

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8 · 1982

*Дорогие товарищи!*

*Поздравляем Вас с Днем строителя,  
желаем больших успехов в выполнении  
грандиозных задач в области капитального строительства,  
поставленных XXVI съездом КПСС!*

### **Состав совета содействия журналу «Бетон и железобетон» по Среднему Уралу**

**Скоробогатов С. М.** — председатель, заведующий кафедрой Уральского электромеханического института инженеров железнодорожного транспорта;

**Эпп А. Я.** — зам. председателя, заведующий отделом института Уралпротройниипроекта;

**Вилен Ф. И.** — ученый секретарь, доцент Уральского электромеханического института инженеров железнодорожного транспорта;

**Варнавский Е. П.** — главный инженер управления Стройдетальконструкция Главсредуралстроя;

**Домнин В. В.** — заведующий лабораторией Уральского научно-исследовательского института Академии коммунального хозяйства;

**Ждахин Л. П.** — профессор Уральского политехнического института;

**Каширский Ю. А.** — доцент Уральского политехнического института;

**Клещев Ф. И.** — главный специалист института Свердловскгражданпроект;

**Коняхин В. Н.** — начальник технического управления Главсредуралстроя;

**Котлов Г. Г.** — главный инженер института Свердловскгражданпроект;

**Паздникин В. М.** — заведующий кафедрой Свердловского архитектурного института;

**Пойш С. Н.** — начальник отдела треста Оргтехстрой Главсредуралстроя;

**Пьячев В. А.** — заведующий кафедрой Уральского политехнического института;

**Россель Э. Э.** — начальник производственного строительного объединения Тагилстрой;

**Фурманов Б. А.** — заместитель начальника Главсредуралстроя

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

## Содержание

### Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!

Праздник советских строителей . . . . . 2

### Конструкции

*Шапиро А. В., Лурье Н. Я., Людковский А. М., Шугаев В. В., Израелит М. М., Абасов Р. У.* Конструкция и испытания большепролетной оболочки-покрытия из легкого бетона . . . . . 3  
*Танаков М. М., Якущенко И. Ф., Пинский Н. Е., Савченко А. П.* Сборные несущие элементы подвального этажа жилого дома серии III-97 . . . . . 5  
*Васильев А. П., Матков Н. Г., Жансеитов М. Ф.* Контактные стыки колонн с обрывом продольной арматуры . . . . . 7  
*Шилов Е. В., Ивасюк И. М.* Прочность и деформативность межплитных швов . . . . . 9  
*Ивашенко Ю. А., Габбасов Н. Р.* Перераспределение моментов в раме с податливыми узлами . . . . . 11  
*Симонов М. З., Мхикян А. М., Саркисян В. Г., Папаян В. В.* К применению многоступенчатых панелей перекрытий увеличенной ширины . . . . . 12

### Бетоны

*Алексеев С. Н., Миронов С. А., Высоцкий С. А., Курбатова И. И., Степанова В. Ф.* Свойства бетонов на алинитовых цементах . . . . . 13  
*Серых Р. Л.* Влияние водонасыщения на прочность бетона при сжатии . . . . . 16

### Заводское производство

*Кузнецова Л. А., Ермилова В. С., Овчаренко О. И., Березюк С. А., Кравец В. Р., Голик Н. А.* Керамзитозолопенобетон для наружных стен . . . . . 18  
*Пискарев В. А., Величко Е. Г., Маврин К. А., Кальгин А. А.* Комплексные добавки в производстве труб методом радиального прессования . . . . . 19

### Строительное производство

*Остринский Ю. С., Машкова Н. А.* Затраты труда при возведении сборно-монолитного здания . . . . . 20  
*Мосинец В. Н., Соколов Б. А., Брыгин Ю. П., Галкин В. Н.* Разрушение железобетонного перекрытия наружными зарядами ВВ . . . . . 22

### В помощь проектировщику

*Васильев П. И., Рочняк О. А., Образцов Л. В.* Работа приопорных зон преднапряженных балок, не имеющих сцепления арматуры с бетоном . . . . . 24  
*Бурлаченко П. И.* О подборе арматуры внецентренно-сжатых элементов прямоугольного профиля . . . . . 25

### Вопросы экономики

*Альтшуллер Е. М.* О показателе удельной энергоемкости в индустриальном домостроении . . . . . 27

### Библиография

*Елисеев В. И.* О новом виде косвенного армирования конструкций . . . . . 28  
*Дыховичный Ю. А.* Комплексное исследование . . . . . 29

### Зарубежный опыт

*Богданова Е. Н.* Сборные железобетонные конструкции крытых трибун стадиона . . . . . 30

8

[329]

август 1982



ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

С. Стройиздат, 1982



... наше дальнейшее движение вперед все в большей мере будет зависеть от умелого и эффективного использования всех имеющихся ресурсов — труда, основных фондов, топлива и сырья, продукции полей и ферм.

Л. И. Брежнев. Отчет ЦК КПСС XXVI съезду КПСС и очередные задачи партии в области внутренней и внешней политики

## ПРАЗДНИК СОВЕТСКИХ СТРОИТЕЛЕЙ

8 августа — День строителя. Советские строители отмечают свой профессиональный праздник в год славного юбилея — 60-летия образования СССР. Каждый день жизни и труда нашего народа приносит новые успехи в выполнении поставленной XXVI съездом КПСС задачи по дальнейшему наращиванию экономического потенциала страны и повышению благосостояния советских людей.

Как боевую программу действий воспринял советский народ решения майского Пленума ЦК КПСС. Каждая республика, край, область, район, каждая отрасль народного хозяйства, все трудовые коллективы призваны внести максимальный вклад в решение продовольственной проблемы. Одобрив аграрную политику партии, советские люди полны решимости претворить в жизнь Продовольственную программу.

Подготовка и осуществление Продовольственной программы — принципиально новый шаг в системе планирования, в управлении социалистической экономикой. Программой поставлена задача — увязать, объединить работу сельского хозяйства и обслуживающих его отраслей промышленности, транспорта, торговли, подчинить всю их деятельность общей конечной цели — производству высококачественных продуктов питания и доведению их до потребителя.

Весомый вклад в развитие сельскохозяйственного производства вносят и должны внести советские строители. Строителям предстоит выполнить большую работу. В текущей пятилетке необходимо построить и ввести в действие объекты пищевой, мясо-молочной и рыбной промышленности, теплицы, хранилища, крупные животноводческие комплексы, жилые дома. Советские строители — та конкретная сила, которой предстоит изменить облик деревни, приблизить труд и быт сельских жителей к городскому уровню.

Меры по социальному преобразованию села являются составной частью Продовольственной программы. Осуществление этих мер требует значительного улучшения организации и увеличения объемов жилищного, коммунального, культурно-бытового и дорожного строительства на селе. В одиннадцатой пятилетке в колхозах и совхозах будут введены в эксплуатацию жилые дома общей площадью 176 млн. м<sup>2</sup>. Будут построены общеобразовательные школы, дошкольные учреждения, клубы и дома культуры. Ускоренное развитие получит дорожное строительство. В течение пятилетки будут введены в действие автомобильные дороги, соединяющие центральные усадьбы хозяйств с районными центрами, протяженностью 54 тыс. км и внутрихозяйственные дороги с твердым покрытием протяженностью 57 тыс. км. Увеличится протяженность тепловых и газовых сетей, водопроводов и других объектов.

Таким образом, уже в нынешней пятилетке государство выделит сельскому хозяйству огромные средства и материально-технические ресурсы. Они должны быть использованы с наивысшей эффективностью, экономической целесообразностью.

Нет нужды преуменьшать значимость работы, уже проделанной строителями. В сельских районах создана разветвленная база, действуют сотни заводов по производству конструкций, домостроительные комбинаты. Работники этих предприятий все шире внедряют поточную технологию, увеличивают выпуск индустриальных конструкций.

Но по достоинству оценивать достигнутое, необходимо основное внимание сосредоточить на нерешенных проблемах, имеющихся недостатках. Зачастую еще строители не выполняют задания, несут убытки, хозяйствуют неэкономично. Результаты этого — не сданные в срок производственные объекты, жилые дома, учреждения культуры и быта.

Сегодня сельские стройки — особо важные. Каждая из них, возведенная экономично, в срок и на высоком качественном уровне — это шаг к выполнению Продовольственной программы.

Продовольственная программа рассчитана на две пятилетки. Но основа ее успешного выполнения закладывается сегодня. Следует сделать все необходимое, чтобы уже в

нынешнем году добиться существенного повышения продуктивности земледелия и животноводства, обеспечить выполнение планов роста сельскохозяйственной продукции. В реализации Продовольственной программы должны участвовать не только труженики села, а практически все население страны, каждый из нас.

В нашей повседневной работе следует не забывать и об усилении режима экономии и бережливости, рациональном использовании материальных, топливно-энергетических, трудовых ресурсов. Все эти вопросы были рассмотрены на прошедшем в апреле в Москве Всесоюзном научно-практическом совещании по экономии материальных ресурсов в строительстве.

Как было отмечено на совещании, капитальное строительство — одна из самых материалоемких отраслей индустрии, крупнейший потребитель многих материалов и топливно-энергетических ресурсов. При нынешних объемах их потребления каждый процент экономии, равно как и потерь, оборачивается для государства в расчете на год сотнями миллионов рублей.

Бережное, хозяйское отношение к народному добру в строительстве не везде стало нормой жизни. Следует сосредоточить усилия в борьбе с бесхозяйственностью и расточительством, потерями и непроизводительными расходами.

Речь идет не только о потерянных рублях и тоннах, речь идет о нашем умении хозяйствовать. Проблема экономии и бережливости имеет сегодня огромное социально-политическое и нравственное значение. Нельзя допускать потерь хотя бы малой части того, что создано трудом.

Следует более энергично претворять в жизнь постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов. После выхода этого постановления коллективы строек и предприятий строительных материалов уделяют больше внимания проблеме экономии и бережливости.

