внимания составы 5 и 6 — у них разница в расходе цемента почти двухкратная. Однако в бетоне состава 5 масса тонкомолотой смеси составляет 642 кг, а в составе 6—1232 кг. Объем же твердой фазы и расход воды в обоих случаях практически равны, величины полных усадок близки между собой.

Наименьшей усадкой характеризуется состав 4, у которого наибольший объем твердой фазы.

Несколько завышенные расходы цемента в составах 4 и 6 вызваны необходи-

Остатки сита, %	на	Размеры сита, мм								
		0,315	0,2	0,14	0,1	0,705	0,056	0,02	0,01	менее 0,01
Частичные		—	0,01	0,06	9,14	26,4	36,7	14,3	10,82	2,52
Полные		—	0,01	0,07	9,21	35,61	72,3	86,61	87,299	93

мостью проверки влияния этого расхода цемента на усадку бетона. Однако заметного влияния не было обнаружено.

К дальнейшим исследованиям и внедрению в производство был рекомендован следующий состав плотного бетона — «цемент:молотый барханный песок:природный барханный песок:вода» в соотношении по массе 1:1:2,6:0,7. Цемент и песок (1:1) домалывали в мельнице до удельной поверхности 2500 см<sup>2</sup>/г. Расход цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона составлял 420 кг.

Применительно к условиям сухого жаркого климата были изучены прочностные свойства этого бетона при различных условиях эксплуатации. Для этого изготовили образцы-кубы с ребром 15 см, которые прошли термообработку в заводской туннельной камере на производственной базе треста Каракумгидрострой Главкаракумстроя Минводхоза СССР в пос. Новый Захмет Туркменской ССР. Обогрев в камере осуществлялся ТЕНами. Режим термообработки следующий: выдержка перед термообработкой 2 ч; подъем до 85—90°С — 3 ч; выдержка при 85—90°С — 7 ч; повышение температуры до 110—115°С и выдержка при этой температуре 3 ч; охлаждение 3 ч.

После термообработки образцы-близнецы были разделены на пять партий. Образцы первой партии испытывали сразу после термообработки. Остальные хранились в течение 2 лет в воде Кара-

Таблица 2

Показатель	Состав бетона					
	1	2	3	4	5	6
Предел прочности, МПа: при изгибе при сжатии	1,45	1,96	2,65	2,41	4,37	4,1
	4,0	6,37	10,0	8,1	16,3	12,2

Таблица 3

Состав бетона (цемент:песок:молотый песок:природный песок:вода), п. ч.	Средняя плотность бетонной смеси, кг/м <sup>3</sup>	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup> , кг				Масса твердой фазы, кг/м <sup>3</sup>	Объем твердой фазы, м <sup>3</sup> /м <sup>3</sup>	Полная усадка, мм/мм
		цемента	молотого песка	природного песка	воды			
1:0:3,8:0,87	1975	367	—	1395	320	1762	0,651	5,48
1:1:2:0,72	2117	448	448	896	323	1792	0,658	1,98
1:1:2:0,60	2127	462	462	924	273	1848	0,684	1,76
1:1:2:0,48	2194	498	498	996	239	1972	0,737	1,59
1:1:3:7:0,86	2110	321	321	1220	277	1862	0,698	2,08
1:1:1:1:0,46	2198	616	616	678	284	1910	0,693	1,96

кумского канала, на открытой площадке полигона в естественных условиях, в земле на глубине 1,5 м и в помещении заводской лаборатории. Влажность образцов после термообработки равнялась около 15%. Наибольший прирост прочности дали образцы, хранившиеся в помещении лаборатории, где температура воздуха в летние периоды достигала +40°С, а относительная влажность 15%.

Образцы, хранившиеся в земле на глубине 1,5 м, не изменили свою влажность, прочность их возросла до 23 МПа.

Незначительная разница в показателях прочности образцов сразу после термообработки и образцов, хранившихся в воде, объясняется тем, что последние испытывали во влажном состоянии. Кроме того, у кубов этой партии было обнаружено шелушение поверхности.

Образцы, хранившиеся на открытой площадке, подвергались сильному солнечному, ветровому и температурно-влажностному воздействию. Однако никаких внешних нарушений у них не обнаружено.

Основываясь на лабораторных исследованиях и натурных наблюдениях, бетон этого состава был рекомендован для изготовления опытной партии цокольных блоков для одноэтажных сельских домов.

Перемешивание бетонной смеси производили в смесителе непрерывного действия СБ-75 и в бегунах 1А11М. Уплотнение осуществляли на стандартной виброплощадке с пригрузом 0,002 МПа в течение 3 мин.

### Выводы

Эксперимент показал, что на барханном песке без использования крупного заполнителя можно получать бетон марки М 150—М 200. Экономический эффект при этом достигает около 6 р. на 1 м<sup>3</sup> бетона.

В настоящее время проводят работы по снижению расхода цемента путем введения в состав бетона молотой негашеной извести. Расход цемента при этом можно довести до 320—350 кг/м<sup>3</sup>.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Чистов Ю. Д., Борисюк Е. А., Ляшенко Г. М. Пылевидно-песчаные бетоны и изделия для сельского строительства. — В кн.: Повышение эффективности и качества сельскохозяйственного строительства. Тезисы докладов научно-технической конференции. — Саратов, 1982.
- Чистов Ю. Д., Волженский А. В., Борисюк Е. А., Балакин В. А. Приготовление смесей из пылевидных песков для изделий сельского строительства. — Строительные материалы, 1983, № 9.

УДК 728.1.011.28:666.972.2

Е. М. АЛЬТШУЛЛЕР, инж. (ЦНИИЭП жилища)

## Монолитные ядра жесткости в зданиях повышенной этажности

В последнее время в городах страны, обеспеченных развитой базой полного домостроения, наметилась тенденция к рациональному сочетанию в многоэтажном строительстве монолитных ядер жесткости (стволов) и сборных конструкций заводского изготовления, что позволяет решать разнообразные градостроительные задачи. Применяя возводимые в скользящей или переставных опалубках ядра жесткости, в Москве, Ленинграде, Минске, Алма-Ате и других городах сооружают многоэтажные жилые и общественные здания, в том числе с использованием изделий индустриального каталога.

Монолитные ядра жесткости применяют главным образом в домах башенного типа, хотя имеются примеры возведения протяженных домов с несколькими ядрами. Они имеют коридорную планировку и конструктивно не отличаются от зданий башенного типа с одним центрально расположенным ядром.

В зависимости от принятых объемно-планировочных решений здания со стволы можно разделить на две группы — с застроенными или со свободными первыми этажами (рис. 1).

Здания первой группы, нашедшие распространение в отечественной строительной практике, имеют сборные или монолитные наружные стены, а также сборный или монолитный каркас и навесные наружные стены.

Определенный интерес представляют здания со свободными первыми этажами, применяемые в зарубежной строительной практике. В большинстве случаев такие решения, мало оправданные функциональными или градостроительными соображениями, связаны с рекламными целями фирм, строящих для себя административные здания.

В зарубежной строительной практике имеются примеры, когда при больших размерах ядра в плане в нем размещают санитарно-технические узлы и подсобные помещения.

Здания со свободными (незастроенными) первыми этажами возводят с поэтажными консольными перекрытиями, чашеобразные, с подвешенными перекрытиями (рис. 2). Общими недостатками конструктивных решений таких зданий являются сложность и трудоемкость возведения, повышенная материалоемкость (особенно арматурной стали) [1].

Прежде всего это относится к зданиям с подвешенными перекрытиями, которые имеют наихудшие показатели

расхода материальных ресурсов, сложности узлов и надежности. В отечественной практике монолитные ядра жесткости в основном применяют при строительстве каркасно-панельных зданий высотой более 20 этажей, а также возводимых методом подъема перекрытий. Имеется единственный пример строительства в Сочи спального корпуса санатория с консольно подвешенными к ядру объемными элементами.

Применение монолитных ядер жесткости в каркасно-панельных зданиях позволило освободить их от поперечных и продольных диафрагм жесткости, создало значительно большую свободу в планировке жилых и первых нежилых этажей, где проектируют встроенные помещения торговых и бытовых предприятий. Отказ от сильноармированных железобетонных диафрагм жесткости не только улучшает планировочные возможности каркасных зданий, но и сокращает число применяемых малотиражных сборных элементов, что в конечном счете уменьшает заводские затраты

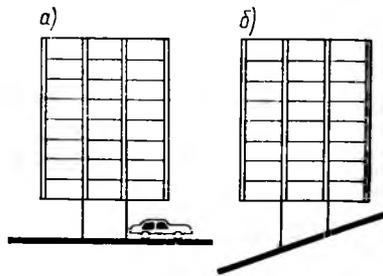


Рис. 1. Схемы зданий с незастроенным первым этажом  
а — освобождение территории для движения или автостоянки; б — при наличии крутого рельефа

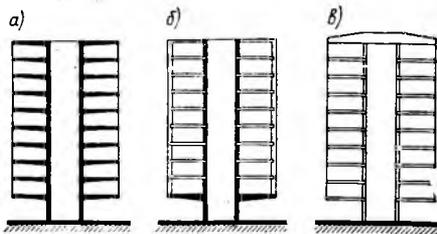


Рис. 2. Конструктивные решения зданий с незастроенным первым этажом  
а — с поэтажными консольными перекрытиями; б — чашеобразное; в — с подвешенными перекрытиями

Показатели	Связевый каркас	Монолитное ядро, возводимое в скользящей опалубке
Затраты по изменяемым элементам здания (диафрагмы жесткости, каркас лестнично-лифтового узла, ядро жесткости и др.):		
себестоимость возведения заменяемых конструкций р/о	10,75/100	8,91/82,9
Удельные капитальные вложения в организацию производства и на возведение заменяемых конструкций в год, р/о	11,56/100	6,10/52,8
приведенные затраты на заменяемые конструкции (при $E_n = 0,12$ )	13,08/100	10,22/78,1
суммарная трудоемкость возведения заменяемых конструкций, чел.-ч/о	3,45	1,99
в том числе затраты труда на строительной площадке	1,25	1,13
Расход натуральной стали, кг	20,52	12,36
Затраты в целом на здание:		
сметная стоимость возведения, р/о	210/100	206,1/98,1
построечная трудоемкость возведения, чел.-ч/о	19,96/100	19,75/99,9
число монтажных единиц каркаса, шт/о	974/100	727/74,6

при изготовлении комплекта сборных железобетонных конструкций.

Проектные институты страны — МНИИТЭП, Моспроект, УП ОПЖР, Белгоспроект и др. — разработали унифицированные решения монолитных ядер жесткости для региональных условий. Это позволило создать ограниченную номенклатуру прямоугольных в плане ядер, сократить их материалоемкость.

Сравнительный технико-экономический анализ эффективности применения ядер жесткости в построенных в Москве 25-этажных каркасно-панельных зданиях (см. таблицу) показывает, что отказ от применения в них связевого каркаса позволяет в расчете на 1 м<sup>2</sup> общей приведенной площади получить экономиию 8,2 кг стали, одновременных затрат в производственную базу строительной индустрии — 5,5 р-год, а суммарных трудозатрат — 1,5 чел.-ч. Число монтажных единиц элемента каркаса снижается примерно на 25% (с 974 до 727 единиц).

Для сооружения монолитных ядер жесткости применяют, как правило, скользящую либо крупнощитовую опалубку, каждая из них имеет свои достоинства и недостатки.

При использовании скользящей опалубки ядро жесткости необходимо сооружать с опережением по отношению к обстройке здания. Достоинствами этой опалубки являются возможность возведения ядра любой конфигурации в плане, высокие темпы бетонирования стен, реализуемые при непрерывной трехсменной работе, быстрая оборачиваемость комплекта опалубки (поскольку ядро жесткости высотой 75 м может быть сооружено за 45—50 дней, а высотой 120 м — за 60—65 дней). Всего этого, однако, можно добиться лишь при использовании специализированных строительных подразделений монолитного домостроения. К недостаткам скользящей опалубки относятся чрезвычайная сложность, а следовательно, и повышенная трудоемкость изменения сечения конструкций ядра, повышенная чувствительность к нарушениям технологических режимов, и прежде всего к неритмичному обеспечению бетонной смесью.

При использовании крупнощитовой опалубки монолитное ядро бетонируют в совмещенном цикле с обстройкой здания. Такая опалубка позволяет изменять толщину бетонируемых конструкций в процессе их возведения, она более устойчива к нарушениям технологических режимов. В то же время ее применение связано с необходимостью выполнения работ по бетонированию конструкций в совмещенном цикле с работами по обстройке здания, при котором стены ядра возводят с опережением на один этаж по сравнению с самим зданием. Только таким образом можно сократить трудовые затраты при перестановке опалубки с бетонируемого яруса на землю, где должны осуществляться чистка и смазка ее щитов, перемонтирование ее для бетонирования стен другой толщины, а затем подъем для бетонирования следующего яруса (этажа). Совмещенный цикл бетонирования стен ядра жесткости отрицательно сказывается на сроках его возведения, оборачиваемости комплекта опалубки, возможности выполнения работ специализированными строительными подразделениями.