Заводы железобетонных изделий, домостроительные комбинаты являются активными потребителями топливно-энергетических ресурсов. Следует направить усилия на активное и скорейшее внедрение энергосберегающих технологий, различных химических добавок, экономичных приемов термообработки изделий и других эффективных средств интенсификации производственных процессов.

Расчеты показывают, что при наведении элементарного порядка в энергопотреблении можно без особых капитальных затрат сберечь несколько миллионов тонн топлива в год.

Многие тонны металла пропадают из-за коррозионного разрушения металлических и железобетонных конструкций, из-за перерасхода металла при изготовлении сборного железобетона. Как можно скорее должны решаться вопросы, связанные с потерями на стройках и предприятиях стройиндустрии металла, цемента, бетона. Вопросы экономии топливно-энергетических и материальных ресурсов должны быть центральными и при организации социалистического соревнования.

Каждый строитель должен включиться в борьбу за экономию и бережливость, воспитывать в себе хозяйское отношение ко всем материальным ценностям.

Сегодня работать эффективно и качественно — значит по-хозяйски относиться к общественному добру, умело использовать все ресурсы, добиваться наивысших результатов при наименьших затратах.

В трудовых коллективах широко развернулось социалистическое соревнование за достойную встречу славного юбилея — 60-летия образования СССР. Советские строители приложат все усилия, чтобы внести свой достойный вклад в выполнение поставленной XXVI съездом КПСС задачи по дальнейшему наращиванию экономического потенциала страны и повышению благосостояния советского народа.

А. В. ШАПИРО, Н. Я. ЛУРЬЕ, инженеры (ПИ-1); А. М. ЛЮДКОВСКИЙ, канд. техн. наук; В. В. ШУГАЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); М. М. ИЗРАЕЛИТ, Р. У. АБАСОВ, кандидаты техн. наук (НИИСМ)

## Конструкция и испытания большепролетной оболочки-покрытия из легкого бетона

В Минске возведен павильон центрального рынка, перекрытый пологой оболочкой положительной кривизны размером 103×103 м (рис. 1, 2). Конструкция оболочки разработана ПИ-1 при участии НИИЖБ.

Оболочка очерчена по поверхности переноса, образующей и направляющей которой являются дуги окружности радиусом 132,3 м. Подъем оболочки в центре от уровня опор составляет 21,7 м. Разрез оболочки выполнен системой ортогональных вертикальных плоскостей, перпендикулярных к сторонам плана оболочки, которыми исходная поверхность разбивается на ромбовидные участки со сторонами 12 и 6 м.

Оболочку собирают из аглопорито-железобетонных плит пяти типоразмеров (по конфигурации в плане). Плиты средней зоны — прямоугольные с номинальным размером 3×12 м, с толщиной полки 50—70 мм. Толщина полок плит угловых зон 50—100 мм. Все плиты ребристые, коробчатого профиля. Прямоугольные и трапециевидные плиты — преднапряженные, треугольные — с обычным армированием. Боковые поверхности ребер снабжены шпонками.

Общая устойчивость оболочки обеспечивается системой подкрепляющих ребер жесткости, образующих в плане сетку, соответствующую сетке разрезки исходной поверхности. Балки двутаврового профиля преднапряженные (длиной 12 м) и с обычным армированием длиной 6 м изготавливают из тяжелого бетона марки М400. Их используют на монтаже как несущие для раскладки плит.

Опорные угловые зоны оболочки в виде монолитной плиты переменной толщины от 250 до 450 мм, усиленной ребрами, выполняют из тяжелого бетона марки М400 и армируют стержневой арматурой в двух плоскостях. Главные растягивающие усилия, действующие в угловых зонах оболочки, воспринимаются рабочей арматурой опорных монолитных угловых зон, рабочей арматурой трапециевидных и прямоугольных плит и стержневой арматурой, размещаемой в диагональных швах между плитами.

По периметру оболочки расположен карниз с переменным вылетом (максимальный 5 м) из сборных аглопорито-железобетонных плит в средней зоне и из монолитного бетона в пределах угловых монолитных зон.

Опорный контур оболочки представляет собой железобетонный преднапряженный полигональный пояс, опирающийся на колонны с шагом 6 м. Его

собирают из массивных блоков таврового профиля длиной 12 и 6 м.

В качестве рабочей арматуры опорного контура используют преднапряженные стальные канаты диаметром 47 мм из оцинкованной проволоки конструкции К6×19 + 3×7, разработанные в Челябинском политехническом институте и выпускаемые Орловским сталепрокатным заводом. Разрывное усилие каната в агрегатном состоянии составляет не менее 160 т. Канаты натягивают до усилия 80 т. Они расположены в два ряда: 26 шт. в нижнем и 11 шт. — в верхнем. Канаты заанкеривают с помощью резьбовых наконечников за анкерные упоры, замонтированные в опорном контуре, и опираются через 6 м на специальные опорные планки, располагаемые над колоннами контура.

Максимально растягивающее усилие действует в контуре посередине (2600 т) и убывает к углам оболочки. Длина и места анкеровки канатов (12 типоразмеров) приняты в соответствии с эпюрой растягивающих нормальных усилий, действующих в контуре. Канаты замонтированы слоем бетона 250 мм. Дополнительно опорный контур армирован стержневой арматурой, свариваемой по длине (31 стержень диаметром 22 мм из стали класса А-III).

Колонны контура имеют прямоугольное сечение 400×600 мм. С элементами опорного контура колонны соединяются сферическими шарнирами. В центре оболочки предусмотрены центральное отверстие размером 6×6 м и отверстия в плитах диаметром 1 м, используемые для устройства светоаэрационного и зенитного фонарей. Оболочка рассчитана на равномерно распределенную нагрузку 600 кгс/м<sup>2</sup>. Учитывая опыт строительства однотипной оболочки размером 102×102 м в Челябинске [1], в проект были внесены некоторые конструктивные усовершенствования. К особенностям конструктивного решения оболочки покрытия рынка в Минске относятся также использование высокопрочного аглопоритобетона в плитах оболочки и карниза и оцинкованных стальных канатов в качестве рабочей напрягаемой арматуры опорного контура. Это позволяет снизить монтажную массу изделий и оболочки в целом и соответственно сечение арматуры угловых зон и контура вследствие уменьшения суммарной расчетной нагрузки.

Плиты оболочки, а также балки ребер жесткости и колонны изготавливали в стальных формах на заводах сборного железобетона. Толщину плит измеряли по всей оболочке в отверстиях

Рис. 1. Общий вид центрального рынка в Минске



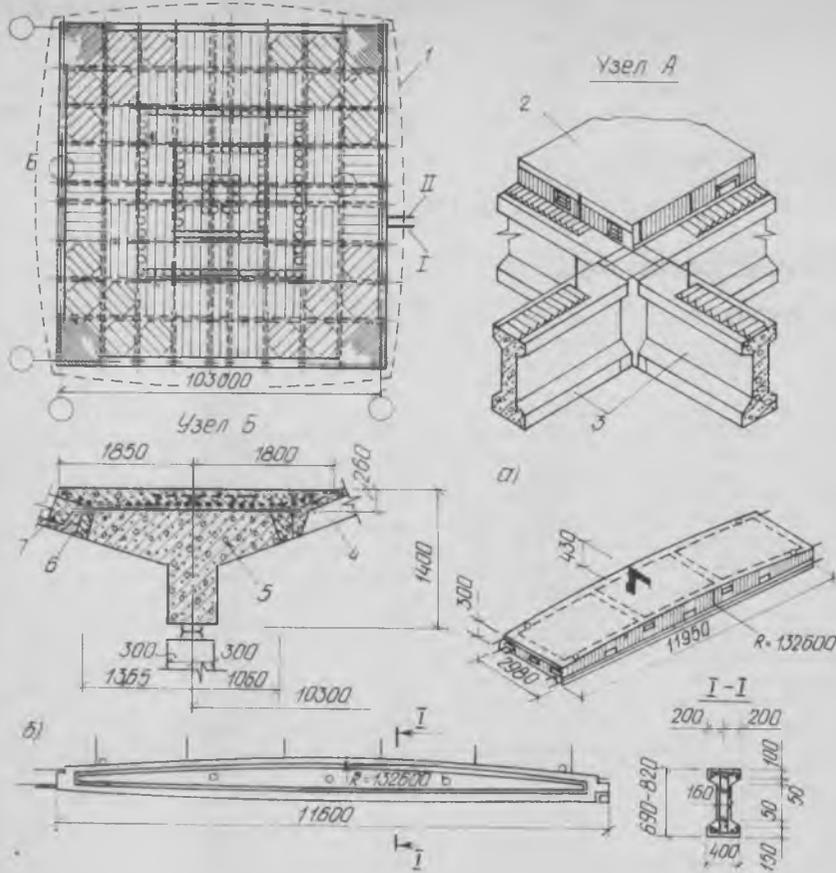


Рис. 2. Схемы разрезки оболочки, основных элементов и узлов

а — плита оболочки; б — балка ребра жесткости; 1 — контур карниза; 2 — плита; 3 — балки ребер жесткости; 4 — плиты оболочки; 5 — контурный элемент; 6 — бетон замоноличивания; 7 — плиты карниза  
 ○ и □ — канаты I и II этапов натяжения соответственно

для пропуска прогибомерной проволоки и подвесок смотровых лесов с точностью измерений  $\pm 0,5$  мм. Из-за неровностей верхней поверхности плит в каждой точке снимали по три отсчета и рассматривали средние. Из таблицы видно, что с уменьшением толщины точность изготовления плит снижается.

Тавровые элементы опорного контура изготавливали на площадке в деревянных формах в непосредственной близости к опорному контуру, учитывая их большую (до 50 т) собственную массу.

Монтаж оболочки осуществляли на стоечных лесах, образующих в плане сетку размером  $12 \times 12$  м. Очередность работ следующая: нулевой цикл и монтаж элементов галереи; установка и раскрепление монтажных стоек лесов в центральной зоне и по контуру оболочки; установка деревянной опалубки угловых зон; монтаж балки ребер жесткости оболочки, плит и элементов опорного контура; сварка выпусков арматуры и замоноличивание швов, узлов, угловых зон; натяжение нижнего ряда арматурных канатов на контуре; сдвиг монтажных стоек и натяжение второго ряда арматурных канатов на контуре, замоноличивание канатов опорного контура.

Монтажные стойки центральной части оболочки выполняли из центрифугированных железобетонных труб и установ-

ливали на песочницах. Контур оболочки монтировали на металлических лесах. В процессе натяжения арматурных канатов бортовых элементов и при опускании монтажных опор исследовали напряженно-деформированное состояние оболочки. Прогибы измеряли в узлах пересечения ребер по всей поверхности.

После монтажа контролировали основные геометрические параметры оболочки: радиусы кривизны и толщину поля. Радиусы кривизны вычисляли по данным контрольной геодезической съемки [2]. Расчеты показали, что для рассматриваемой оболочки наиболее

опасно локальное разрушение в виде вмятины диаметром 29 м. В этом случае критерием точности поверхности оболочки после монтажа является значение прогиба или выгиба узла пересечения балок относительно соседних узлов. Глубина местной вмятины не должна превышать 50 мм [3]. С учетом принятой точности геодезических работ было задано допустимое отклонение стрелы подъема на хорде 24 м: 35 мм — уменьшение стрелы подъема и 50 мм — увеличение.

По данным контрольных измерений геометрических параметров конструкции, перед замоноличиванием швов были заменены некоторые сборные элементы и проведена корректировка поверхности оболочки, осуществляемая спуском монтажных стоек в песочницах и их подъемом при помощи гидравлических домкратов.

В процессе натяжения канатов 1-го ряда перемещений поверхности оболочки в вертикальной плоскости не зафиксировано. После натяжения одна диагональ плана удлинилась, а другая — укоротилась.

Обжатие оболочки канатами 1-го ряда, рассчитанное на восприятие собственной массы сооружения, позволило освободить оболочку от монтажных лесов. Опускание монтажных опор осуществляли этапами по 1 см. После раскручивания оболочки начала работать как пространственная конструкция.

Максимальный прогиб 31 мм зафиксирован в центре оболочки. Отсутствие локальных прогибов в одной из угловых зон объясняется тем, что вследствие одностороннего нагрева поверхности оболочки происходит местное выпучивание оболочки вверх. После раскручивания в течение 11 сут прогибы оболочки изменились на 2—3 мм. Максимальный прогиб возрос только на 1 мм. Таким образом, максимальные прогибы оболочки относительно пролета при действии собственной массы составили  $W/L = 1/3220$ , что ниже расчетного значения. Прогибы оболочки размером  $102 \times 102$  м из обычного бетона, возведенной в Челябинске, составили при действии собственной массы 36 мм [1].

В результате натяжения канатов 2-го ряда наибольший прогиб оболочки уменьшился до 22 мм. Предполагая линейно-упругую работу оболочки, при нормативной нагрузке, с учетом длительного ее действия, можно прогнозировать прогиб 74,8 мм, который составляет  $1/1376$  пролета, что меньше допустимого прогиба —  $1/500$  пролета [4]. Следовательно, деформативность оболочки удовлетворяет предъявленным требованиям.

Переход сооружения к пространственной работе сопровождался «расползанием» оболочки в плане — диагонали удлинились на 7—8 мм. Это в наибольшей мере сказывается на работе контурных элементов.

Сопоставление относительных деформаций двух характерных сечений контура (рис. 3) показало, что напряжения в рассматриваемых сечениях имеют противоположные знаки; это характерно для неразрезных балок. Над опорами примыкающие к контуру зоны оболочки и козырька в большей степени

Толщина плит, см	Число замеренных точек		Среднее квадратичное отклонение $\sigma$ , см	Коэффициент вариации $\lambda$ , %
	проектная $h_{пр}$	фактическая $h_{ф}$		
6,07	46	21,4	1,96	32,3
6,74	42	12,3	1,8	26,7
8,11	52	15,9	1,65	20,3
7,75	29	3,2	1,38	17,8

воспринимают усилия от внешней нагрузки по сравнению с участками между колоннами. Собственно контур воспринимает менее половины нагрузки от обжатия канатами.

Наибольшие сжимающие напряжения в бортовом элементе при обжатии достигли  $93 \text{ кгс/см}^2$ , что составляет  $0,325 R_{пр}$ . При натяжении арматуры на бетон для рассматриваемого случая допускается напряжение в бетоне  $0,65 R_{пр}$  по СНиП II-21-75. Отсюда следует, что сечение бортового элемента можно уменьшить.

После замоноличивания и обжатия усадочные трещины в плитах частично закрылись. В процессе раскручивания в поле оболочки и в контурных элементах трещин не обнаружено.

Напряженно-деформированное состояние оболочки обследовали в течение 2 мес. В этот период менялись температура и влажность воздуха, интенсивность солнечного нагрева поверхности в отдельные дни и в течение дня. Воздействие изменений состояния окружающей среды на работу конструкции сопоставимо с влиянием внешней нагрузки (обжатия контура, распределенной нагрузки), поэтому влияние температурных деформаций следует особо выделять при оценке напряженно-деформированного состояния столь сложных и крупномасштабных сооружений. Изменение температуры на  $1^\circ\text{C}$  приводит к удлинению сторон оболочки на  $1,2 \text{ мм}$ , при этом центр поля перемещается на  $2 \text{ мм}$ . Понижение температуры приводит к росту прогибов.

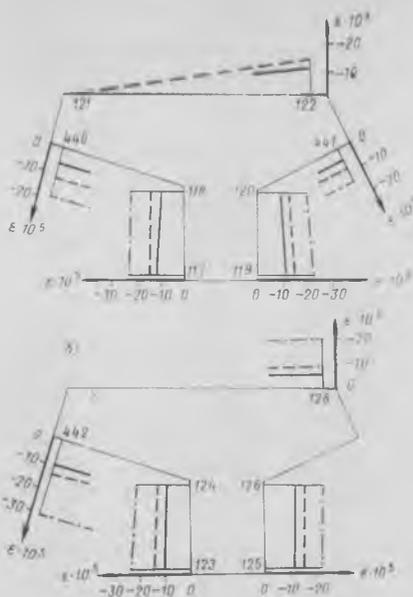


Рис. 3. Относительные деформации контурного элемента

а — сечение 1 — над колонной; б — сечение 2 — в середине пролета между колоннами; — — — раскручивание оболочки; — — — натяжение 1-го ряда канатов; — — — натяжение 2-го ряда канатов

### Выводы

Исследования сборно-монолитной оболочки из легкого бетона размером  $103 \times 103 \text{ м}$  показали достаточную

прочность и жесткость сооружения. Полностью оправдало себя применение высокопрочного аглопоритобетона и оцинкованных канатов: получен экономический эффект свыше  $300 \text{ тыс. р.}$

Точность монтажа оболочки может быть назначена по результатам расчетов несущей способности оболочки с учетом несовершенств формы поверхности. Разработана простая и достаточно надежная методика геодезического контроля.

Козырек, являющийся украшением фасада, включен в совместную работу с контуром, что значительно повысило жесткость всей оболочки. Температурно-влажностные деформации оболочки, сопоставим с деформациями от внешних распределенных нагрузок, следует учитывать при проектировании.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Хайдуков Г. К., Качановский Е. К., Пятикрестовский К. П. Испытания сборной оболочки покрытия размерами в плане  $102 \times 102 \text{ м}$ . — Бетон и железобетон, 1976, № 4.
2. Людковский А. М., Пигин А. П. Оценка точности и монтажа оболочки покрытия размерами  $103 \times 103 \text{ м}$  в Минске. — В кн.: Пространственные конструкции зданий и сооружений. Вып. 4. М., Стройиздат, 1980.
3. Шугаев В. В. К расчету несущей способности при местном разрушении железобетонных пологих оболочек с различными условиями на контуре. — В кн.: Пространственные конструкции зданий и сооружений. Вып. 3. М., Стройиздат, 1977.
4. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. М., Стройиздат, 1979.

УДК 69.022.2

М. М. ТАНАКОВ, канд. техн. наук; В. Ф. ЯКУЩЕНКО, инж. (Новокузнецкое отделение Уралнистромпроекта); Н. Е. ПИНСКИЙ, А. П. САВЧЕНКО, инженеры (Кузбассгражданпроект)

## Сборные несущие элементы подвального этажа жилого дома серии III-97

В жилищном строительстве Кузбасса широко распространены сборные железобетонные элементы фундаментов и конструкций подвальных этажей. Для каждой серии жилых домов в зависимости от геологических условий разрабатывался свой вариант сборных конструкций, что привело к расширению номенклатуры изделий. В целях ее сокращения Кузбассгражданпроектом разработан новый вариант универсального нулевого цикла для зданий на различных фундаментах. Основным несущим элементом конструкций подвального этажа является жесткая замкнутая железобетонная рама, которая восприни-

мает нагрузку от верхних этажей и опирается через сборные прямоугольные оголовки на всякие сван и сваистойки, а также на сборные серийные фундаменты на естественном основании.

Несущие рамы можно устанавливать как в поперечном, так и в продольном направлении, обеспечивая возможность прокладки в подвальном этаже сетей и коммуникаций. Раму простой конфигурации изготовляют в одной унифицированной форме. Верхний горизонтальный элемент рамы выполнен в виде двухконсольной балки, опертой на две наклонные стойки, сближающиеся к нижнему горизонтальному элементу. Такое

решение позволяет сконцентрировать нагрузки, передаваемые на фундамент, в пределах небольшого участка.