Выбор метода возведения монолитного ядра жесткости зависит не только от особенностей применения скользящей и крупнощитовой опалубок, но и от ряда факторов, в том числе сложности конфигурации ядра и его размеров в плане, планируемых объемов строительства, наличия специализированных строительных подразделений. Для выбора оптимального конструктивного решения монолитных ядер жесткости выполнен экономический

анализ возведения ядер жесткости 25- и 40-этажных зданий. Анализировали конструктивные варианты ядер, различающиеся высотой, сечением стен (в том числе по высоте ядра), марками применяемых бетонов, армированием. Для этих целей использовали инженерные расчеты, выполненные УП ОПЖР и ЦНИИЭП жилища.

Особенности методов возведения монолитных ядер жесткости позволили при анализе конструктивно-технологических решений ограничить рассматриваемые варианты применения скользящей опалубки лишь для ядер, имеющих единую по всей высоте толщину стен.

Как показал анализ [2], наиболее экономичным методом возведения монолитных ядер жесткости простой в плане конфигурации является использование крупнощитовой опалубки. По сравнению со скользящей эта опалубка позволяет примерно на 10% уменьшить приведенные затраты, а суммарную трудоемкость работ — 10—15% в зависимости от конструктивного решения. Кроме того, обеспечивается существенная экономия денежных, материальных и трудовых ресурсов в связи с возможностью изменять толщину стен по высоте ядра.

Для здания высотой 25 этажей (75 м) наиболее экономичным конструктивным решением монолитного ядра жесткости, работающего на внецентренное сжатие, часть горизонтального сечения которого может быть растянута, является вариант, предусматривающий использование бетона марки М200, единую по высоте ядра толщину стен 30 см и расход стали на 1 м<sup>2</sup> стены 27 кг. Этот вариант характеризуется также одним из минимальных удельных энергозатрат (84,6—89,5 кг усл. топлива на 1 м<sup>2</sup> стены), обеспечивает минимальные приведенные затраты при проектировании, а также затраты труда на строительной площадке.

Наиболее экономичный конструктивный вариант ядра жесткости, все горизонтальное сечение которого сжато, предусматривает изменение толщины стен ядра с 30 см в нижних ярусах до 20 см в верхних и нескольких марок бетона. Расход стали при этом составляет 20 кг на 1 м<sup>2</sup> стены, а удельные энергетические затраты — 88,67 кг усл. топлива.

Для зданий высотой 40 этажей (120 м) наиболее экономичным конструктивным решением ядра, часть горизонтального сечения которого может быть растянута, является вариант, предусматривающий переменную по высоте толщину стен (30 и 20 см). Обеспечивая минимальные приведенные затраты на возведение ядра и один из наиболее низких показателей удельных энергозатрат, этот вариант требует увеличенного (примерно на 15%) расхода стали на армирование конструкций.

Наиболее экономичным конструктивным вариантом ядра жесткости высотой 120 м, все горизонтальное сечение которого сжато, является вариант, предусматривающий применение бетонов трех марок — М400, М300, М200, изменяемую по высоте толщину стен (40, 30 и 20 см) и минимальный расход стали — 19,9 кг на 1 м<sup>2</sup> стены. Удельная энергоемкость этого варианта — 91,13 кг усл. топлива на 1 м<sup>2</sup> стены. Однако учитывая, что полученные вертикальных монолитных конструкций из бетона марки М400 сопряжено с определенными технологическими трудностями, поскольку для этой цели необходимы высокомарочные заполнители и цементы, предпочтение следует отдать вариантам с применением бетонов более низких марок — М300 и М200.

### Вывод

Монолитные ядра жесткости могут успешно сочетаться с полносборными конструкциями в зданиях высотой 16 этажей и более, при этом обеспечивается существенная экономия материальных и денежных затрат.

Расширение сферы применения монолитных ядер жесткости в многоэтажном жилищно-гражданском строительстве при оптимизации метода возведения позволит уменьшить затраты на возведение зданий на 1,5—2%, снизить расход стали в расчете на 1 м<sup>2</sup> общей приведенной площади не менее чем на 7,5—8 кг, удельные капитальные вложения в производственную базу строительной индустрии — на 5,5—6 р/год, а суммарные трудовые затраты — не менее чем на 1—1,5 чел.-ч.

Особое значение приобретает строительство многоэтажных зданий с монолитными ядрами жесткости в районах сейсмических, горных выработок и т. п., а также при крутом рельефе.

Выбор технологии возведения ядер жесткости и применяемой опалубки должен быть основан на учете технологических особенностей опалубок, сложности конфигурации ядра и его размеров в плане, намечаемых объемов строительства, наличия специализированных подразделений монолитного домостроения.

При проектировании монолитных ядер жесткости необходимо ориентироваться на возможность использования бетонных смесей марок не выше М300 и минимальный расход арматурных сталей.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. В. Дахно. Здания с железобетонными сводами. — «Строительство и архитектура». Киев, 1970, № 7.
2. Рекомендации по сравнительной технико-экономической оценке конструкций монолитных, полносборных и кирпичных зданий различной этажности. 2-е издание. ЦНИИЭП жилища, 1983.

УДК 624.012.45.046

В. В. НОВАК, инж. (ЦНИИС Минтрансстроя); Ф. В. ВИНУКОВ, инж. (ГПИ Союздорпроект); Ю. В. НОВАК, инж. (МАДИ)

## Совершенствование метода расчета прочности конструкций по наклонным сечениям

Существующие методы расчета железобетонных конструкций, регламентируемые СН 365-67 и СНиП II-21-75, предусматривают отдельную оценку прочности наклонных сечений элементов на действие поперечных сил и изгибающих моментов.

По данным большого числа экспериментов, проведенных в последние годы в нашей стране и за рубежом, разрушение железобетонных элементов по наклонным сечениям сопровождается срезом бетона. С ростом нагрузки оно обычно происходит следующим образом: вначале появляются нормальные трещины в зоне чистого изгиба, затем в зоне действия поперечных сил, и, наконец, в пролете среза над стабилизовавшимися нормальными трещинами образуется критическая наклонная трещина, развивающаяся к растянутой и сжатой граням конструкции.

К моменту разрушения критическая трещина достигает крайней растянутой фибры. Элемент расчленяется на два блока, соединенных ранее сжатым бетоном, продольной и поперечной арматурой. Поэтому, для того чтобы разрушения не произошло, оба блока должны находиться в равновесии, а для решения задачи необходимо установить усилия,

действующие в указанных связях, а также силы зацепления, возникающие в наклонной трещине вследствие взаимного смещения ее берегов.

В расчетной схеме для наклонного сечения с пролетом среза  $s$  рассмотрены следующие усилия (рис. 1):

продольное и поперечное в бетоне верхнего блока над наклонной трещиной  $N_{61}$  и  $Q_{61}$ ;

то же, в бетоне нижнего блока над наклонной трещиной  $N_{62}$  и  $Q_{62}$ ;

осевое и поперечное (нагельное) в продольной арматуре в месте пересечения ею наклонной трещины, принимаемые совместно с соответствующими составляющими сил зацепления,  $N_{a3}$  и  $Q_{a3}$ ;

осевое в продольной арматуре нормального сечения  $I-I$ , проходящего через вершину наклонной трещины и условно совмещаемого с нормальной трещиной в нижнем блоке,  $N_a$ ;

то же, в хомутах и отгибах с углами  $\alpha_x$  к вертикали, пересекающих наклонную трещину,  $z_x$ .

В предельном состоянии в общем случае несущая способность наклонного сечения будет обеспечена, если усилия  $N$ ,  $Q$  и  $M$  от внешних нагрузок, действующие

в нем, окажутся не больше суммы предельных внутренних усилий:

$$\left. \begin{aligned} N_{61} - N_{a.3} + N_a - z_x \sin \alpha_x &\geq N; \\ Q_{61} + Q_{a.3} + z_x \cos \alpha_x &\geq Q; \\ N_{61} l_1 + N_a l_a + Q_{a.3} c + \\ &+ z_x l_x \geq M + N l, \end{aligned} \right\} (1)$$

где  $l_1$ ,  $l_a$ ,  $l_x$ ,  $l$  — плечи соответствующих усилий относительно  $N_{a.3}$  в сечении  $I-I$ .

В результате установлено, что дислокационное разрушение протекает дискретно, а силовое — непрерывно вплоть до исчерпания несущей способности сечения  $I-I$  и прочности хомутов и отгибов в пролете среза. Отсюда величина  $z_x$  может быть с достаточной степенью точности вычислена по формуле

$$z_x = m_{a.x} R_{a.x} F_{a.x}, \quad (2)$$

где  $R_{a.x}$  — прочностная характеристика;  $F_{a.x}$  — площадь арматуры;  $m_{a.x}$  — коэффициент условий работы хомутов и отгибов, отражающий неравномерность их работы в пролете среза.

С другой стороны, несущая способность сечения  $I-I$  может быть исчерпана как при одновременном разрушении бетона и продольной арматуры, так и при разрушении только одного бетона, когда напряжения  $\sigma_a$  и, следовательно, усилия в арматуре шаге предельных. Последнее, очевидно, отмечается в переармированных и сжато-изогнутых элементах. Поэтому в общем случае усилие  $N_a$  нельзя выразить самостоятельно, хотя всегда справедливо, что

$$N_a \leq R_a F_a. \quad (3)$$

Разрушение бетона обусловлено достижением нормальными и касательными напряжениями в нем предельных значений  $\sigma_x^{пр}$  и  $\tau_{xy}^{пр}$ , на величину которых влияют нормальные напряжения  $\sigma_y$ .

Анализ экспериментальных данных [1] свидетельствует о том, что распределение напряжений  $\sigma_x^{пр}$  достаточно хорошо отвечает ступенчатой прямоугольно-треугольной эпюре с нулевыми значениями у вершины нормальной трещины и постоянными  $R_{пр}$  в верхнем блоке. Непосредственно под наклонной трещиной величина напряжений  $\sigma_x^{пр}$  не превышает 70%  $R_{пр}$  (см. рис. 1). Тогда получим

$$N_{61} = R_{пр} F_{61} \quad (4)$$

и, принимая во внимание, что при  $x_1 \leq y \leq x_0$ ,

$$\sigma_x^{пр} = \bar{\sigma}_x^{пр} \frac{x_0 - y}{x_2}$$

$$N_{61} = \frac{\bar{\sigma}_x^{пр}}{x_2} S_{62}, \quad (5)$$

где  $x_2 = x_0 - x_1$ ;  $x_0$ ,  $x_1$  — высота нетреснувшей зоны бетона и верхнего блока в сечении  $I-I$ .

Распределение касательных напряжений по сечению зависит, как известно, от высоты нетреснувшей зоны, степени сцепления продольной растянутой арматуры с бетоном и мощности поперечного армирования элемента. Поэтому в общем случае невозможно точно вычислить суммарное усилие  $Q_{61} + Q_{62}$ . Однако форма эпюры  $\tau_{xy}$  всегда может быть

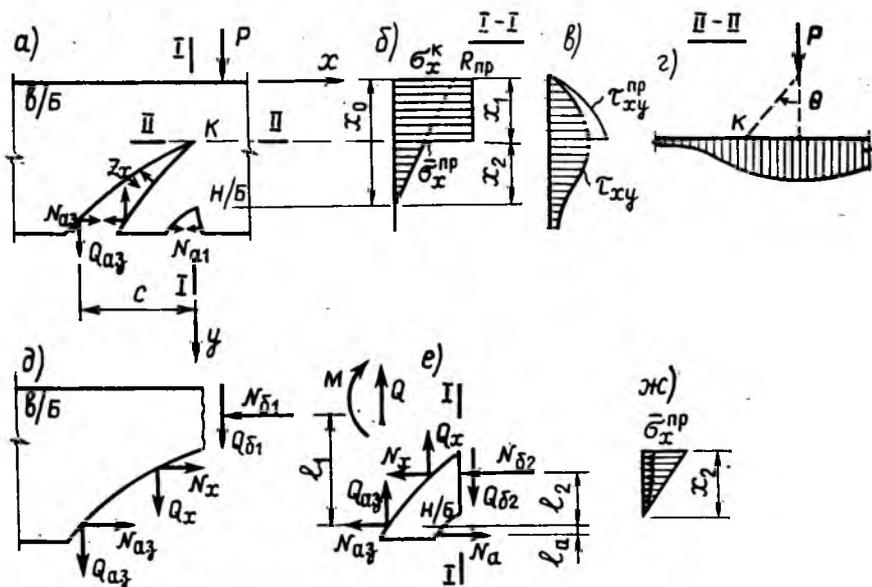


Рис. 1. Расчет прочности наклонных сечений

а — расчетная схема наклонного сечения; б — эпюра напряжений  $\sigma_x$  в бетоне; в — эпюра напряжений  $\tau_{xy}$  в бетоне; г — эпюра напряжений  $\sigma_y$  в бетоне; д — равновесие верхнего блока; е — равновесие нижнего блока; ж — эпюра напряжений  $\sigma_x$  в нижнем блоке

принята по квадратной параболе с вершиной в устье наклонной трещины, поэтому:

$$\left. \begin{aligned} Q_{\varepsilon 1} &= \frac{\bar{\tau}_{xy}^{np}}{\sqrt{x_1}} \int_0^x \sqrt{y} b(y) dy; \\ Q_{\varepsilon 2} &= \frac{\bar{\tau}_{xy}^{np}}{\sqrt{y_n - x_1}} \times \\ &\times \int_{x_1}^{y_n} \sqrt{y_n - y} b(y) dy, \end{aligned} \right\} (6)$$

где  $y_n$  — координата нулевой точки эпюры  $\bar{\tau}_{xy}^{np}$ , имеющей максимальное значение  $\bar{\tau}_{xy}^{np}$  в устье наклонной трещины;  $y_n = x_0$  в элементах без поперечного армирования;  $y_n = h_0$  — в элементах с отгибами и хомутами.