Применение сборной железобетонной рамы обеспечивает единство решений подземной части панельного здания при любом фундаменте, сокращение номенклатуры зданий и форм опалубки, экономичность фундаментов, снижение расхода бетона до  $40\%$  по сравнению со сплошными панелями. Опыт изготовления сборных элементов, а также строительство первых 9-этажных жилых домов серии III-97 в Киселевске с использованием сборных элементов подвала выявили резервы повышения произво-

дительности труда и сокращения сроков монтажа.

Для проверки предложенных конструкций в Новокузнецком отделении Уралнистромпроекта испытали пять сборных оголовков и три рамы из бетона марки М300. Оголовки размером 1500×600×500 мм испытали в условиях, близких к их действительной работе в составе ростверка, для чего смонтировали фрагмент из двух отрезков свай сечением 300×300 мм, замоноличенных бетоном в гнездах оголовка. Оголовки нагружали гидравлическим домкратом ДГ-200 через металлическую traversу, имитирующую сосредоточенную нагрузку от нижнего элемента рамы в его среднем сечении. Величина расчетной нагрузки на одну висячую свая принята по проекту 350 кН, что определяет расчетную нагрузку на оголовки 700 кН. Нагружение производили этапами с выдерживанием до 15 мин. Каждый этап нагрузки составлял 20% контрольной для проверки по жесткости и трещиностойкости. После приложения этой нагрузки осуществляли 30-минутное выдерживание, а дальнейшая нагрузка на этапе была снижена до 10% контрольной.

Армирование предусмотрено сварными сетками и отдельными стержнями. В процессе испытания оголовков определяли деформации бетона и арматуры, замеряли прогиб среднего сечения и наблюдали за появлением и раскрытием трещин.

В результате установлено, что оголовки обладают достаточной несущей способностью при средней величине коэффициента  $C=1,78$  согласно ГОСТ 8829—77. Таким образом, один куст из четырех висячих свай может воспринимать через два сборных оголовка расчетную нагрузку от железобетонной рамы 1400 кН.

В железобетонных рамах размером 4200×2100 мм предусмотрено армирование сварными пространственными каркасами. Верхний горизонтальный элемент рамы сечением 220×500 мм содержит 8 стержней периодического профиля Ø20А-III, установленных по четыре на противоположных гранях элемента, а в нижнем элементе сечением 220×350 мм такое же армирование из стали диаметром 22 мм. Наклонные

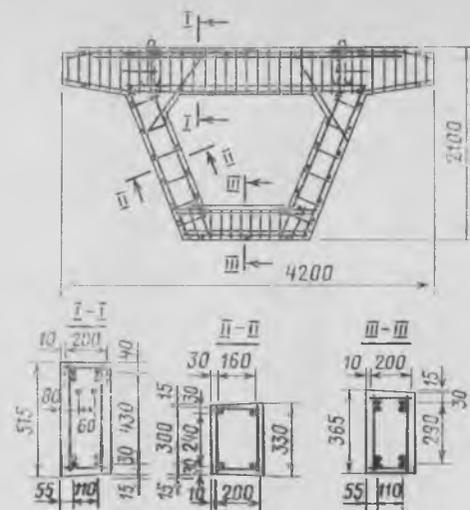


Рис. 1. Конструктивные размеры и армирование железобетонной рамы

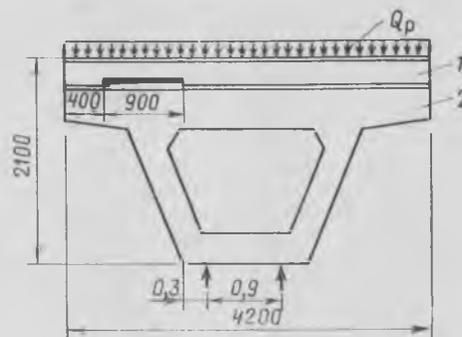


Рис. 2. Схема испытания железобетонной рамы  
1 — металлическая балка; 2 — железобетонная рама

стойки сечением 220×300 мм армированы 4Ø12А-II (рис. 1).

Железобетонные рамы испытывали в вертикальном положении. Равномерно распределенную нагрузку на раму создавали семью гидравлическими домкратами грузоподъемностью 1000 кН через жесткую металлическую балку. Домкраты были протарированы с помощью образцовых динамометров Токаря. Нагрузку контролировали образцовыми манометрами. В наиболее напряженных местах рамы в десяти сечениях на бетон и арматуру наклеивали тензорезисторы для измерения относительных деформаций. Прогибы элемен-

тов рамы фиксировали прогибомерами Максимова.

Испытания проводили в перевернутом на 180° положении. По результатам опытов определили продольные силы и моменты, действующие в элементах рам, величины относительных деформаций бетона и арматуры, прогибы элементов рам (см. таблицу).

Как следует из таблицы, все рамы обладают достаточной несущей способностью. Величина коэффициента  $C$ , которая по характеру разрушения должна быть равной 1,6, по опытным данным составила 1,84—2,06. Разрушение рам РР1-(1) и РР1-(2) произошло от раздробления бетона в узлах опирания рамы на сборный ростверк. Рама РР1-(3), испытанная по схеме нагрузки от панели с дверным проемом (рис. 2), разрушилась от текучести арматуры в консоли с последующим раздроблением бетона в сжатой части консоли в узле сопряжения горизонтального элемента со стойкой.

Жесткость рамы при контрольной нагрузке отвечает требованиям ГОСТ 8829—77 при относительном прогибе  $1/600—1/960$ . При этой же нагрузке трещиностойкость рам также находится в пределах норм, ширина раскрытия трещин не превышала 0,1—0,2 мм. Трещины появлялись в растянутых зонах рамы на 2—4-м этапе нагружения. Кроме того, при расчетной нагрузке дополнительно создавали ветровую одностороннюю нагрузку, при которой в средней части элементов рам появлялись новые косые трещины с раскрытием 0,1—0,2 мм.

Полученные результаты, отвечающие требованиям ГОСТ 8829—77, позволяют рекомендовать сборные рамы в качестве несущих конструкций подвальных этажей домов серии III-97. В процессе строительства зданий налажен контроль за ростом деформаций бетона и арматуры.

Опыт строительства жилых домов и данные натурных наблюдений свидетельствуют о том, что в рамах имеется их лишний запас по армированию, устранение которого повысит экономичность предложенного решения. Экономический эффект от внедрения сборных элементов подвального этажа составляет 1,7 тыс. р. на 1 блок-секцию.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Танаков М. М., Якущенко В. Ф., Богута Г. Г. Сборные конструкции фундаментов жилых домов. — Жилищное строительство, 1975, № 8.
2. Танаков М. М., Залищанская Л. В., Хильман В. А. Сборные фундаменты на стройках Новокузнецка. — Жилищное строительство, 1971, № 11.

Марка рамы	$R_{сж}$ МПа	$N_{р}^T$ , кН	$N_{разр}^{оп}$ , кН	$C$	$f$ , см	$\frac{f}{l_0}$	$a_T$ , мм
РР1-(1)	28	1450	2690	1,84	0,23	$\frac{1}{600}$	0,2
РР1-(2)	27,5	1450	2980	2,06	0,2	$\frac{1}{715}$	0,1
РР1-(3)	31	1450	2850	1,97	0,15	$\frac{1}{960}$	0,1

А. П. ВАСИЛЬЕВ, д-р техн. наук, проф.; Н. Г. МАТКОВ, канд. техн. наук;  
М. Ф. ЖАНСЕИТОВ, инж. (НИИЖБ)

## Контактные стыки колонн с обрывом продольной арматуры

В сборных железобетонных каркасах многоэтажных зданий, колонны которых в зоне сопряжения работают в условиях внецентренного сжатия с малыми эксцентриситетами сжимающей силы  $\eta e_0 \leq 0,17h$ , возможно применение контактных стыков с плоскими торцами и обрывом всей продольной арматуры, компенсированным установкой продольных сеток. Стыки осуществляются при контакте торцов колонн на тонком слое раствора без соединения арматуры, что существенно сокращает трудовые и энергетические затраты на монтаж каркаса здания [1,2].

Для выявления характера работы рассматриваемых стыков в НИИЖБ проведены обширные исследования на моделях составных колонн и на крупных натуральных образцах. Модели стыков включали в себя призму, установленную на опорный куб с подливкой шва раствором. Сечение моделей колонн  $200 \times 200$  мм, высота вместе с опорным кубом 1200 мм (рис. 1). Продольная арматура различного диаметра из стали периодического профиля класса А-III при  $\mu$  от 1,2 до 6,1% обрывалась у шва и компенсировалась косвенным армированием зоны стыка — поперечными сварными сетками из стали класса А-III с  $\mu_k^c$  от 3 до 12%. При этом изменялось количество сеток и соответственно высота зоны армирования призм по высоте над швом. Над зоной армирования сетками призм армировались обычными хомутами.

При испытаниях моделей стыков на прессе выявились две схемы разрушения (рис. 2). По первой оно происходило в зоне армирования сетками и характеризовалось раздроблением бетона между первой и второй от шва сетками, стержни которых достигали предела текучести. При этом по всей зоне стыка происходило отслоение защитного слоя бетона и распространение трещин в целое сечение колонны в зону хомутов. Это наблюдалось в образцах, армированных двумя сетками. По второй схеме разрушение образцов происходило по зоне с продольной арматурой и обычными хомутами. К моменту разрушения в этой зоне появлялась наклонная трещина, которая быстро развивалась по длине и ширине, в результате чего

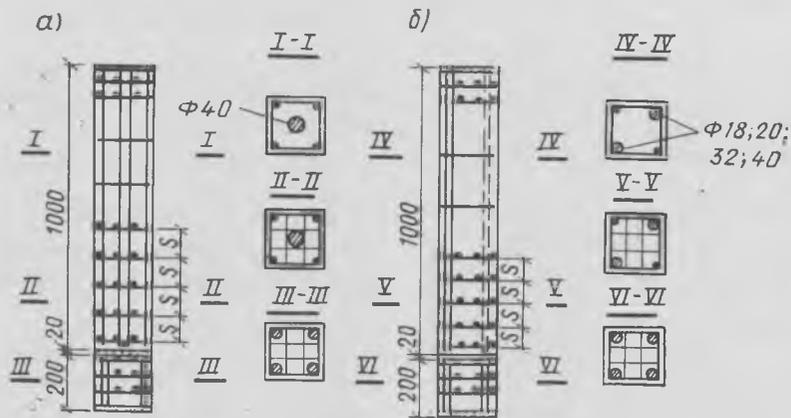


Рис. 1. Опытные образцы составных моделей колонн с контактным стыком  
а и б — соответственно с одним и с двумя стержнями продольной арматуры и поперечным армированием сетками по высоте

происходил сдвиг разделенных трещиной частей образца по наклонной поверхности.

В образцах с двумя и тремя сетками поперечного армирования над швом разрушение характеризовалось раздроблением бетона в зоне армирования сетками, т. е. вблизи шва. При наличии четырех и более сеток разрушение характеризовалось раздроблением бетона в зоне хомутов, зона стыка, армированная сетками, оказалась более прочной.

Расчет прочности сечения образцов в зоне стыка над швом производили, как для бетонного сечения, по методике

СНиП II-21-75. При этом учитывали увеличение призмной прочности бетона за счет поперечного армирования, а расчетная площадь принималась в осях крайних стержней сеток, продольная арматура не учитывалась:

$$N_{ст}^T = m_{ш} R_{пр}^* F_{я}, \quad (1)$$

где  $m_{ш}$  — коэффициент условий рабо-

ты, учитывающий влияние шва (принимаемый равным 0,9 при шве на цементном растворе и равным 1 при шве на полимеррастворе);  $R_{пр}^*$  — приведенная призмная прочность бетона по СНиП II-21-75;  $F_{я}$  — площадь ядра сечения.

Расчет прочности по сечению колонны вне стыка производился с полным учетом продольной арматуры и бетонного сечения. Прочностные характеристики материалов принимались по испытаниям контрольных образцов. Сравнение величин опытной и теоретической разрушающей нагрузок с



Рис. 2. Разрушение моделей колонн с контактным стыком

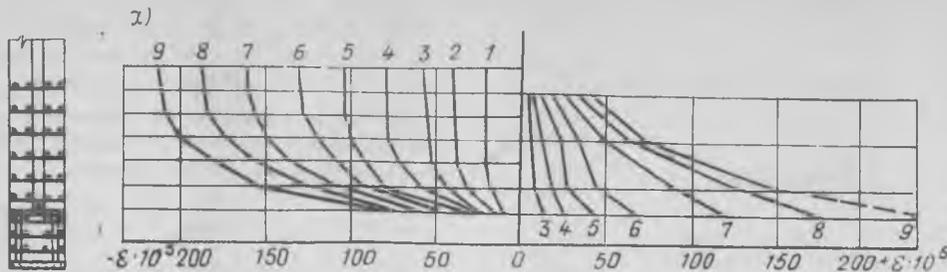


Рис. 3. Эпюры относительных деформаций продольной арматуры (а) и поперечных сеток (б)

величиной теоретической несущей способности сечений колонны в зоне хомутов и в зоне стыка показало их хорошую сходимость.

Исследования показали, что величины деформаций, а соответственно и напряжений в продольной и поперечной арматуре и в бетоне переменны по длине стыка. Деформации продольной арматуры в предельном состоянии изменяются от некоторой величины, обусловленной напряжением смятия бетона под торцами, до предела текучести арматуры на расстоянии от шва, равном длине анкеровки (рис. 3). Величины продольных и поперечных деформаций бетона и стержней сеток поперечного армирования стыка изменяются от максимального значения у шва до минимального за пределами зоны анкеровки продольной арматуры. Модель работы обрываемого продольного стержня в бетоне, сжатом в том же направлении и армированном поперечными сетками, может быть представлена в следующем виде. Стержень арматуры периодического профиля передает действующее в нем усилие сжатия на бетон по торцу и боковым выступам профиля арматуры.

Условие равновесия усилий в стержне и в бетоне, противодействующих смещению стержня в предельном состоянии, может быть описано выражением:

$$(\sigma_T - \sigma_a^{\text{top}}) f_a = \omega R_{\text{см}}^* \Sigma F_{\text{см}}, \quad (2)$$

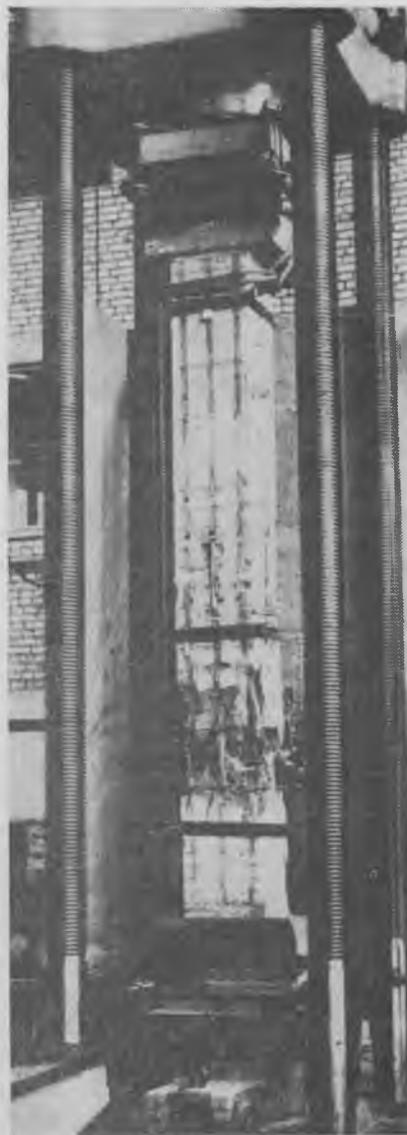
где  $\sigma_T$ ,  $f_a$  — соответственно предел текучести и площадь поперечного сечения обрываемого стержня;  $\sigma_a^{\text{top}}$  — напряжения на конце стержня у стыкового шва, принимаемые, по данным испытаний, равными  $0,25 \sigma_T$ ;  $\Sigma F_{\text{см}}$  — суммарная площадь смятия бетона под выступами арматуры на длине анкеровки;  $R_{\text{см}}^*$  — среднее сопротивление сжатого бетона, армированного поперечными сетками, местному смятию под выступами арматуры периодического профиля (наибольшие значения  $R_{\text{см}}^*$  имеет на уровне первой от шва сетки, наименьшие — на уровне последней

сетки в соответствии с изменением их напряжений (рис. 2,б):

$$R_{\text{см}}^* = \varphi_n m_{\text{ш}} [R_{\text{пр}} (\gamma_6 - 1) + K \mu_k^c \sigma_T^c \gamma_k] \omega, \quad (3)$$

где  $\varphi_n$  — коэффициент, учитывающий влияние пластических свойств бетона

Рис. 4. Разрушение составной колонны на турных размерах вне зоны стыка



на его прочность при местном смятии, принимаемый равным:  $\varphi_n = 1$  для марок М300 и ниже и  $\varphi_n = 13,5 R_p / R_{\text{пр}}$  для марок выше М300;  $m_{\text{ш}} = 0,9$  — коэффициент условий работы шва между элементами;  $\omega = 0,5$  — коэффициент полноты эпюры напряжений бетона с сетками поперечного армирования; значения остальных величин в выражении (3) принимаются по СНиП II-21-75.

Подставив расчетные характеристики материалов из выражения (2), получим расчетную формулу для определения длины анкеровки обрываемой арматуры в бетоне, армированном сетками  $l_{\text{анк}}$ , обеспечивающую надежность работы стыков:

$$l_{\text{анк}} = \frac{1,67 R_n f_a}{\theta \varphi_n (0,3 R_{\text{пр}} + 2,92 K \mu_k^c R_a^c)}, \quad (4)$$

где  $\theta = f_{\text{ш}} / t$  — относительная площадь выступов арматуры к их шагу.

Подсчитанные для опытных образцов длины зоны анкеровки обрываемой арматуры соответствовали участкам падения напряжений в стержнях и увеличения напряжений в бетоне по данным измерения деформаций.

Количество сеток поперечного армирования концов колонн рекомендуется определять с учетом зоны упрочнения бетона над сетками:

$$n = \frac{l_{\text{анк}} - z}{s} + 1 \geq 4, \quad (5)$$

где  $z$  — зона упрочнения бетона над сетками, принимаемая равной  $1/3 h$  и не более 150 мм;  $s$  — шаг сеток. При этом зона армирования сетками должна быть не менее 10 диаметров продольной арматуры и не менее высоты сечения колонны.

Как показали испытания, трещиностойкость рассматриваемых стыков была достаточно высокой. Первые трещины в защитном слое бетона появились вблизи шва сопряжения элементов при нагрузке 0,8 разрушающей. Расчет трещиностойкости защитного слоя бетона в зоне армирования сетками можно производить по формуле (57) СНиП II-21-75 как для элементов с поперечным армированием, принимая при этом коэффициент приведения арматуры к бетону равным  $n = 0,25 R_{a.c} / R_{\text{пр}}$ .