Для установления  $\bar{\tau}_{xy}^{np}$  используем критерий прочности бетона при плоском напряженном состоянии в форме зависимости, предложенной в работе [1]. Ориентируясь при этом на напряжения  $\bar{\sigma}_x^{np} \leq 0,7R_{np}$  для бетонов с  $R \leq 80$  МПа с сопротивлением осевому растяжению  $R_p$ , имеем:

$$\text{при } \sigma_y \leq \frac{m}{\lambda + m} R_{np}$$

$$\bar{\tau}_{xy}^{np} = \left[ 1 + \frac{\lambda - m}{m} \left( \frac{\sigma_y}{R_{np}} \right) \right] \times \sqrt{\frac{1}{4 \lambda m} R_p}; \quad (7)$$

$$\text{при } \sigma_y > \frac{m}{\lambda + m} R_{np}$$

$$\bar{\tau}_{xy}^{np} = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{\sigma_y}{R_{np}} - \left( \frac{\sigma_y}{R_{np}} \right)^2} R_p, \quad (8)$$

где  $\lambda = 0,2 + 0,01R$ ;  $m = R_p/R_{np}$ .

Из выражений (7) и (8) следует, что  $\bar{\tau}_{xy}^{np} \leq 0,5R_{np}$ . Если траектория разрушения совпадает с технологическим стыком конструкции, то  $\bar{\tau}_{xy}^{np} \leq R_{ср}$ , где  $R_{ср}$  — сопротивление стыка срезу, которое можно вычислять по эмпирической зависимости [3], учитывающей уровень обжатия (коэффициентом  $m_{c1}$ ) и вид стыка (коэффициентами  $A, B, C$ ):

$$R_{ср} = m_{c1} R \left[ A + B \frac{\sigma_1^{np}}{R} - C \left( \frac{\sigma_1^{np}}{R} \right)^2 \right].$$

Возникновение напряжений  $\sigma_y$  связано с местным приложением нагрузки, эпюры в продольных сечениях элементов характеризуются значительными возмущениями вблизи грузов. Для однородных изотропных тел в виде полубесконечных пластин толщиной  $b$ , к которым с известным приближением можно отнести нетрещиновую зону конструкций, теория упругости [4] для равномерно распределенной на отрезке  $a$  прямой линии края нагрузки интенсивностью  $q$  (рис. 2) предлагает следующее решение:

$$\sigma_y^q = \frac{q}{\pi b} \left\{ \left[ \operatorname{arctg} \left( \frac{ay}{x^2 + y^2 + ax} \right) - \frac{xy}{x^2 + y^2} + \frac{(x+a)y}{(x+a)^2 + y^2} \right] \cos \alpha + \left[ \frac{(x+a)^2}{(x+a)^2 + y^2} - \frac{x^2}{x^2 + y^2} \right] \sin \alpha \right\}, \quad (9)$$

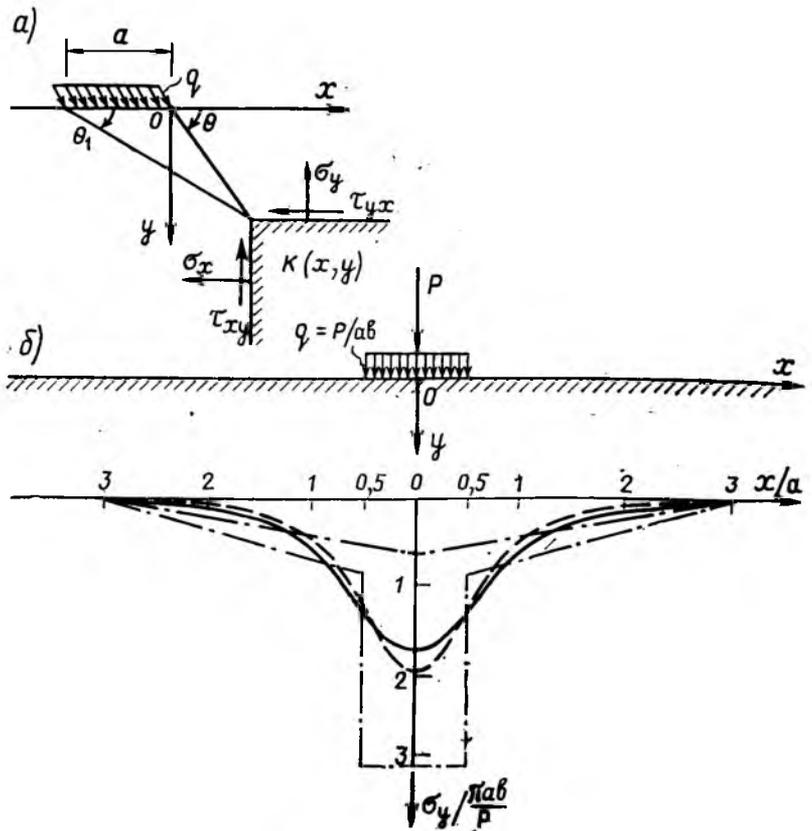


Рис. 2. Нормальные напряжения  $\sigma_y$ ; а — расчетная схема определения  $\sigma_y$ ; б — распределение  $\sigma_y$  по длине элемента, сечение на высоте  $y=a$ ; 1 —  $\sigma_y^d$  по теории упругости; 2 —  $\sigma_y^d$  по теории упругости; 3 —  $\sigma_y^d$  по формуле НИИЖБ [1]; 4 —  $\sigma_y^d$  по СН 365-67

где  $x, y$  — координаты исследуемой точки нормального сечения шириной  $b$ ;  $\alpha$  — угол наклона нагрузки к вертикали.

При действии сосредоточенных сил  $P$  соответствующее решение получим из выражения (9) путем предельного перехода

$$\sigma_y^P = \lim_{a \rightarrow 0} \sigma_y^q:$$

$$\sigma_y^P = \frac{2P}{\pi b} \left[ \frac{y^3}{(x^2 + y^2)^2} \cos \alpha + \frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2} \sin \alpha \right]. \quad (10)$$

Сопоставление эпюр  $\sigma_y$ , построенных в долях  $P/(lab)$  по выражениям (9) и (10) при  $\alpha=0$  и по упрощенным зависимостям СН 365-67 и [1] для вертикальных сил, показывает их значительное несовпадение в зонах под нагрузками (см. рис. 2). Напряжения, вычисленные по теории упругости, оказываются в среднем на 10% меньшими. Учитывая, что меньшие теоретические значения  $\sigma_y$  создают определенный запас прочности, принимаем выражения (9) и (10) в качестве исходных. При этом можно учесть также горизонтальные составляющие местных нагрузок, когда  $\alpha \neq 0$ .

Параметр  $x_0$ , определяющий напряженно-деформированное состояние конструкций в пролете среза, находим как в упругом теле, используя гипотезу плоских сечений. При этом работой бетона на растяжение пренебрегаем.

Аналогично получим условное крайнее напряжение в бетоне  $\sigma_x^k$  и начальное напряжение в продольной арматуре  $\sigma_a$ . Принимая далее, что распределение напряжений  $\sigma_x^{np}$  соответствует ступенчатой прямоугольно-треугольной эпюре, где  $\bar{\sigma}_x^{np} = \sigma_x^k \left( 1 - \frac{x_1}{x_0} \right) \leq 0,7R_{np}$ , а

усилие  $N_a$  предельно, если  $\sigma_x^k \leq R_{np}$ , и равно  $\sigma_a F_a$  при  $\bar{\sigma}_x^k > 0,7R_{np}$  из условия равновесия продольных сил, действующих в сечении I—I, согласно СНиП II-21-75, найдем  $x_1 \leq \xi_R h_0$ .

В сжато-изогнутых и преднапряженных элементах  $x_0$  возрастает под действием сил продольного обжатия. Это вызывает увеличение усилия  $N_{62}$  и в свою очередь  $Q_{a.3}$ .  $Q_{a.3}$  определяют из условия равновесия моментов в нижнем блоке (см. рис. 1):

$$Q_{a.3} = \frac{N_{6r} l_2 + N_a l_a - z_x l_x}{c}, \quad (11)$$

где  $l_2, l_a, l_x$  — плечи соответствующих усилий относительно следа  $N_{a.3}$  в сечении I—I.

Аналогично из условия равновесия продольных сил

$$N_{a.3} = N_a - N_{62} - z_x \sin \alpha. \quad (12)$$

Из выражения (11) при  $c=0$  следует  $Q_{a.3} = \infty$ , что противоречит физической сущности явления. Поэтому необходимо

установить величину  $c^{мин}$ , менее которой разрушение элемента по наклонной трещине произойти не может, а прочность конструкции обусловлена несущей способностью нормальных сечений, что при действии поперечных сил записывается в виде

$$Q_{61} + Q_{62} > Q. \quad (13)$$

Сделав подстановки, получим

$$c^{мин} \geq \frac{N_{61} l_1 + N_a l_a - z_x l_x}{Q_{62} - z_x \cos \alpha_x}. \quad (14)$$

Таким образом, расчет прочности наклонных сечений для проверки условия (1) проводится только при  $c > c^{мин}$ .

Изложенный способ расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций развивает известный метод [2], основанный на двухблочной схеме разрушения. Он распространен на более широкий класс строительных конструкций, в том числе на сборные и преднапряженные, неразрезные пролетные строения мостов. При этом не требуется введения множества эмпирических коэффициентов, метод достаточно прост и дает более хорошее совпадение с опытными данными. Это следует из результатов численного эксперимента, проведенного НИИЖБ на цельных железобетонных балках прямоугольного сечения  $12 \times 30$  и  $15 \times 30$  см, отличающихся продольным и поперечным армированием и маркой бетона. Среднее отношение опытных разрушающих нагрузок к расчетным, определенное по предлагаемому методу,  $m = 1,02$  (при среднем квадратичном отклонении  $S = 0,06$ ). При расчете по методике МН 365-67  $m = 0,61$  ( $S = 0,2$ ): по методике СНиП II-21-75  $m = 0,98$  ( $S = 0,31$ ). Характерно, что в предлагаемом методе исключается переоценка прочности наклонных сечений — это повышает надежность сооружений.

Экспериментальная проверка предлагаемого метода расчета, проведенная на мостовых железобетонных балках со стыками бетонирования и преднапряжением в ЦНИИС [5], также показала высокую надежность получаемых результатов:  $m = 1,08$  ( $S = 0,29$ ). При расчете по СН 365-67  $m = 0,47$  ( $S = 0,11$ ), по СНиП II-21-75  $m = 0,57$  ( $S = 0,26$ ).

#### Выводы

Предложенная методика расчета прочности наклонных сечений железобетонных элементов обеспечивает хорошее соответствие с экспериментами.

Методика может применяться в любых статических системах независимо от технологии их возведения и преднапряжения.

Для включения настоящей методики в действующие нормы проектирования необходимо дальнейшее накопление опытных данных.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Крылов С. М. и др. Новое о прочности железобетона. — М.: Стройиздат, 1977.
2. Гвоздев А. А., Залесов А. С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов. — Бетон и железобетон, 1978. № 11.
3. Мельников Ю. Л., Захаров Л. В. Стыки элементов сборных железобетонных мостовых конструкций. — М.: Транспорт, 1971.
4. Тимошенко С. П., Гудьер Дж. Теория упругости / Пер. с англ. — М.: Наука, 1975.
5. Новак В. В., Винокур Ф. В. К вопросу о прочности железобетонных конструкций по наклонным сечениям. — В сб. трудов ЦНИИС, — М., 1983.

## Теория

УДК 666.982.24

Н. И. КАРПЕНКО, д-р техн. наук, Г. Н. СУДАКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин

В НИИЖБ созданы физическая модель, методика расчета и программа реализации на ЭВМ сцепления стержневой арматуры периодического профиля с бетоном, учитывающие наличие контактных конических и радиальных трещин, а также другие физические процессы, происходящие в зоне контакта бетона с арматурой [1—3]. На наличие таких трещин и важность их учета указывается также в работах [4, 5].

На рис. 1 представлена принципиальная схема модели для фрагмента. Выделены три основные физические зоны: консоль бетона под выступом профиля, толстостенная бетонная оболочка, заключенная между смежными контактными трещинами, и внешняя сплошная бетонная обойма. При этом все решение складывается из выполнения нескольких самостоятельных расчетов, учитывающих характер образования и особенности каждой зоны.

Напряженное состояние в бетоне у контакта с арматурой периодического профиля определяли теоретически. Расчетная зона ограничивалась некоторой условной цилиндрической поверхностью. Взаимодействие с окружающей бетонной средой моделировали упругими связями (отпор в радиальном и осевом направлениях). Жесткость отпора задавали коэффициентами постели для бетона. Нагрузку передавали опиранием выступов профиля арматуры на бетон под выступами (вследствие зацепления) и частично по контакту бетона с гладкой поверхностью арматуры (до 15% в результате склеивания и трения). Расчет рассматриваемой модельной области сводился к решению осесимметричной объемной задачи вариационно-разностным методом с использованием комплекса программ. Расчетное сечение области плоскостью, проходящей через ось симметрии, совпадающую с осью арматуры, разбивали сеткой с переменным шагом на малые элементы. В вариантах расчета из этих элементов компоновали микрошеле, имитирующие местные контактные трещины.