Результаты исследования контактных стыков на моделях были проверены на составных образцах натуральных размеров (рис. 4). Колонны с поперечным сечением  $40 \times 40$  см состояли из двух элементов (высотой 1,6 м каждый), сопряженных через шов из цементного раствора толщиной 20 мм. Измерения деформаций поперечных сеток показали, что

Шифр образца	Прочность бетона, МПа		Арматура класса А-IIIв, %		e <sub>0</sub> , см	Разрушающие нагрузки, кН		N <sub>р</sub> <sup>оп</sup>
	R <sub>пр</sub>	R* <sub>пр</sub>	продольная	поперечная		N <sub>р</sub> <sup>т</sup>	N <sub>р</sub> <sup>оп</sup>	
KIIIС-32-6	27	55	3	5,3	8	3104	3600	1,16
KIIIС-36-6	45,2	80,4	3,82	4,2	6,8	5141	5750	1,118
KIIIС-40-6	44,4	86	4,71	5,3	6,52	6525	6500	0,996
KIIIС-40-0	43,1	80,6	4,71	6,6	1,13	8726	8950	1,025

Примечания: 1. Эксцентриситеты e<sub>0</sub> даны с учетом величины прогиба колонны перед разрушением.  
2. Образцы KIIIС-32-6 и KIIIС-36-6 разрушились по стыку, остальные — по колонне.

при разрушающей нагрузке крайних стержней первой от шва сетки они достигают значений, соответствующих пределу текучести арматуры. Напряжения в продольной арматуре со стороны сжатой грани колонны также достигали предела текучести в сечении колонны у последней от шва сетки, что говорит об исчерпании несущей способности материалов в зоне стыка и в зоне хомутов.

Величины деформаций швов между элементами колонн перед разрушающей нагрузкой составляли около 0,7 мм, а при уровне нагрузки 0,6 разрушающей, что примерно соответствует расчетной, не превышали 0,3 мм. Расчет прочности сечения опытных колонн над швом выполняли по формуле (1) как для бетонного элемента, при этом расчетная площадь ядра сечения определялась в соответствии со СНиП II-21-75, с

учетом эксцентриситета сжимающего усилия e<sub>0</sub>:

$$F_{я} = b_{я} h_{я} \left( 1 - \frac{2 e_0}{h_{я}} \eta \right), \quad (6)$$

где b<sub>я</sub>, h<sub>я</sub> — размеры поперечных сечений в осях крайних стержней; e<sub>0</sub> — расчетный эксцентриситет действия сил сжатия; η — коэффициент, учитывающий влияние прогиба на величину эксцентриситета.

Сопоставление подсчитанных таким образом разрушающих нагрузок с опытными дает хорошие результаты — небольшое превышение опытной разрушающей над теоретической (см. таблицу).

Контактные стыки колонн с обрывом арматуры были применены при возведении каркаса Щелковского биокombината [1] вместо стыков со стальными обоймами, что позволило

экономить до 60 кг стали на 1 стык, уменьшить трудозатраты и сократить продолжительность монтажа в 5 раз. По предложению треста Стальмонтаж и КиевВНИИхимпроекта при проектировании колонн корпуса СМС Новомосковского комбината бытовой химии были заменены стальные стыки на контактные безметалльные. Тульский завод ЖБК приступил к их изготовлению.

## Выводы

Исследования контактных стыков железобетонных колонн показали возможность и экономическую целесообразность их широкого применения в каркасах многоэтажных зданий при отсутствии нормальных растягивающих напряжений (сечения колонны в зоне стыка должны быть полностью сжатыми).

Приведенные в статье данные по расчету прочности и трещиностойкости стыка и определению зоны армирования концов колонн поперечными сетками позволяют проектировать такие стыки с достаточной надежностью.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васильев А. П., Патуров В. В., Матков Н. Г. и др. — Стыки колонн на эпоксидном полимеррастворе многоярусного каркаса промздания. / Промышленное строительство, 1978, № 11.
2. Ржевский В., Голубов Л. В., Козел Ю. В. Каркасы домов из пространственных элементов. — Жилищное строительство, 1971, № 9.

УДК 624.012,23

Е. В. ШИЛОВ, канд. техн. наук; И. М. ИВАСЮК, инж. (МИСИ)

## Прочность и деформативность межплитных швов

В сборных железобетонных перекрытиях швы между плитами заполняют цементно-песчаным раствором для обеспечения совместной работы элементов настила. В общем случае межплитные швы работают на сжатие и сдвиг, передавая нормальные и перерезывающие силы между плитами.

Для определения напряженного состояния элементов сборных перекрытий с учетом совместной работы необходимо знать действительные прочностные и деформативные характеристики соединения плит. Как показали теоретические исследования сборных железобетонных перекрытий, увеличение деформативности швов между плитами в

3 раза снижает эффект совместной работы (увеличение прогибов и напряжений в сечениях ригеля) приблизительно на 3%. В результате испытаний фрагментов перекрытий в 1980—1981 гг. в Сибирском автомобильно-дорожном институте установлено, что деформативные характеристики швов между плитами существенно отличаются от аналогичных характеристик стандартных образцов. Например, начальный модуль упругости швов в 10—15 раз меньше модуля упругости материала стандартных призм того же состава.

Для выявления причин увеличения деформативности швов при действии нормальных сжимающих напряжений и

получения при этом количественных данных испытали серию комплексных призм. Призма размером 10×10×25 см состоит из двух кубов с ребром 10 см, пространство между которыми заполнено цементно-песчаным раствором марки М200 состава 1:3 с В/Ц=0,5 и О.К.=5 мм. Толщину швов принимали равной толщине швов между плитами, т. е. 50 мм. Комплексные призмы изготовляли в формах для призм в горизонтальном положении. Этим достигались близкие к действительным условия твердения швов, поскольку шов между плитами не подвержен действию нагрузки от собственной массы соединяемых элементов.

Всего было испытано 12 комплексных и 9 стандартных призм. Выбор этого числа был продиктован необходимостью получения данных, характеризующих влияние прочности сопрягаемых кубов и их влагонасыщенности на прочность и деформативность швов.

После набора прочности материалом шва производили распалубку призм. Деформации образцов измеряли тензодатчиками сопротивления и индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. Тензодатчики сопротивления с базой 20 мм наклеивали на шов в средней части по всем граням призмы. Индикаторы устанавливали на каждой грани на базе 100 мм с захватом бетонных участков по 25 мм с каждой стороны шва. Такая расстановка приборов позволила выявить отдельно основные составляющие деформаций шва (деформации зон контакта шва и кубов). Образцы испытывали на прессе ПГ-125 с выдерживанием на каждой ступени загрузки 5 мин.

Основные результаты статических кратковременных испытаний приведены на рис. 1, 2. Из анализа полученных данных следует:

прочность и предельные деформации материала шва в составе комплексных призм увеличились на 50% по сравнению с аналогичными характеристиками стандартных призм;

увлажнение поверхности бетона перед заливкой швов практически не влияет на прочность и деформативность материала шва;

увлажнение поверхности бетона оказывает существенное влияние на деформативность зон контакта между швом и кубами;

деформации зон контакта между швом и кубами нарастают неравномерно (наиболее интенсивно в диапазоне напряжений 0—2 МПа);

деформации шва (включая контакт) в 10—15 раз больше деформаций материала шва.

Сопоставление результатов испытаний межплитных швов с аналогичными образцами межколонных швов [1] свидетельствует о существенном влиянии на деформативность условий изготовления и твердения образцов. Например, твердение межколонных швов происходило при наличии постоянного пригруза (вышележащей части колонны), постоянно снижающего деформации усадки, поэтому характер деформирования межколонных и межплитных швов был различным (см. рис. 2). Полные деформации шва состоят из деформаций материала шва и деформаций двух зон контакта между швом и кубами.

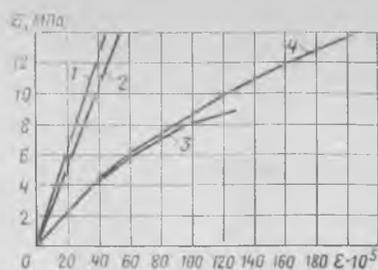


Рис. 1. Деформации материалов  
1—3 — стандартные призмы из бетона марок М400, М300 и цементно-песчаного раствора; 4 — цементно-песчаный раствор в составе комплексных призм

Анализ экспериментальных данных позволяет аппроксимировать график абсолютных деформаций одной зоны контакта шва и куба эллиптической зависимостью

$$\Delta_{1z} = \frac{\bar{\Delta}}{S} \sqrt{S^2 - (S - \sigma)^2}, \quad (1)$$

где  $\bar{\Delta}$  — предельные абсолютные деформации одного участка контакта, см;  $S$  — напряжения, соответствующие деформациям  $\bar{\Delta}$ , МПа;  $\sigma$  — нормальные напряжения в шве, МПа.

С учетом формулы (1) и рекомендаций [2], полные относительные деформации шва можно записать в виде

$$\varepsilon = \varepsilon_{к.п}^{мш} \pm \frac{1}{k_1} \sqrt{k_1 - \left( \frac{\sigma}{R_{к.п}^{мш}} + k_3 \right)^2} + \frac{2\bar{\Delta}}{S \delta_{ш}} \sqrt{S^2 - (S - \sigma)^2}, \quad (2)$$

где  $k_1$ ,  $k_3$ ,  $k_4$  — коэффициенты, определяемые согласно [2];  $\delta_{ш}$  — толщина шва, см;  $\varepsilon_{к.п}^{мш}$  — предельные относительные деформации материала шва в составе комплексных призм;  $R_{к.п}^{мш}$ ,  $E_{к.п}^{мш}$  — прочность и начальный модуль упругости материала шва в составе комплексных призм, МПа.

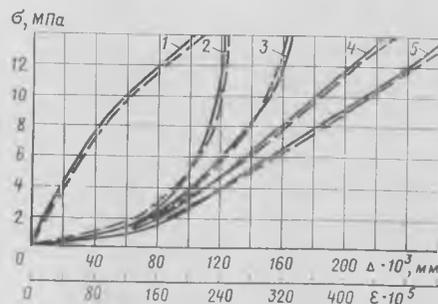


Рис. 2. Деформации комплексных призм  
1 — цементно-песчаный раствор в составе комплексных призм; 2, 3 — зоны контакта кубов и шва для увлажненных и неувлажненных поверхностей кубов; 4, 5 — швы для увлажненных и неувлажненных поверхностей кубов; — — — — теоретические данные; — — — — опытные данные

При отсутствии экспериментальных данных, характеризующих особенности деформирования шва, полные относительные деформации шва между плитами сборных железобетонных перекрытий следует подсчитывать по формуле (2), приближенно принимая:

$$R_{к.п}^{мш} = S = \frac{N_{рш}^T}{100 h_{ш}^2};$$

$$\varepsilon_{к.п}^{мш} = \frac{E_{к.п}^{мш} N_{рш}^T}{100 h_{ш}^2 R_{к.п}^{мш}};$$

$$E_{к.п}^{мш} = E^{мш};$$

$$\bar{\Delta} = C \alpha_{y(t)} \delta_{ш},$$

где  $N_{рш}^T$  — несущая способность контактных стыков [3], Н;  $h_{ш}$  — высота шва, см;  $E^{мш}$  — начальный модуль упругости материала шва, МПа;  $\alpha_{y(t)}$  — деформации усадки материала шва к моменту загрузки [4];  $C$  — коэффициент, характеризующий влияние влагонасыщенности поверхностей плит на предельные деформации контакта перед замоноличиванием швов:  $C=1$  для увлажненных поверхностей плит,  $C=1,5$  для неувлажненных поверхностей.

#### Выводы

Прочностные и деформативные характеристики межплитных швов существенно отличаются от аналогичных характеристик материала шва, определенных по результатам испытаний стандартных кубов и призм.

Прочность шва зависит от его размеров. С увеличением отношения меньшего размера сечения шва к его толщине прочность шва возрастает. На деформативность шва значительное влияние оказывают деформации участков контакта между плитами и швом, зависящие от усадки материала шва и от влагонасыщенности поверхности плит, а также от условий твердения материала шва (наличия или отсутствия пригруза).

При расчетах сборных железобетонных перекрытий с учетом совместной работы элементов необходимо учитывать особенности деформирования межплитных швов.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Васильев А. П., Матков Н. Г., Шериф Х. С. Прочность и деформативность швов на цементном растворе в сопряжениях железобетонных элементов. — Бетон и железобетон, 1972, № 7.
2. Дыховичный А. А. Статически неопределимые железобетонные конструкции. — Киев, Будівельник, 1978.
3. Матков Н. Г. Совершенствование железобетонных конструкций Московского унифицированного каркаса. В кн.: Научно-технический прогресс в Московском строительстве в 11-й пятилетке. М., Знание, 1981.
4. Улицкий И. И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. Киев, Будівельник, 1967.

Ю. А. ИВАШЕНКО, канд. техн. наук; Н. Р. ГАББАСОВ, инж.  
(Челябинский политехнический ин-т)

## Перераспределение моментов в раме с податливыми узлами

Рама состоит из сборных стоек и ригеля двутаврового сечения, имеющих преднапряженную арматуру  $4\varnothing 15\text{К-7}$ . По длине элементов она расположена прямолинейно с учетом восприятия растягивающих усилий по эпюре изгибающих моментов. Высота сечения ригеля по длине постоянная (1000 мм), высота сечения стоек переменная, у фундамента 600 мм.

Момент в узле соединения стоек со свайным фундаментом (узел Б) воспринимается заделкой стойки в стакане и сваркой закладных деталей стакана с ростверком (рис. 1), а в узлах соединения ригеля со стойками (узел А) — сваркой закладных деталей М1 в сжатой зоне плоскости стыка С, в растянутой зоне металлическими шпильками, скрепляющими закладные детали М2. На детали М2 растягивающее усилие с напрягаемой арматуры передается через анкерующие стержни  $3\varnothing 25\text{А-III}$  длиной 1500 мм благодаря сцеплению с бетоном (стык внахлестку) [1, 2].

В Челябинском политехническом институте при содружестве НИИЖБ испытывали две рамы на действие вертикальной кратковременной нагрузки. Она создавалась укладкой грузов на платформы, подвешенные к ригелю, с помощью распределительных устройств, с имитацией наличия подвесного крана. При этом измеряли краевые деформации бетона сжатой и растянутой зон на участках I—IV (см. рис. 1) длиной 500 мм, по которым устанавливали кривизну и величину  $\varphi=500$  1/ρ взаимного угла поворота сечений, ограничивающих участки.

Изгибной податливостью узла А считался взаимный угол поворота сечений, проходящих по грани сжатой зоны узла в плоскости С перпендикулярно к осям ригеля и стойки. Под изгибной податливостью узла Б подразумевался угол поворота сечения стойки, проходящего перпендикулярно ее оси на уровне верха стакана фундамента, относительно земли. Поперечной податливостью узла А считалось горизонтальное смещение стакана в плоскости соединения с ростверком относительно земли. Под условным термином «земля» понимались точки на поверхности

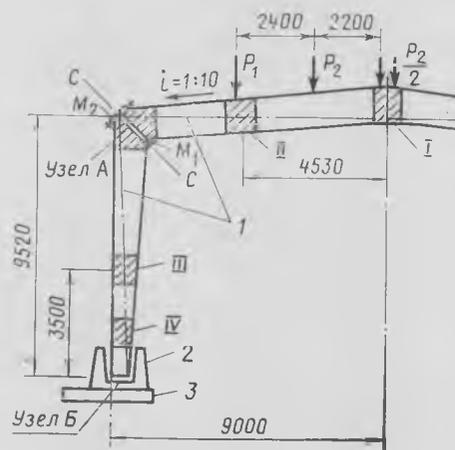


Рис. 1. Схема рамы

I—IV — участки; 1 — ось напрягаемой арматуры; 2 — стакан; 3 — свайный ростверк

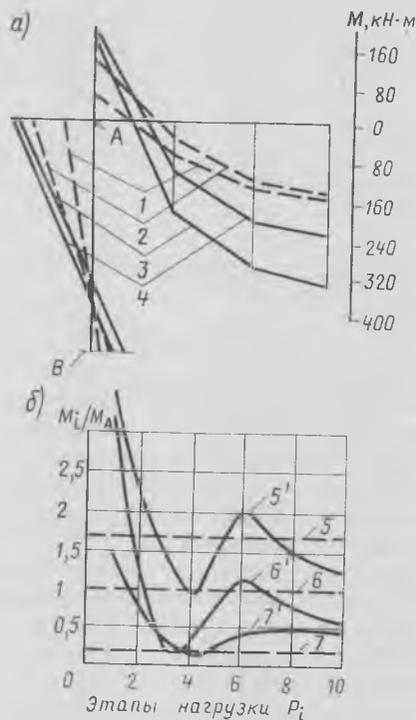


Рис. 2. Перераспределение моментов

а — эпюры изгибающих моментов на различных этапах появления трещин; б — соотношение моментов; 1 — до появления трещин на участке II; 2 — то же, после появления трещин; 3 — до появления трещин в узле А; 4 — то же, после появления трещин; 5, 6, 7 — из упругого расчета для участков I, II, IV с учетом линейной податливости узлов;  $5' \rightarrow M_I / M_A$ ;  $6' \rightarrow M_{II} / M_A$ ;  $7' \rightarrow M_{IV} / M_A$

земли, отдаленные от оси колонны на расстояние 1,5 м в направлении, перпендикулярном к плоскости рамы.

Статическая неопределенность рамы была выявлена при нахождении изгибающих моментов в узлах А и Б. В узле А момент вычисляли умножением суммарного усилия в шпильках, соединяющих детали М2 в растянутой зоне узла, на расстояние до центра сжатой зоны. Усилия в шпильках определяли по показателям тензорезисторов. Момент в узле Б подсчитывали по замеренным краевым деформациям на участке IV в предположении упругой работы бетона (трещины на этом участке отсутствовали).

Закономерности перераспределения моментов устанавливали на основании анализа зависимости  $M-\varphi$  участков стойки, ригеля, узлов А и Б, а также появления и развития трещин.

Первоначально трещины появились на участке II (см. рис. 1), поскольку напрягаемая канатная арматура располагалась там около центра тяжести сечения и создавала небольшие напряжения обжатия растянутых волокон бетона при сравнительно большой напряженности этого участка от действия внешней нагрузки. Образование и развитие трещин на этом участке привело к снижению его изгибной жесткости и соответственно к уменьшению изгибающих моментов на участках I, II и увеличению их в узле А (рис. 2, 3). При дальнейшем повышении нагрузки трещинообразование началось в узле А. При этом рост изгибающего момента приостанавливался и наблюдалось даже некоторое его снижение (см. рис. 3). Одновременно увеличивались моменты на участках I и II. Повторное уменьшение моментов на этих участках при возрастании нагрузки связано с увеличением на участке II пластических деформаций бетона, поскольку уровень напряженности к этому моменту достиг 0,89—0,98. Изгибающий момент в узле А на этой стадии интенсивно повышался. Разрушение произошло вследствие развития наклонных трещин слева от участка II и среза бетона сжатой зоны под силой  $P_1$  при общей нагрузке 538,1 кН. Испытаниями установлено, что узлы

А и Б обладают значительной податливостью. Перед разрушением взаимный угол поворота в этих узлах составил соответственно  $540 \cdot 10^{-5}$  и  $80 \cdot 10^{-5}$  рад, а горизонтальное смещение стакана — 0,6 мм.

Отмечено различие в поведении узла А в раме и отдельно от нее. Из сопоставления кривых видно, что рама стесняет развитие деформаций и вызывает увеличение взаимных углов поворота, несмотря на некоторое снижение момента. Как видно из рис. 3, рост деформативности (податливости) происходил в основном на ниспадающей ветви графика  $M-\varphi$ .

Интересными оказались результаты испытаний, представленные в виде отношения величин моментов на участках ригеля и стойки к моменту в узле А (см. рис. 3). Наблюдалось колеблющееся перераспределение моментов с пролетных участков на узел А, и обратно.