На рис. 2 представлены изолинии максимальных главных напряжений с концентрацией у вершин выступов арматуры и соответствующим образом ориентированные площадки, по которым они действуют. При этом было принято, что контактные трещины образуются или развиваются на участках, где главные растягивающие напряжения превосходят прочность бетона на растяжение с учетом влияния сложного напряженного состояния. При этом можно использо-

вать иные критерии локального трещинообразования, например принятые в механике разрушения. Угол наклона контактных трещин к оси арматуры  $\alpha$  принимали равным углу наклона площадок действия главных растягивающих напряжений  $\sigma_1$ . Расчетами (численными экспериментами в пределах изменения основных физико-механических свойств арматуры и бетона) установлено, что

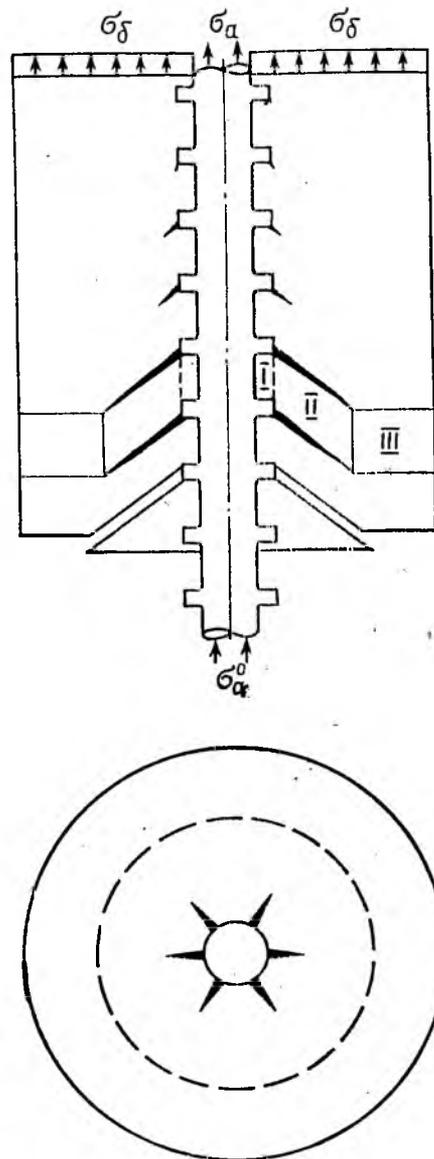


Рис. 1. Конические и радиальные контактные трещины

этот угол обычно изменяется в пределах 18—60°. По данным расчетов построены результирующие зависимости для основных компонентов тензора напряжений в устье продвигающейся трещины (см. рис. 2) и предложены расчетные зависимости.

Расчет напряженно-деформированного состояния бетона, образующего консоли под выступами периодического профиля арматуры, проводили методом конечных элементов. Бетон этих зон находится в условиях сложного нагружения и стесненных деформаций. Рассматривали консоли с различным соотношением сторон (1:2—1:20). Нагрузку со стороны выступов арматуры задавали через жесткий штамп. Полученные расчетные эпюры осевых напряжений в бетоне  $\sigma_z$  для средней зоны консоли аппроксимировались некоторыми кусочно-линейными зависимостями и уже в таком виде использовались в общей задаче для определения осевых смещений арматуры  $g_{cm}$  вследствие смятия бетонных консолей по зависимостям

$$g_{cm} = \frac{2 \tau_k H_a r_a}{2 r_n - C_a} \left[ \frac{\delta_1}{E_1} + \frac{\delta_2 (1 + a_1)}{2 E_2} + \frac{\delta_3 (a_1 + a_2)}{2 E_3} + \frac{\delta_4 a_2}{2 E_4} \right], \quad (1)$$

где  $a_i, \delta_i$  — характеристики формы эпюры  $\sigma_z$ ;  $C_a$  — высота выступа арматуры периодического профиля. Упруго-пластическое деформирование бетона консоли учитывали введением переменного модуля деформаций бетона.

Основы расчета отдельных толсто-стенных бетонных оболочек конической формы, образуемых смежными контактными трещинами, были в свое время сформулированы в работе [1]. Проведенные численные эксперименты показали, что напряженно-деформированное состояние конических оболочек особо чувствительно к изменению таких параметров, как длина и угол наклона стенок к оси арматуры, и мало зависит от изменения в широких пределах горизонтальной податливости основания. Это позволило определить необходимые требования к степени точности нахождения различных характеристик, получаемых при расчете.

Прочность конических оболочек на наиболее нагруженных участках, примыкающих к арматурному стержню, проверяли исходя из соответствующих условий прочности при двухосном напряженном состоянии. При разрушении какой-либо конической оболочки, входящей в расчетную модель, податливость разрушающейся полосы принимали падающей с переходом на затянутую нисходящую ветвь диаграммы «касательные напряжения — смещения арматуры». В дальнейшем расчет этих оболочек по принятому точному способу не производили, а вычисляли с помощью простых зависимостей их осевую податливость в зависимости от формы расчетной кривой нисходящей ветви.

Перечисленные этапы расчета справедливы для полосы бетона толщиной, равной шаг поперечных выступов или шагу принятой разностной шкалы вдоль стержня.

Статический расчет всей системы вдоль заделки, объединяющей в единую цепь указанные звенья сводится к решению в перемещениях  $U_a$  и  $U_6$  системы дифференциальных уравнений,

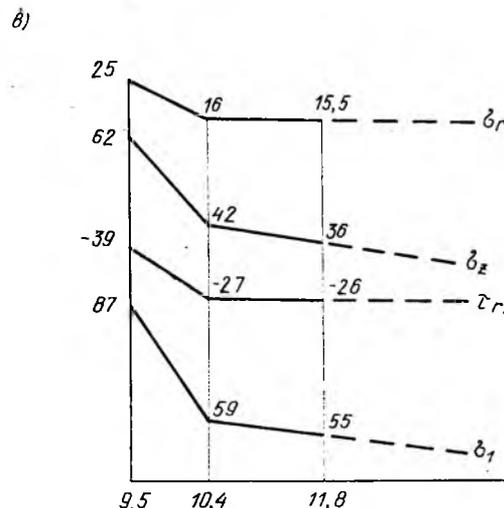
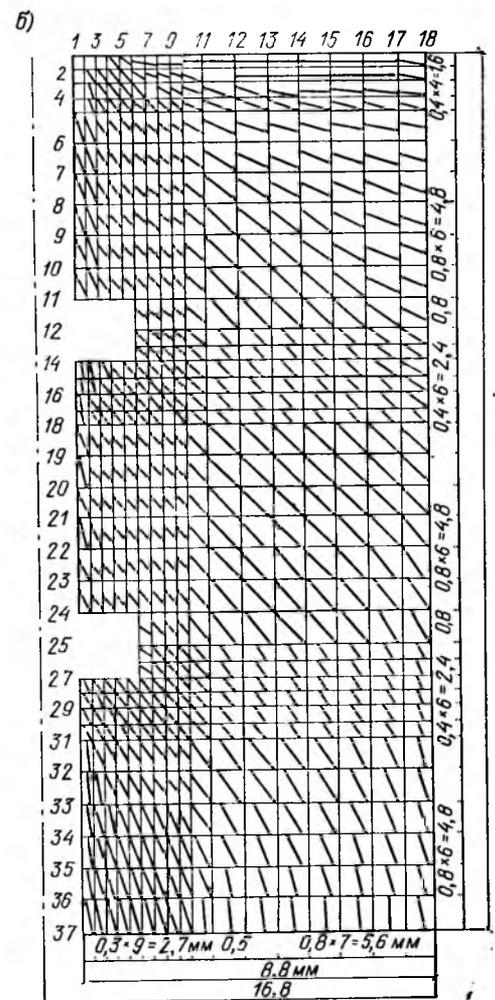
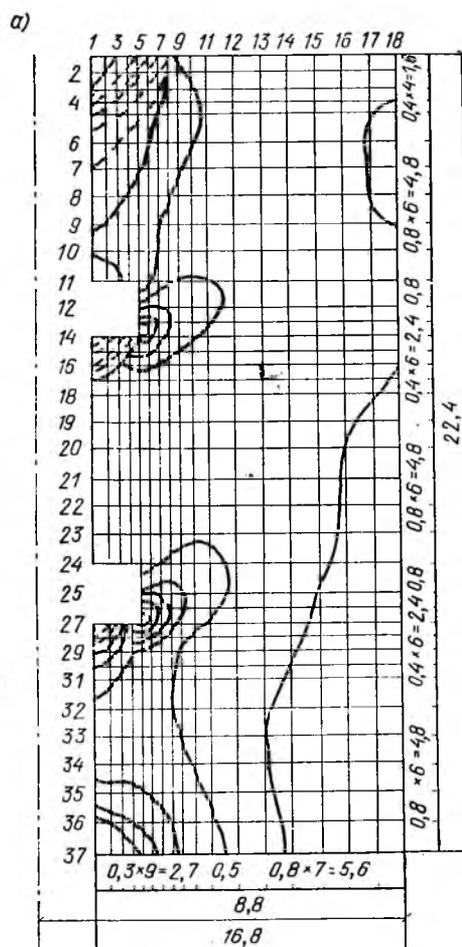


Рис. 2. К расчету локальной области бетона

$a$  — изолинии главных напряжений  $\sigma_i$ ;  $b$  — площадки действия главных напряжений  $\sigma_i$ ;  $v$  — изменение напряженного состояния в устье трещины

связывающих работу арматуры и окружающего ее бетона:

$$\frac{U_a - U_6}{B_{cm} + B_k} - \frac{F_a E_a}{2 \pi r_a} \frac{d^2 U_a}{dz^2} = 0; \quad (2)$$

$$\frac{dU_6}{dz} E_a + \frac{3 F_a E_a}{\pi (R - r_r) [R + 2 r_r + K_2^{II} (r_r + 2 R)]} \times \frac{dU_a}{dz} = 0.$$

Характеристики податливости зон смятия бетона под выступами арматуры  $B_{cm}$  и на участках с контактными трещинами  $B_k$  принимали по результирующим данным рассмотренных расчетов отдельных зон. Учитывали также распределение осевых напряжений  $\sigma_z$  в сечении внешней бетонной обоймы (через коэффициент  $K_2^{II}$ ) и соответствующие значения податливости. Формы эпюры для внешней упругоработающей бетонной обоймы принимали по результатам специально разработанного расчета контактной задачи теории упругости.

Особенности вариантов общей задачи для наиболее распространенных схем загрузки (вытягивание арматуры из бетона, продавливание сквозь бетон и двустороннее растяжение арматуры, замоноличенной в бетоне) заключаются в основном в задании граничных условий на конечных участках зоны заделки и составлении уравнений объединяющего статического расчета для массива промежуточных точек численного решения.

Рассмотрена также и другая схема возможного разрушения по сцеплению — от раскалывания арматурой бетонного окружения. Исследованиями установлено, что в этом случае можно использовать решение Ляме для толстостенной трубы, нагруженной внутренним давлением  $P$  (рис. 3), корректируя его с учетом перераспределения напряжений вследствие развития нелинейных деформаций в бетоне, изменения максимальных растягивающих напряжений при развитии радиальных трещин вследствие условного увеличения радиуса внутреннего отверстия, влияния радиальных и осевых напряжений  $\sigma_r$  и  $\sigma_z$  на площадках, ортогональных к площадке раздвигания трещины у ее устья, на снижение сопротивления бетона растяжению по сравнению с прочностью  $R_p$  при одноосном растяжении. Влияние этих факторов оценивается функциями  $(2-\beta_1)$ ,  $\beta_1/\beta$  и  $K_p$ ,

$$\text{где } \beta = \frac{R_b + l_R}{R_H}; \quad \beta = \frac{R_b}{R_H}; \quad K_p = \left(1 - \frac{\sigma_r^2}{R_{np}^2}\right) \left(1 - \frac{\sigma_z^2}{R_{np}^2}\right);$$

$l_R$  — длина радиальных трещин с началом отсчета от поверхности  $R_b$ .

В общем виде условие нераспространения радиальных макротрещин записывается в виде

$$\frac{P}{R_p} \leq \frac{\beta_1 K_p (2 - \beta_1) (1 - \beta_1^2)}{\beta (1 + \beta^2)} \quad (3)$$

В начальной стадии проверяли выполнимость условия (3) при  $l_R=0$ . Если условие соблюдается, то трещины считаются отсутствующими; если оно нарушается, то необходимо найти последовательным приближением такое значение  $\beta_1$ , которое приводит к соблюдению условия (3) в виде равенства. Если такое значение отсутствует на всех расчетных участках, то трещина пронизывает бетонную оболочку насквозь.

Результаты расчета для бетона  $R_{np} = 12R_p$  представлены на рис. 3. Кривая 1 отражает результаты расчета начала образования трещины раскалывания на внутренней поверхности толстостенной бетонной обоймы, работающей как упругоизотропное тело. Кривая 2 показывает аналогичные результаты, соответствующие обойме при упругопластической работе бетона [вычисляется по формуле (3) при  $l_R=0$ ], кривая 3 —

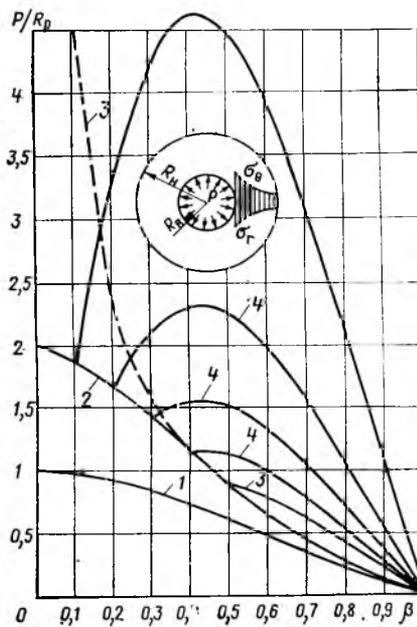


Рис. 3. К расчету на раскалывание арматурой толстостенной бетонной обоймы

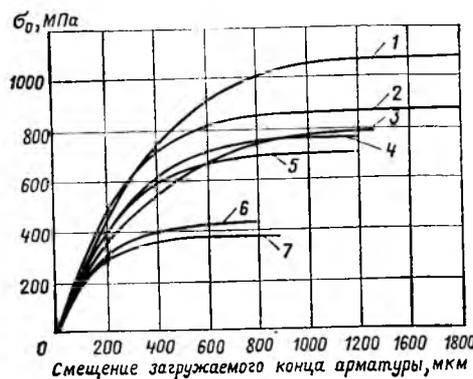


Рис. 4. Зависимости «нагрузка — осевые смещения загружаемого конца арматуры»

1 —  $R_{np}=50$ ,  $H_a=8$ ; 2 —  $R_{np}=50$ ,  $H_a=4$ ; 3 —  $R_{np}=30$  (опытная),  $H_a=8$ ; 4 —  $R_{np}=30$ ,  $H_a=8$ ; 5 —  $R_{np}=30$ ,  $H_a=4$ ; 6 —  $R_{np}=15$ ,  $H_a=8$ ; 7 —  $R_{np}=15$ ,  $H_a=4$

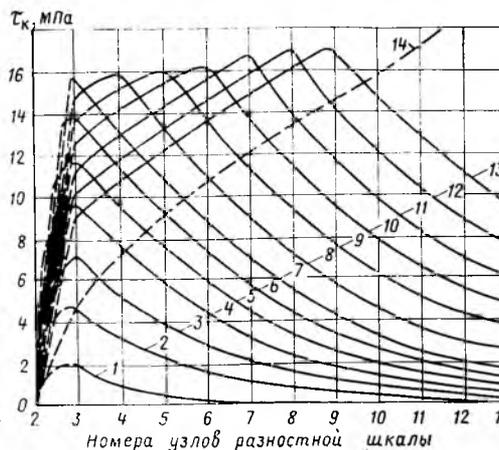


Рис. 5. Расчетные кривые касательных напряжений  $\tau_k$

Значения  $\sigma_{0a}$ , МПа:

1 — 20; 2 — 80; 3 — 140; 4 — 200; 5 — 260; 6 — 320; 7 — 380; 8 — 460; 9 — 520; 10 — 580; 11 — 620; 12 — 660; 13 — 680; 14 — 700

разрушающие нагрузки, т. е. те, при которых трещины раскалывания расчленяют все тело толстостенной обоймы и выходят на ее внешнюю поверхность, а кривые 4 относятся к нагрузкам, вызывающим дальнейшее продвижение трещины раскалывания для обоймы с различной характеристикой массивности  $\beta$ .

Сопоставление этих данных свидетельствует о том, что учет перераспределения усилий в бетоне позволяет выявить значительные резервы прочности при  $\beta < 0,4$ , т. е. для массивных элементов. В то же время для бетонных обойм, толщина стенок которых не превышает половины их наружного радиуса ( $\beta > 0,5$ ), трещины, образовавшиеся на внутренней поверхности, распространяются на всю толщину стенки без дальнейшей повышения давления  $P$ .

На рис. 4 и 5 приведены некоторые результаты экспериментов, выполненных по изложенной методике расчета, учитывающей различные контактные трещины. Примеры относятся к схеме вытягивания центрально-забетонированного стержня периодического профиля диаметром 16 мм из цилиндрического бетонного образца радиусом  $R_b=70$  мм, длиной  $L=220$  мм. В вариантах расчета варьировали прочность бетона ( $R_{np} = 15, 30, 50$  МПа) и величину шага поперечных выступов периодического профиля арматуры ( $H_a=4, 8$  мм).

Основные результаты расчета (прочность анкеровки, смещения арматуры относительно бетона и др.) указывают на удовлетворительное совпадение теоретических и опытных значений. Результаты выполненных расчетов свидетельствуют о том, что развитие контактных конических трещин обычно предшествует появлению трещин раскалывания.

#### Выводы

Характер сцепления арматуры с бетоном в большой степени зависит от образования и развития контактных конических и радиальных трещин.

Разработана модель сцепления арматуры с бетоном, учитывающая особенности контактной зоны с трещинами. Модель доведена до программы расчета на ЭВМ, которая может быть использована в исследовательских и практических целях (например, при решении задач анкеровки, раскалывания, определения сцепления на участках между трещинами ширины их раскрытия и т. д.).

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Карпенко Н. И. К построению модели сцепления арматуры с бетоном, учитывающей контактные трещины. — Бетон и железобетон, 1973, № 1.
2. Карпенко Н. И., Судаков Г. Н., Лейтес Е. С. Моделирование механического взаимодействия арматурного стержня с бетоном, учитывающее напряженно-деформированное состояние контактной зоны. — В кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. М., 1980.
3. Карпенко Н. И., Судаков Г. Н., Лейтес Е. С., Золотов А. Б. Напряженно-деформированное состояние бетона в зоне контакта с арматурой до и после образования контактных трещин. — В кн.: Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. — М., 1979.
4. Холмянский М. М. Закладные детали сборных железобетонных элементов. — М.: Стройиздат, 1968.
5. Goto Y. Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. — ACI JOURNAL, 1971, V, 68.

# Содержание журнала «Бетон и железобетон» за 1984 г.

## ПЕРЕДОВЫЕ СТАТЬИ

Большие задачи строителей	8, 2
Ленинский курсом к новым свершениям	4, 2
На пути к новым свершениям	2, 2
Пути экономии ресурсов в производстве сборного железобетона	7, 2
<b>РЕШЕНИЯ XXVI СЪЕЗДА КПСС — В ЖИЗНИ</b>	
Ассовский И. В. Организационные и технические направления снижения расхода теплоэнергии	6, 2
Болтинский В. А., Исайкин С. П. В борьбе за звание образцовой организации Москвы	1, 2
Борьба за экономию и бережливость	11, 2
Тяжелый труд — на плечи машин	10, 2
Черкасов С. И., Залаятой Б. И. Новые сборные железобетонные конструкции одноэтажных промзданий	2, 3

## ПУТИ ЭКОНОМИИ ТОПЛИВНО-ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ РЕСУРСОВ

Андрейченко А. В. Опыт работы по реконструкции пропарочных камер на заводах сборного железобетона Минпромстроя СССР	3, 9
Гришин А. А. Использование теплоты, аккумулированной ограждениями пропарочных камер	3, 13
Демин А. Д. Экономно расходовать топливно-энергетические ресурсы	3, 2
Крылов Б. А., Заседателев И. Б., Малинский Е. Н. Изготовление сборного железобетона с применением гелиоформ	3, 17
Ласточкин В. Г. Экономия топливно-энергетических ресурсов на предприятиях сборного железобетона БССР	3, 8
Ленский С. Е., Беккер Л. Н., Цесельский М. М. Проектирование и эксплуатация экономичных пропарочных камер	3, 12
Малинина Л. А., Мокрушин А. Н., Бруссер М. И., Курьянов Н. Н. О выборе цемента для тепловой обработки бетона	3, 10
Мурычев В. Б. О работе Главленстройматериалов по снижению расхода тепловой энергии	3, 6
Объединенко Г. А., Вегенер Р. В. Эффективность термосной технологии тепловой обработки изделий	3, 15
Пинсон Э. Б. Тепловая обработка сборного железобетона продуктами сгорания природного газа	3, 20
Рахманов В. А. Научно-технический прогресс в области экономии энергоресурсов при производстве сборного железобетона	3, 4
Трембицкий С. М., Ли А. И. Применение электроэнергии при тепловой обработке сборного железобетона	3, 18

## ЭКОНОМИКА БЕТОНА И СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Агаджанов В. И. Эффективность введения химических добавок в бетонную смесь	4, 15
Бульба А. В. Направления совершенствования хозяйственного механизма на предприятиях сборного железобетона	4, 7
Важнейшее направление повышения эффективности строительства	4, 3
Дитман Л. М. Производительность труда — важный показатель эффективности производства	4, 9
Кривошеев П. И., Варченко Л. А. Оценка экономической эффективности каркасов многоэтажных зданий	4, 14
Крицкая М. Е., Букацкая Г. Ф. Рационализация перевозок сборного железобетона	4, 12
Кудревич Р. А., Альперович Б. А. О практике применения оптовых цен на железобетонные изделия	4, 11
Нагорный В. И. Внедрение бригадных форм труда во вспомогательном производстве	4, 17
Потапенко Ф. Т., Коваленко В. А. Опыт повышения уровня экономической работы в промышленности сборного железобетона Москвы	4, 5
Розатин Ю. А., Савицкий А. Н. Расчет потребности цемента при производстве бетона и железобетона	4, 19
Шайко Н. В. Резервы повышения эффективности производства сборного железобетона	4, 4

## АРХИТЕКТУРНЫЕ БЕТОНЫ

Бирш Ю. Э., Куннос Г. Я. Повышение эффективности ударного метода изготовления железобетонных изделий	5, 15
Викторова Л. А. Формообразующие пластические свойства бетона и железобетона в архитектуре промышленных предприятий	5, 2
Голубенков В. А., Стерин В. С., Яковлев В. Н. Способы формирования стеновых панелей с рельефными поверхностями	5, 5
Горшков А. М., Цындрия А. Л. Технология изготовления бетонных изделий с поверхностями различной структуры	5, 7
Кудис А. П., Баронас Р. П. Единство архитектурной выразительности и эффективности конструкций	5, 4
Кузина Т. В., Стадухина И. И., Голуб И. Е., Захарова Л. С., Черников С. А. Отделка стеновых конструкций безопалубочного формирования	5, 9
Орловский Ю. И., Ивасив И. С., Гордиенко В. П., Ильенко Р. Е., Прозоров А. С., Гольдман Ф. А., Каримов Р. Д. Использование форм с полимерным покрытием для получения конструкций с рельефной поверхностью	5, 11
Топилко И. В. Рельефообразующие матрицы из модифицированного полиэтилена	5, 13

## АРМОЦЕМЕНТНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Галич В. Д., Овчар В. П., Борисова Т. В. Армоцементные конструкции для промышленного строительства	7, 8
Дараган К. А., Вожков В. И., Суоаков В. И., Телгнников В. М., Воронин В. Я., Иващенко Н. А. Строительство автодорожных мостов с применением армоцемента	7, 10
Миронков В. А., Неофитов В. К., Минина П. В. Типовые пространственные армоцементные конструкции покрытий для залов	7, 6
Панарин С. Н. Технология заводского изготовления сводчатых армоцементных конструкций	7, 13
Роженко М. Д., Дорофеев В. А. Автоматизация изготовления сварных арматурных сеток на ДСК	7, 17
Стерин В. С. Заводское производство армоцементных элементов плит регулярной структуры	7, 15
Хайдуков Г. К., Качановский Е. К. Особенности расчета и конструкции армоцементных конструкций	7, 3

## ПОЛИМЕРБЕТОНЫ

Елиши И. М. Полимербетоны в гидротехническом строительстве	8, 11
Давыдов С. С., Фанталов А. М. Несущие конструкции из армополимербетона в промышленном строительстве	8, 9
Отрельев В. А., Шестеркина Н. Ф. Кислотостойкие полимерсиликатные бетоны	8, 14
Патуров В. В. Основные виды полимербетонов и перспективы их развития	8, 4
П-бетоны в промышленном и гражданском строительстве	8, 3
Соломатов В. И., Селаяев В. П. Химическое сопротивление бетонов	8, 16
Чебаненко А. И. Основы теории расчета армополимербетонных конструкций	8, 5
Чошишев К. Ч. Полимербетоны с использованием барханных песков для сухого и жаркого климата	8, 18

## НЕПРЕРЫВНО АРМИРОВАННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Альбрехт В. Г., Гетманенко О. М., Рискинд Б. Я. Преднапряженные малогабаритные рамы для магистральных железных дорог	9, 13
Гамбаров Г. А., Гитлевич М. Б., Фейгин Э. М., Гамбаров А. М., Подольский И. Я. Конструкции из тонких непрерывно армированных пластин	9, 6
Гитман Ф. Е., Хабаров В. В. Многопустотная панель, опирающаяся по длинной стороне	9, 15
Иссерс Ф. А., Карев В. И., Вершинина Н. И., Борисов В. Д. Непрерывно армированные криволинейные элементы сборных элеваторных сооружений	9, 10
Лунин М. Г., Зайцев И. И., Бергер И. И., Караковский А. К., Блишников С. Н., Фейгин Э. М. Применение роботов для непрерывного армирования преднапряженных конструкций	9, 4
Михайлов В. В. Метод непрерывного армирования как средство автоматизации арматурных работ	9, 2
Нудель В. С., Вольф Г. А., Марков В. К., Дьяченко П. Я. Заводское производство непрерывно армированных многопустотных панелей перекрытий	9, 9

## КОНСТРУКЦИИ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Будагянц Л. И., Литвер С. Л., Дех О. С. Самонапряженные угловые стыки плитных элементов	12, 25
Иссерс Ф. А. Особенности расчета сборных стен квадратных силосов	12, 17
Кагановская С. Е., Гликман Н. А. Конструкции фундаментов блочных газоперекачивающих агрегатов	12, 15
Ким Е. Б. Индустриальные конструкции и методы возведения башенных градирен	12, 9
Кричевский А. П. Расчет дымовых труб по образованию и раскрытию трещин	12, 29
Лилницкий М. Е. Пути совершенствования силосостроения в промышленном строительстве	12, 6
Мурашкин Г. В., Яворский И. Д., Зикеев Л. Н. Опоры осветительной и контактной сети из бетона на шлаке фосфорного производства	12, 27
Рабинович Ф. Н., Курбатов Л. Г. Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений	12, 22
Туголуков А. М., Залещанский И. Д. Подпорные стены в промышленном и гражданском строительстве	12, 19
Ушаков Н. А. Унифицированные стеновые панели подземных сооружений	12, 4
Цейтлин А. А., Гордеева Т. Ф., Мазур С. Я., Костюкевич Н. И. Силосная банка для хранения сахара-песка	12, 20
Черномаз А. П., Габбасова Э. Н., Михалев Б. С., Алмазов Ю. П. Типовые прямоугольные резервуары для воды	12, 11

## ТРИБУНА СОРЕВНУЮЩИХСЯ

Заводчане обязуются	11, 4
Знаменосы	11, 6
Концевовский Я. С. Переходящее Красное знамя — передовому коллективу	12, 31
На вахте мира	12, 2
Неизинский Е. М. За высокое качество железобетонных конструкций	2, 5
Об итогах Всесоюзного социалистического соревнования	5, 17
Поляков В. И. Главное — эффективность и качество	1, 4
Саванков В. П. Трудовая вахта ростокинцев	3, 21
Саванков В. П. Опыт передовиков Тушинского завода ЖБК	4, 22
Трудовая вахта Главмосстоп	5, 17
Флагман стройиндустрии Голодной степи	6, 4

## ЭКОНОМИЯ РЕСУРСОВ

Айбабин В. И. Опыт проектирования и эксплуатации форм вагонеток конвейера наружных стеновых панелей  
 Айзенберг Я. М., Бирюков П. А., Гусева Л. И. Шахты лифтов из объемных элементов  
 Баранова Т. И., Соколов Б. С. Прочность перемычек двухветвевых колонн  
 Габрусенко В. В., Якушин В. А. Совершенствование конструкции стоек решетчатых балок  
 Гендин В. Я., Кузьмин В. К. Малоэнергетические режимы электрообработки бетона  
 Кузнецов Ю. Б., Макаричева В. В., Ухова Т. А. Высокая однородность — резерв экономии вяжущих в ячеистых бетонах  
 Лемехов В. Н., Малинина Л. А., Голышева М. А. Тепловая обработка пакетов плит в теплоизолирующих камерах  
 Москвин В. М., Тагапри Ш. З. Снижение энергозатрат на производство изделий повышенной стойкости  
 Токарев М. С., Суховерхов А. И. Повышение эффективности использования арматурной стали класса А-IIIв  
 Файнер М. Ш., Лошак В. И., Козловский К. Г., Цыганчук А. М., Халаев Ю. Г., Бобер С. В. Технологический комплекс по изготовлению конструкций из высокопрочных бетонов  
 Экономия ресурсов в Главлесгазстройхозстрое

## КОНСТРУКЦИИ

Байков В. Н., Залесов А. С. Особенности работы прионорных участков балок  
 Баранов Ю. И., Рудаков А. М., Подуфалов Н. Д., Абовский Н. П. Стройка Сибири — эффективные конструкции  
 Бердичевский Г. И., Светов А. А., Курбатов Л. Г., Шакунов Г. А. Сталефибробетонные ребристые плиты размером 0,3 м для покрытий  
 Бойдышев А. М., Мальганов А. И. Колонны X-образного сечения с диагональным армированием для одноэтажных зданий  
 Васильев А. П., Быченко Ю. Д., Лим Ю. А. Прочность узлов сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий  
 Галич В. Д., Дубинский А. М. Испытание армоцементного свода на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок  
 Гамбаров Г. А., Гитлевич М. Б., Баран В. В. Тавровая панель-оболочка пролетом 18 м из гибких железобетонных пластин  
 Григорьев Н. И., Чистяков Е. А., Казачек В. Г. Совершенствование конструктивных решений железобетонных колонн  
 Гусев Е. А., Пинус Б. И. Оценка надежности железобетонных конструкций при низких температурах  
 Дыховичный Ю. А., Костенко В. С. Единый каталог — основа технического прогресса промышленного строительства в Москве  
 Клевцов В. А., Ферджалли А. Г., Глазеров Е. И. Влияние стеновых панелей на работу каркасов одноэтажных зданий  
 Кобринский Г. С. Закладные крепежные и строповочные детали со штампованными полосовыми анкерами  
 Колоколов Н. М., Захаров Л. В., Цейтлин А. Л. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения  
 Корганов А. Г., Ционский А. Л., Шмурнов А. Е., Чентелиров Г. М. Исследование стыкового соединения напорных центрифугированных труб со стальным цилиндром  
 Костюковский М. Г., Кормер Б. Г., Лапина А. Э. Анализ технико-экономических показателей типовых конструкций  
 Либерман А. Д., Рубач О. М., Дмитриев Ю. В., Розенблюм А. Я., Кан Л. А. Стропильные балки пролетом 24 м из бетона марки М600  
 Людковский И. Г., Браиловский М. И., Воловодоцкий Г. М., Сливак Л. Р. Определение динамической жесткости железобетонных фундаментов  
 Машляк Р. Л., Ганага П. И. О предельном уровне преднапряжения арматуры  
 Муромский К. П. Об оценке ячеистого бетона как упругой среды  
 Муромский К. П., Филиппов Б. П., Титов В. И., Кокочин О. А. Новый вид армирования ячеисто-бетонных стеновых панелей  
 Новожилов Г. Ф. Ударная стойкость свай различной конструкции  
 Потаткин Е. В., Лемьш Л. Л. Экономия арматурной стали в фундаментах  
 Рабинович Р. И., Богданов А. А., Карповский М. Г. Комбинированные перекрытия с применением стальных профилированных листов для тяжелых нагрузок  
 Родов Г. С., Лейкин Б. В., Голубенков В. А., Стерин В. С., Хромов В. М. Применение стаефибробетона в забивных сваях  
 Светов А. А. Преднапряженные двутавровые колонны промзданий с опорными прогнанами  
 Складнев Н. Н., Кривов О. Л. Исследование работы железобетонных колонн П-образного сечения  
 Сорокин А. М. Бессварные стыки колонн многоэтажных каркасов  
 Фонов В. М., Макаричева Н. В. Исследование узлов сопряжений армированных трубобетонных элементов  
 Шоринев Г. Н., Морозов В. И., Жуков В. И. Физико-механические свойства тяжелого армоцемента  
 Шуваев В. В., Людковский А. М., Шапиро А. В. Натурные испытания типовых железобетонных оболочек

## БЕТОНЫ

Айрапетов Г. А., Сасонов Р. П., Харченко И. Я., Панченко А. И. Определение пористости растворов и бетонов на на-  
 прыгающих цементах  
 Высоцкий С. А., Смирнов В. П., Гарашин В. Р., Лифанов И. И. Морозостойкость бетонов на алитиновых цементах в различных условиях твердения  
 Гасанов Я. А., Шаниязов А. М. Автоклавный ячеистый бетон на основе барханного песка  
 Гвоздев А. А., Краковский М. Б., Бруссер М. И., Игошин В. Л., Дорф В. А. Совершенствование статистического контроля прочности бетона

Гончаров В. В. Биодидные строительные растворы и бетоны  
 Горлинов К. Э. Предварительная водная активация цементного теста при приготовлении бетонной смеси  
 Дворкин Л. И., Кизима В. П., Диоров Г. Д. Технологические особенности литых бетонных смесей с добавками полифункциональных модификаторов  
 Дорф В. А., Голышев В. Е. Определение содержания цемента в бетонной смеси кондуктометрическим способом  
 Жуков В. В., Гусев А. А. Свойства тяжелого бетона после пожара  
 Зоцук Н. И., Владимиров В. В., Кузнецов В. Д. Влияние формы зерен мелкого заполнителя на свойства бетона  
 Ивашенко Ю. Л., Лобанов А. Д. Исследование процесса разрушения бетона при разных скоростях деформирования  
 Израилли В. Р., Лобуева З. А., Вагдасарян Л. Б. Выбор материалов для растворов составляющей легких бетонов  
 Казан М. Э. Сравнение свойств цементов по линиям прогнозирования  
 Капкин М. М., Максимова Ю. В., Волков Ю. С., Грановский Ю. Л., Шенфельд Н. И. Морозостойкость обработанного полимером бетона  
 Коренева И. Г. Сопротивление двухосному сжатию бетона на безобжиговом зольном гравии  
 Красновский Р. О. Методы изучения медленного роста трещин в бетоне  
 Красный И. М., Власов В. К. Прибор для определения вязкости бетонной смеси  
 Крылов Б. А., Ситников И. В. Особенности применения бетонов на НЦ в зимних условиях  
 Ладода А. В. Расчетно-экспериментальный способ назначения водоцементного отношения бетона  
 Лецинский М. Ю. Взаимосвязь измеренной активности цемента и прочности бетона  
 Лобанов И. А., Морозин Л. В., Острат Л. И. О деформативных свойствах фибробетона  
 Ломидзе Н. М., Серинголян В. В., Монадиришвили П. Ш., Татишвили А. Э. Улучшение свойств пористых заполнителей из вулканических материалов  
 Любимов А. А., Кононов В. П., Филимонов П. И. Взаимосвязь между ползучестью и релаксацией напряжений в бетоне  
 Миронов С. А., Курбатова Н. И., Высоцкий С. А., Сорокин Ю. В., Шевченко Г. С. Свойства бетонов на алитинопорландцементах  
 Михайлов В. В., Зурабян А. С. Напрягающий цемент с пониженной энергией самонапряжения  
 Михайлов В. В., Литвер С. Л., Малинина Л. А., Панченко А. И. Режимы тепловой обработки бетона на напыляемом цементе  
 Орловский Ю. И., Ливша Р. Я. Прогнозирование коэффициента температурно-влажностных деформаций бетона  
 Острат Л. И., Орлова И. Г., Эскусон К. К. Повышение ударостойкости сланцевого газобетона  
 Пухальский Г. В., Никифоров А. П. Бетоны с комплексными добавками из отходов химической промышленности  
 Самоilenko В. И. Прочность бетона в рамном фундаменте  
 Сливак Н. Я., Смирнов А. Е., Чемаева Т. А. Конструктивный керамзитобетон для панелей внутренних стен  
 Чистов Ю. Д., Борисков Е. А. Плотные бетоны из барханного песка  
 Шлаен А. Г., Рубин В. М. О «критических» прочностях гидромеллиоративных бетонов при зимнем бетонировании  
 Щербаков Е. Н., Юсупов Р. Р. Учет особенностей напрягающего бетона в самонапряженных конструкциях

**АРМАТУРА**  
 Браун И. А., Мамонтов Ю. А. Оценка эффективности периодического профиля арматуры  
 Волков Л. А. Модернизированные станки для резки арматурной стали  
 Калмыков В. В., Дмитриев Ю. В., Филонов О. В., Гончаренко Н. Ф., Грачев В. И., Кривоская Г. М. Новая термомеханически упрочненная арматура из стали 10ГС2  
 Лунев А. А., Владков А. А., Гусович В. Н., Верезомский В. А. Механизированная сварка термически упрочненной арматуры  
 Рожненко М. Д. Тканые сетки для армоцементных конструкций  
 Фрилянов Б. Н. Арматура с винтовым профилем  
 Худик Ю. Т., Суриков И. Н., Ивченко А. В., Чайковский О. А., Филонов О. В. Свариваемая термомеханически упрочненная арматурная сталь класса Ат-1УС

**ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО**  
 Александров В. А., Сердюк В. М., Шухмет Н. Д., Лучук М. А. Адаптное шлифование раструбов железобетонных напорных ВГП труб  
 Артамонов В. Б., Касьянов А. Б. Автоматический станок для изготовления сеток решетчатых  
 Булахов А. А., Митник Г. С. Определение удельной металлоемкости стальных форм  
 Вершин А. Е., Тетенкин В. А. Блок автоматического управления процессом тепловлажностной обработки  
 Волковский Ю. В., Гирская Е. А. Транспортирование бетонной смеси на заводах сборного железобетона  
 Зубков В. А. Ультразвуковые датчики для контроля прочности бетона  
 Крупенский А. В. АСУ производством железобетонных изделий на Таллинском ДСК  
 Лемехов В. Н., Сайпудинов М. М., Логинов А. Г. Опыт формирования сборных плит вибропротитным устройством  
 Лецинский М. Ю., Поляченко В. А., Целиковский Г. А., Пеляшок В. А., Кураш Ю. И. Установки для неразрушающего контроля прочности железобетонных изделий  
 Пантиленко В. Н., Мяндин А. Т. Мелкозернистый бетон, пропитанный жидким стеклом  
 Руденко И. Ф. Выбор оптимальных режимов виброформования  
 Середа Н. Г., Тертяк А. П., Рамазанов Н. М., Ротарь И. Ф., Митник Г. С. Формы-вагонетки с трехточечным опиранием  
 Фурманов Б. А., Нудель В. С., Курисель В. Х. Заводское изготовление преднапряженных газозолобетонных панелей

## СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

- Альтшуллер Е. М., Цирик Я. И. О дальнейшем развитии и совершенствовании монолитного домостроения . . . . . 8, 32
- Альтшуллер Е. М. Монолитные ядра жесткости в зданиях повышенной этажности . . . . . 12, 38
- Арадовский Л. Л., Самсонова Г. В., Синельников И. Ю. Применение литых бетонов при возведении монолитных домов в Узбекистане . . . . . 7, 35
- Дибров Г. Д., Конопленко А. И., Сторожук Н. А. Вакуумная обработка бетонной смеси в монолитных конструкциях . . . . . 7, 33
- Иванов Е. Г. Шлакощелочной набрызг-бетон для ремонта и гидроизоляции конструкций . . . . . 10, 17
- Лагойда А. В. Зимнее бетонирование с использованием противоморозных добавок к бетону . . . . . 9, 23
- Санников И. В. Особенности навесного монтажа сборных оболочек . . . . . 8, 35

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- Белов Б. И. Расчет глубины заделки штырей в стыках сборных конструкций . . . . . 6, 18
- Бурлаченко П. И. Подбор арматуры элементов двутаврового профиля, выцентренно-сжатых в плоскости симметрии . . . . . 6, 21
- Гроздов В. Т., Луков С. В. Расчет прочности сжато-изогнутых элементов по наклонным сечениям . . . . . 9, 28
- Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю. Коэффициенты призматической прочности обычного тяжелого и мелкозернистого бетонов . . . . . 8, 37
- Залесов А. С., Маилян Р. Л., Шеина С. Г. Прочность элементов при поперечном изгибе с продольными сжимающими силами высокого уровня . . . . . 3, 34
- Застава М. М. Расчетное определение деформаций ползучести тяжелого бетона при переменной нагрузке . . . . . 8, 38
- Ильин О. Ф. Прочность нормальных сечений и деформации элементов из бетонов различных видов . . . . . 3, 38
- Кааша В. Г., Коваль П. Н. Исследование шпоночных соединений плоских плит . . . . . 1, 36
- Лесохин В. З. Расчет прочности балок-стенок при действии поперечных сил . . . . . 3, 37
- Мамедов Г. М., Алиев Р. Д. Учет продольной арматуры и преднапряжения в оценке прочности наклонных сечений . . . . . 3, 32
- Милованов А. Ф., Самойленко В. Н., Молодинов А. Д., Самуэльсон М. В. Расчет свайных фундаментов, возводимых на вечномерзлых грунтах . . . . . 6, 20
- Михелсон Ю. И. Определение режима тепловлажностной обработки изделий в продуктах сгорания природного газа . . . . . 1, 35
- Новак В. В., Винокур Ф. В., Новак Ю. В. Совершенствование метода расчета прочности конструкций по наклонным сечениям . . . . . 12, 40
- Пецольд Т. М., Тарасов В. В., Рак Н. А. Совершенствование методики расчета элементов кольцевого сечения . . . . . 11, 22
- Скоробогатов С. М., Удачкина Р. В. Определение максимальных размеров плиток облицовочного слоя в легкобетонных стеновых панелях . . . . . 3, 35
- Тетиор А. Н. Расчет прочности фундаментов по наклонным сечениям . . . . . 2, 22
- Шоршнев Г. Н., Воронцов С. М. Влияние нагрева на анкеровку ненапрягаемой арматуры в шунгизитобетоне . . . . . 7, 37

## ДЛЯ СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

- Ануфриев Л. Н. Экономия материальных и топливно-энергетических ресурсов . . . . . 10, 4
- Концебовский Я. С. Передовое предприятие отрасли . . . . . 4, 28
- Устименко В. В. Экономическая эффективность бетонных конструкций для жилых домов усадебного типа . . . . . 2, 6
- Чарьев А. Ч., Волженский А. В., Чистов Ю. Д., Ляшенко Г. М. Неавтоклавный газобетон в сельском строительстве . . . . . 4, 29

## ТЕОРИЯ

- Багрий Э. Я., Завялов В. Н., Кузьменко Ю. В. Нелинейная ползучесть бетонов на шлаковом геме . . . . . 2, 24
- Бачинский В. Я., Бамбура А. Н., Вагачин С. С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии . . . . . 10, 18
- Зайцев Ю. В., Казацкий М. Б., Цава Г. Ф. К нормированию значений  $K_{1c}$  для мелкозернистых бетонов . . . . . 6, 23
- Карпенко Н. И., Судакон Г. Н. Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин . . . . . 12, 42
- Пересылкин Е. Н. Механика разрушения армированных бетонов . . . . . 6, 24
- Хомянский М. М. Несущая способность бетона и место линейной механики разрушения в ее прогнозе . . . . . 7, 38

## ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- Матвиенко В. А., Дрозд Г. Я., Коваленко Л. И., Затолокин Н. Е. Коррозия цементного камня в очистных сооружениях . . . . . 8, 40
- Михайлов И. В., Бейлина М. И. Долговечность и морозостойкость напрягающего бетона . . . . . 1, 41
- Новгородский В. И. О допустимой ширине кратковременного раскрытия трещин . . . . . 7, 41
- Прокопович А. А., Филаатов В. Б. Оценка степени коррозии продольной арматуры ребристых плит . . . . . 8, 41
- Щукин Е. Н. Автоматизированный стенд для испытания материалов на морозостойкость . . . . . 5, 29

## В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- Гордон С. С. О бетоне с фиксированным щебеночным каркасом . . . . . 1, 42
- Гордон С. С. Совершенствовать методику испытания цементов . . . . . 10, 26
- Рыбьев И. А. К вопросу соответствия свойств материалов оптимальным структурам . . . . . 11, 27
- Сизов В. П. О физико-химическом факторе прочности бетона . . . . . 8, 44
- Хлютин Ю. Г. Об ограничениях высоты свободного падения при укладке бетонной смеси . . . . . 4, 44

## СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

- Асюн Б. П., Дмитриев А. С., Довжик В. Г., Левин Л. И., Дорф В. А. Типовые нормы расхода цемента для производства сборных и монолитных конструкций . . . . . 10, 24
- Нерсисов С. Н., Пименова В. И. Основопологающие стандарты на железобетонные конструкции . . . . . 7, 43

## ВОПРОСЫ ЭКОНОМИКИ

- Агаджанов В. И., Михайлова Т. В., Орловский Ю. И., Манзий В. И. Экономическая эффективность применения серы для модификации бетонов . . . . . 10, 20
- Егоров В. В., Овсянников Е. Н. Нормативы затрат труда на предприятии сборного железобетона . . . . . 11, 25
- Ефименко А. З., Рыбко А. Н. Применение ЭВМ при формировании планов выпуска изделий . . . . . 9, 26
- Потапкин Е. В. Стоимость операций изготовления сварных сеток . . . . . 3, 41
- Рогатин Ю. А. Методика расчета экономии трудовых и энергетических затрат при использовании эффективных арматурных стержней . . . . . 1, 40
- Сергеев В. И., Большаков Н. М., Пчелкин И. С. Методология формирования затрат и их экономии при бригадном порядке . . . . . 10, 21
- Сомских В. И., Челлак В. К., Челлак Г. В. Бригадный подряд и бригадный хозрасчет на перевозке раствора и товарного бетона . . . . . 6, 26
- Шевелев А. П., Ермолаева Н. И. Применение ИЧП для анализа хозяйственной деятельности предприятий . . . . . 2, 25

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

- Ахматов М. А. Применение отходов камнеления и пористых горных пород в качестве заполнителей легких бетонов . . . . . 11, 24
- Примачева Л. Г., Бугаева Т. Н., Батрак А. Н., Ковальская Н. И. Пластификаторы на основе шлаколов из сибирских пород древесины . . . . . 8, 42
- Сафаров В. А., Лушко Е. В. Применение золы-уноса, сухого отбора при производстве железобетонных конструкций . . . . . 7, 44
- Черкасова Л. А., Мионов С. А., Иванова О. С. Применение сульфатных шлаколов бумажно-целлюлозных комбинатов в качестве добавок в бетон . . . . . 10, 23
- Шнейдеров А. М., Суханов Е. В. Использование шлаков черной металлургии при производстве жаростойкого бетона и железобетона . . . . . 3, 42

## НА ВДНХ СССР

- Отделка наружных стеновых панелей . . . . . 5, 30
- Рябошапо Б. И. Показ передового опыта Главмосстроя . . . . . 10, 28
- Савенков В. И. Содержательная экспозиция . . . . . 2, 28

## ИНФОРМАЦИЯ

- Гузев Е. А., Зайцев Ю. В. В секции строительной механики железобетона научного совета АН СССР . . . . . 11, 30
- Для улучшения качества бетонных работ (к выпуску серии плакатов-пособий) . . . . . 1, 44
- Маркаров Н. А. Полувековой путь развития отечественного преднапряженного железобетона . . . . . 11, 31
- «Мелиорация-83» . . . . . 4, 46
- Мозговой Н. В., Пак А. А. Современная технология производства бетонных работ в строительстве . . . . . 6, 31
- Москаин В. М., Степанова В. Ф., Чернов А. В. Защита металлических и железобетонных строительных конструкций от коррозии . . . . . 2, 30
- Негизинский Е. М. Внедрение передового опыта в строительстве . . . . . 8, 47
- Ненахов С. В. О научной направленности отраслевой лаборатории . . . . . 11, 30
- Смирнов В. А. Семинар по экономии топливно-энергетических ресурсов . . . . . 5, 31
- Ткачук В. П., Черепанов Ю. П., Сасонко Л. В. Братское сотрудничество . . . . . 7, 45
- Трубы большого диаметра . . . . . 9, 31
- Эпштейн В. С. Плодотворный обмен идеями . . . . . 10, 31

## НАМ ПИШУТ

- Витман К. Я. Форма с упругими бортами и опорными кронштейнами . . . . . 2, 27
- Металлооснастка серии 1.020 . . . . . 10, 27
- Пачеса А. В., Баранская Я. А. Совершенствование беспетлевой строповки сборных конструкций . . . . . 4, 45
- Самсонов В. Н. Устройство для натяжения высокопрочной проволоки . . . . . 8, 46
- Формовочная машина . . . . . 10, 27

## БИБЛИОГРАФИЯ

- Баженов Ю. М. Книга об эффективной технологии формирования . . . . . 9, 30
- Бердичевский Г. И., Волков Ю. С. Очерки истории развития строительных конструкций . . . . . 7, 47
- Вывол И. Г. Книга о прогрессивных конструкциях пролетных строений мостов . . . . . 1, 43
- Гузов Б. В. Полезная для строителей книга . . . . . 9, 30
- Зайцев Ю. В. Книга о современном состоянии механики разрушения бетона . . . . . 6, 29
- Малинина Л. А. Тепловые процессы и установки . . . . . 11, 30
- Михайлов К. В., Волков Ю. С. Интересное издание . . . . . 6, 30
- Петрова К. В., Сивак Н. Я. Книга о бетонах на пористых заполнителях . . . . . 7, 47
- Соловей Ю. М. Учебник для арматурщиков и бетонщиков . . . . . 2, 30
- Шестоперов С. В. Опыт, заслуживающий популяризации . . . . . 8, 46

## ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

- Трамбовецкий В. П. Установка для ускорения климатических испытаний строительных материалов и конструкций . . . . . 1, 47
- Трамбовецкий В. П. «Стройэкономика-84» . . . . . 7, 28

## CONTENTS

*Ushakov N. A.* Unified wall slabs for underground structures  
*Lipnitsky M. E.* Ways of development silo-building in industrial construction  
*Kim E. B.* Industrial structures and methods for tower-coolers erection  
*Kaganovskaya S. E., Glikman N. A.* Foundation structures for block gastrifer equipment  
*Issers F. A.* Design peculiarities of precast walls for square silos  
*Tugolukov A. M., Zaleshchansky I. D.* Retaining walls in industrial and civil building  
*Tseitlin A. A., Gordeeva T. F., Mazur S. Ya., Kostyukovich N. I.* Silo tin for granulated sugar storage  
*Rabinovich F. N., Kurbatov L. H.* Application of steel-fibrous concrete in engineering structures  
*Chernomaz A. P., Gabbasova E. N., Mikhalev B. S., Almazov Yu. P.* Standard rectangular water tanks  
*Budagyants L. I., Litver S. L., Dekh O. S.* Selfstressed angle joints of slab members  
*Murashkin H. V., Yavorsky I. D., Zikeev L. N.* Poles of lighting and contact mains made of concrete with slags of phosphorous production  
*Krichevsky A. P.* Calculation of chimney stacks on formation and opening of cracks  
*Klevtsov V. A., Pherddzhulyan A. G., Glezerov E. I.* Influence of wall slabs on frame behaviour in one-storeyed industrial buildings  
*Krasnovsky R. O., Kowler K. L.* Experimental methods of studying slow increase of cracks formation in concrete  
*Chistov Yu. D., Borisyuk E. A.* Dense concretes made of barkhan sand  
*Altshuller E. M.* Monolithic cores of stiffnes in tall buildings  
*Novak V. V., Vinokur F. V., Novak Yu. V.* Improvement of design method for structure strength along inclined cross-sections  
*Karpenko N. I., Sudakov G. N.* Bond between concrete and steel with regard to development of contact cracks

## CONTENU

*Ouchakov N. A.* Les panneaux muraux unifiés pour les ouvrages souterrains  
*Lipnitsky M. E.* Les voies de perfectionnement de la création des silos dans la construction industrielle  
*Kim E. B.* Les structures industrielles et les méthodes de la construction des bâtiments de graduation à tour  
*Kaganovskaya S. E., Glikman N. A.* Les structures des fondations dans les agrégats par blocs utilisés pour le pompage du gaz  
*Issers Ph. A.* Les particularités de calcul des murs préfabriqués des silos carrés  
*Tougoloukov A. M., Zalechshansky I. D.* Les murs d'appui dans la construction industrielle et civile  
*Tseytline A. A., Gordeeva T. Ph., Mazour S. Ja., Kostukovitch N. I.* Le silos-boîte pour la conservation de sucre en poudre  
*Rabinovitch Ph. P., Kourbatov L. G.* L'application d'acier-fibrobéton dans les structures des ouvrages civils  
*Tchernomaz A. P., Gabbasova E. P., Mikhalev B. S., Almazov Yu. P.* Les réservoirs rectangulaires — types pour l'eau  
*Zoudaghjants L. I., Litver S. L., Dekh O. S.* Les joints angulaires autocontraints des éléments des dalles  
*Maurachkine G. V., Yavorsky I. D., Zikeev L. N.* Les appuis des réseaux d'éclairage et de contact en béton sur les laitiers de la production de phosphore  
*Kritchevsky A. P.* Le calcul des cheminées sur la formation et l'ouverture des fissures  
*Klevtsov V. A., Pherdzhoulyan A. G., Glezerov E. I.* L'influence des panneaux muraux sur le service des carcasses des bâtiments industriels sans étages  
*Krasnovsky R. O., Kowler K. L.* Les méthodes expérimentales d'étude de la croissance lente des fissures dans le béton  
*Tchistov Yu. D., Borissuk E. A.* Les bétons compacts en sable des barkhanes  
*Altchouller E. M.* Les noyaux monolithes de rigidité dans les bâtiments élevés  
*Novak V. V., Vinokour Ph. V., Novak Yu. V.* Le perfectionnement de la méthode de calcul de la résistance des structures d'après les sections obliques  
*Karpenko N. I., Soudakov G. N.* L'adhérence des armatures avec les bétons compte tenu le développement des fissures de contact

## INHALTSVERZEICHNIS

*Ushakov N. A.* Vereinheitlichte Wandplatten von unterirdischen Bauwerken  
*Lipnitski M. Je.* Vervollkommnungswege des Silobaues im Industriebau  
*Kim Je. B.* Industriekonstruktionen und Errichtungsmethoden von Turmkühlern  
*Kaganovskaja S. Je., Glikman Ja. A.* Fundamentkonstruktionen von Blockaggregaten für Gaspumpen  
*Issers F. A.* Berechnungsbesonderheiten für vorgefertigte Wände quadratischen Silos  
*Tugoluckow A. M., Salestschanski I. D.* Stützwände im Industriebau und Zivildbauwesen  
*Zeitlin A. A., Gordejewa T. F., Masur S. Ja., Kostjukowitsch N. I.* Silobüchse für Zuckersandspeicherung  
*Rabinowitsch F. N., Kurbatow L. G.* Anwendung des Stahlfiberbetons in Konstruktionen für Ingenieurbauwerke  
*Tschernomas A. P., Gabbassowa E. N., Michaljew B. S., Almasow Ju. P.* Rechteckige getypte Wasserbehälter  
*Budagjanz L. I., Litwer S. L., Dekh O. S.* Selbstgespannte Eckstösse von Plattenbauelementen  
*Muraschkin G. W., Jaworski I. D., Sikejew L. N.* Beleuchtungsmaste und Fahrleitungsmaste aus Beton unter Anwendung von Schlacken aus der Phosphorproduktion  
*Kritschewski A. P.* Berechnung von Rauchrohren nach Rissbildung und Rissöffnung  
*Klewzow W. A., Ferdshuljan A. G., Glezerow Je. I.* Einfluss der Wandplatten auf Verhalten von Skeletten der eingeschossigen Industriegebäude  
*Krasnowski R. O., Kowler K. L.* Experimentelle Forschungsmethoden der langsamen Vergrößerung von Rissen im Beton  
*Tschistow Ju. D., Borisjuck Je. A.* Dichte Betone aus Wüstensand  
*Aljtschuler Je. M.* Monolithische Steifigkeitskerne in Hochhäusern  
*Nowack W. W., Winokur F. W., Nowack Ju. W.* Vervollkommnung der Berechnungsmethode über Festigkeit von Konstruktionen nach geneigten Querschnitten  
*Karpenko N. I., Sudackow G. N.* Kohäsion der Bewehrung mit dem Beton mit Berücksichtigung der Vergrößerung von Kontakttrissen.

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. Деменюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Силенко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Л. А. Егорова*

Сдано в набор 15.10.84.

Подписано в печать 23.11.84.

Формат 60×90<sup>1/8</sup>

Печать высокая

Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Уч.-изд. л. 8,53

Тираж 14590

T-19375  
Зак. 399

Почтовый адрес редакции: 101442, Москва, ГСП-4, Каляевская, 23а Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

## № 30

№ 1108015. Минский филиал КТБ Стройиндустрия. П. А. Борботко, П. В. Бородин, Н. В. Лазеев и др. Технологическая линия для изготовления объемных железобетонных изделий.

№ 1108016. Грузинский политехнический ин-т. Т. В. Бежанов, Э. Г. Рчеулишвили и В. А. Бежанов. Установка для формирования монолитных железобетонных объемных сооружений.

№ 1108082. Трест Оргтехдорстрой. Ю. А. Ярушевичюс, Ю. А. Жвиронас и В. А. Медзявичюс. Вяжущее для полимербетонной смеси.

№ 1108085. Брянский ин-т транспортного машиностроения. В. И. Калентьев, В. Ф. Цыганенко, О. А. Мельникова и др. Устройство для термообработки бетонных и железобетонных изделий.

№ 1108180. Донецкий ПромстройНИИ-проект. Г. И. Гескин, Я. Д. Зенгин, О. В. Сазонова и др. Подвижная опалубка для возведения монолитных железобетонных сооружений.

№ 1108181. Грузинский политехнический ин-т. Т. В. Бежанов, Э. Г. Рчеулишвили, В. А. Бежанов и А. Т. Квеквесири. Бетоноукладчик для бетонирования монолитных стен.

## № 31

№ 1109310. Всесоюзный ин-т Оргэнерго-строй. В. А. Славуцкий, Д. А. Гревнин, А. И. Савкин и др. Устройство управления дозированием компонентов бетонной смеси.

№ 1109365. НИИЖБ и Ин-т химии АН УзССР. К. Н. Ким, Л. А. Малинина, А. С. Истомин и др. Газообразователь для поризации бетонной смеси.

№ 1109505. КиевЗНИИЭП жилища. М. М. Акуленко и А. А. Гофштейн. Стыковое соединение железобетонных элементов здания.

## № 32

№ 1110633. Днепропетровский государственный ун-т и Ин-т технической механики АН УССР. А. Г. Головач, Е. А. Логвиненко и А. Г. Григоренко. Установка для вибропрессования строительных изделий.

№ 1110634. Рижский политехнический ин-т. П. П. Аузиньш и Е. М. Дубин. Установка для формования изделий из строительных смесей в форме.

№ 1110636. ЦНИИЭП жилища. Э. С. Лифшиц. Форма для изготовления строительных изделий.

№ 1110637. Ярославский Промстройпроект. Ю. Г. Иванов, В. Я. Морев и Г. А. Лызлов. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1110638. Минский филиал КТБ Стройиндустрия. Е. М. Тукай, Ю. И. Тюрин, В. А. Валуевич и П. А. Борботко. Устройство для распалубки форм на конвейерных линиях.

№ 1110639. Черкасский отдел ПКБ НИИСП. Б. Р. Бойко, Г. В. Романча, А. В. Борячук и М. А. Арпаксид. Устройство для распалубки и сборки тепловых формующих стенок кассетной установки.

№ 1110640. МНИИТЭП. В. С. Манасян и Г. Ф. Седловец. Форма для изготовления бетонных образцов.

№ 1110641. НИПСи силикатобетон и Таллинский политехнический ин-т. Т. А. Тийдеманн, К. И. Сипп, Х. Э. Вайк и др. Устройство для резки ячеистобетонного массива.

№ 1110643. НИИЖБ. А. Л. Ционский, В. А. Хрипунов и В. В. Пирожников. Способ изготовления железобетонных напорных виброгидропрессованных труб.

№ 1110772. Ю. И. Безруков. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1110848. ДорНИИ. Р. А. Коган, В. Н. Хмелевский, И. С. Адашев и др. Бетоноукладчик.

№ 1110883. Челябинский ПромстройНИИпроект. В. В. Гулунов, А. А. Пау и С. Ф. Горбунов. Устройство для отпуска натяжения арматуры железобетонных изделий.

№ 1110886. ТбилЗНИИЭП жилища. Э. П. Александрян и Э. С. Мурадян. Сборное железобетонное перекрытие или покрытие.

№ 1110906. Донецкий научно-исследовательский угольный ин-т. И. Ю. Заслав-

ский, А. И. Шубный, А. Л. Селезень и др. Железобетонная крепь.

## № 33

№ 1111860. И. Л. Приворотский. Кассетная форма Приворотского.

№ 1112019. ВНИИцементной промышленности и НИИЖБ. А. П. Тарасова, Т. В. Кузнецова, Т. А. Лютикова и др. Бетонная смесь.

№ 1112020. Л. М. Глаголева, Г. А. Калнин, В. И. Соломатов. Полимербетонная смесь.

№ 1112104. Коммунарский з-д ЖБИ № 11 и Коммунарский горно-металлургический ин-т. В. С. Гузь, И. М. Богданов, В. К. Зайцев и др. Фиксатор арматурных каркасов.

## № 34

№ 1113251. ВНИИстром. В. И. Герасимов и Т. П. Федорова. Пресс для изготовления многопустотных строительных изделий.

№ 1113254. МНИИТЭП. А. Н. Спивак и Р. Е. Майрановская. Технологическая линия для изготовления объемных элементов.

№ 1113255. ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов. А. Я. Аронов, В. Н. Никулушкин и А. И. Эйбельман. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1113256. НИИстром. П. В. Захарченко, С. Д. Лаповская и И. Б. Удачкин. Бортоснастка для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1113257. ЦНИИЭП жилища. Р. В. Крюков и О. В. Еременко. Кассетная установка для изготовления строительных изделий.

№ 1113258. Днепропетровский з-д мостовых железобетонных конструкций и ВНИИтрансстрой. В. П. Абрамов, В. В. Шмалько, А. Р. Соловьянчик и др. Многоместная форма для изготовления изделий из бетонных смесей.

№ 1113368. Донецкий ПромстройНИИ-проект. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 1113495. КиевЗНИИЭП. А. А. Гофштейн и М. М. Акуленко. Бесконсольный стык ригеля с колонной.

№ 1113496. ВНИПИ Тяжпромэлектропроект. А. Б. Тихомиров, Я. З. Самойленко, М. Д. Бершицкий и др. Железобетонная плита перекрытия.

№ 1113498. ЦНИИСК. П. И. Алексеев, Г. В. Кашеев, Ю. Ц. Гохберг и Ю. С. Фоминых. Железобетонная панель.

№ 1113558. СКТБ Ин-та геотехнической механики АН УССР. А. В. Штепа, Н. П. Стадничук, И. И. Петренко и др. Установка для набрызг-бетонных работ.

## К сведению авторов

Направляемые в редакцию рукописи статей должны удовлетворять следующим требованиям.

1. Рукописи представляются в 2 экземплярах и сопровождаются необходимой документацией.

2. Содержание статьи излагается предельно кратко и ясно, с практическими рекомендациями и выводами. Объем рукописи не должен превышать 6 стандартных машинописных страниц, напечатанных через 2 интервала, включая таблицы, выводы и список литературы. Формулы писать разборчиво, выделяя латинские и греческие буквы. Все имеющиеся по тексту формулы необходимо разборчиво и с указанной разметкой выписать (и пронумеровать в том же порядке, как они пронумерованы в тексте) на отдельном листе стандартного формата. Между отдельными формулами следует оставлять интервал 4—5 строк. Иллюстрационный 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, количество детей (для бухгалтерии), домашний адрес (с шестизначным индексом), место работы, должность, степень и звание, телефоны рабочий и домашний.

6. Вместе с рукописью следует представлять в 2 экземплярах отпечатанный на машинке реферат объемом 3—4 предложения. В реферате следует указать ключевые слова статьи.