Сопоставление с расчетными результатами, выполненное в предположении упругой работы рамы при учете линейной податливости узлов, выявило значительное расхождение расчетного и опытного соотношения моментов.

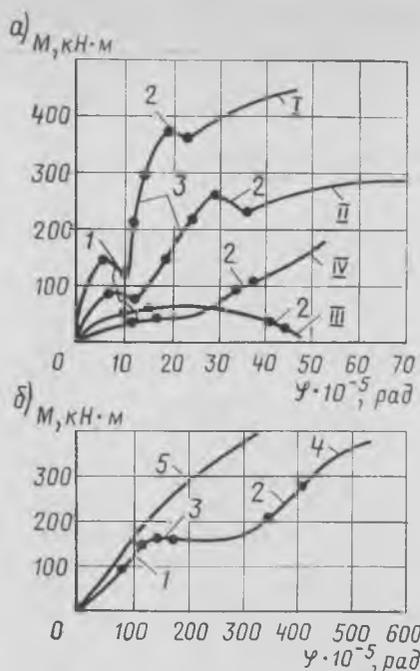


Рис. 3. Графики  $M-\varphi$   
а — на участках I—IV; б — в узле А;  
1 — появление трещин на участке II;  
2 — интенсивное развитие трещин и проявление пластических деформаций на участке II; 3 — появление трещин в узле А; 4 — для сечений, проходящих по грани сжатой зоны узла А перпендикулярно к осям канатной арматуры ригеля и колонны; 5 — то же, при испытании отдельного узла

УДК 69.025

М. З. СИМОНОВ, чл.-корр. АН АрмССР, проф.; А. М. МХИЯН, В. Г. САРКИСЯН, кандидаты техн. наук (АрмНИИСА); В. В. ПАПЯН, инж. (Армгоспроект)

## К применению многопустотных панелей перекрытий увеличенной ширины

Многопустотные панели перекрытий используются в нашей стране с 1936 г. Первоначально их изготавливали только из легкого железобетона, двухпустотными, ограниченной ширины из-за малой грузоподъемности транспортных и монтажных средств и рассчитывали как балочные плиты [1]. Панели из обычного железобетона получили широкое распространение в строительстве, в настоящее время ежегодный объем их производства достигает 100 млн. м<sup>2</sup>.

Стремление к укрупнению сборных элементов привело к увеличению габаритных размеров многопустотных панелей. ГОСТ 9561—76 предусматривает панели длиной 2380—11980 мм, шириной 1190—3580 мм. При столь изменившемся соотношении ширины и длины панелей могут появиться новые схемы их расчета и конструирования.

Рассмотрим условия загрузки многопустотных панелей до укладки их в перекрытие и при эксплуатации. Когда панель висит на четырех тросах, закрепленных за монтажные петли, и загружена только собственной массой, ее следует рассматривать как плиту, свободно опертую на четыре точки. При этом точки опор могут располагаться по углам панели, поскольку в сейсмических районах, например согласно РСТ АрмССР 1168-80, панели снабжены антисейсмическими выпусками в торцах, являющимися одновременно и монтажными петлями.

В эксплуатационных условиях в зависимости от опирания панели следует рассчитывать как балочные плиты (на стены, прогоны, балки и элементы каркаса большей жесткости, чем панели в поперечном направлении); пли-

## Выводы

Экспериментально установлены особенности перераспределения усилий в стержневых статически неопределяемых системах с напрягаемой канатной арматурой, в которых имеются податливые узлы и участки пониженной трещиностойкости и прочности по сравнению с участками в местах действия максимальных моментов. Они заключаются в появлении на диаграмме  $M-\varphi$  ниспадающих ветвей и колеблющегося процесса перераспределения моментов. Эти явления связаны с нелинейной податливостью узлов и взаимным влиянием участков рамы с разными напряжениями.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Ивашенко Ю. А., Кутин Ю. Ф., Габбасов Н. Р. Железобетонные конструкции каркаса одноэтажных промзданий с ограждением из профнастила. — В сб.: Исследования по бетону и железобетону, вып. 493. Челябинск, ЦПИ, 1977.
- Оатул А. А., Кловский Н. И. Долгосрочный договор о творческом содружестве — эффективная форма связи науки с производством. — Промышленное строительство, 1978, № 3.

ты, опирающиеся на четыре угловые точки (на прогоны, балки и элементы каркаса меньшей жесткости, чем панели в поперечном направлении); плиты, опирающиеся по трем сторонам (на стену и ригель или на взаимно пересекающиеся элементы каркаса).

Изготавливать панели, рассчитанные по третьей расчетной схеме, не целесообразно из-за увеличения номенклатуры изделий, а также ввиду разных прогибов их граней (опертых и свободной), поэтому с возрастанием ширины панелей кроме общепринятого расчета по балочной схеме необходим дополнительный расчет как плит, опертых в четырех точках на монтажные и эксплуатационные нагрузки.

Жесткость многопустотных панелей в продольном направлении превышает жесткость в поперечном не более чем на 8%, поэтому для расчета по второму случаю можно использовать формулы и таблицы, приведенные в работе [2], с введением коэффициента Пуассона  $\nu=0,2$ .

На основании этих формул определена допустимая ширина панелей, при которой не требуется установки арма-

туры в поперечном направлении на монтажные усилия. Расчет вели при условии отсутствия трещин. Результаты сравнения приведены в таблице, причем в расчетах принято 70% отпусковой прочности бетона на сжатие;  $R_p^{II}$  по СНиП II-21-75.

Размеры панелей в плане (по ГОСТ 9571—76), мм		Допускаемая расчетная ши- рина панели $b_{доп}$ , мм
$l$	$b_{макс}$	
11 980	1490	1540
11 760	1490	1570
8 980	1790	1010
8 760	2980	1040
7 260	2980	1470
7 180	3580	1480
6 580	3580	1460
6 280	2980	1520
5 980	3580	1580
5 760	2380	1640
5 660	2980	1660
5 380	3580	1730
4 780	3580	1900
4 260	2980	2060
4 180	3580	2100
3 580	3580	2290
2 980	3580	2500
2 760	2980	2570
2 380	3580	2690

Из таблицы видно, что ширина панелей по ГОСТ 9571—76 обычно превышает ширину, при которой панели, опертые по углам, могут выдержать без появления трещин нагрузки, возникающие во время транспортировки и монтажа.

Исходя из этих соображений в случае превышения ширины панели по ГОСТ 9571—76 по сравнению с допускаемым по таблице монтажные петли следует располагать по расчету. Кроме того, при транспортировании панелей точки их опирания должны находиться под монтажными петлями.

## Выводы

Многopустотные панели следует проектировать и конструировать как балочные плиты для экономии металла и бетона. Монтажные петли для подъема многopустотных панелей должны располагаться по расчету из условия, чтобы опирание их при подъеме в четырех точках не изменяло армирование по сравнению с панелями, рассчитанными по балочной схеме.

При транспортировании панелей точки их опирания необходимо располагать под монтажными петлями.

При опирании панелей на гибкие опоры ширина их не должна превышать допускаемых (см. таблицу).

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Симонов М. З. Конструкции и сооружения из легкого железобетона. (Инструкция по проектированию и возведению). Тбилиси, ТНИС, 1937.
2. Галеркин Б. Г. Собрание сочинений. Том II. М., изд-во АН СССР, 1953.

УДК 691.327:691.544

С. Н. АЛЕКСЕЕВ, С. А. МИРОНОВ, доктора техн. наук, профессора;  
С. А. ВЫСОЦКИЙ, канд. техн. наук; И. И. КУРБАТОВА, канд. хим. наук;  
В. Ф. СТЕПАНОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Свойства бетонов на алинитовых цементах

Алинитовые цементы, разработанные в НИИСтромпроекте, существенно отличаются от портландцементов по составу и свойствам. Основной фазой алинитового клинкера является высокоосновный силикат кальция, в кристаллической решетке которого содержатся ионы хлора — алинит [1]. В НИИЖБ исследовали твердение и строительно-технические свойства бетонов на таких цементах, изготовленных на экспериментальных установках НИИСтромпроекта и на Ахангаранской технологической линии. Эксперименты показали, что алинитовые цементы, как правило, содержат от 1,84 до 2,74% хлора (табл. 1), причем наиболее характерно содержание хлора, близкое к верхнему пределу. Отличительной их особенностью являются хорошая способность клинкера к размалыванию и повышенная удельная поверхность. Повышенная дисперсность и наличие ионов хлора в жидкой фазе обуславливают короткие сроки схватывания, которые наступают в 3—5 раз быстрее, чем у портландцементов. Положительным свойством таких цементах является достаточно интенсивный рост прочности во времени (табл. 2), а также способность к росту прочности при близких к 0°C отрицательных температурах. За 28 сут твердения при температуре —5°C бетоны на их основе могут набирать до 30—40% марочной прочности. Это объясняется переходом ионов хлора в жидкую фазу и понижением температуры ее замерзания, что делает целесообразным применение алинитовых цементах при бетонировании в осенне-весенний и зимний периоды. Для алинитовых цементах наиболее характерна марка М400 по ГОСТ 10178—76, обычная для портландцементов.

Опыты проводили на бетонах, приготовленных на гранитном щебне фракции 5—20 мм и речном кварцевом песке с  $M_{кр} = 1,82$ . Для бетонов на

алинитовых цементах сохраняются основные закономерности, свойственные портландцементным бетонам: прямая зависимость прочности от Ц/В (рис. 1) и возрастание водопотребности при увеличении Ц/В из-за повышения вязкости теста. Прочностные характеристики бетонов для условий пропаривания и нормального твердения, а также удельный расход вяжущего на единицу прочности бетона для алинитовых цементах и воскресенского портландцемента различаются незначительно. Тепловая обработка паром бетонов на алинитовых цементах наиболее эффективна. Благодаря быстрому схватыванию и начальному твердению они хорошо сопротивляются

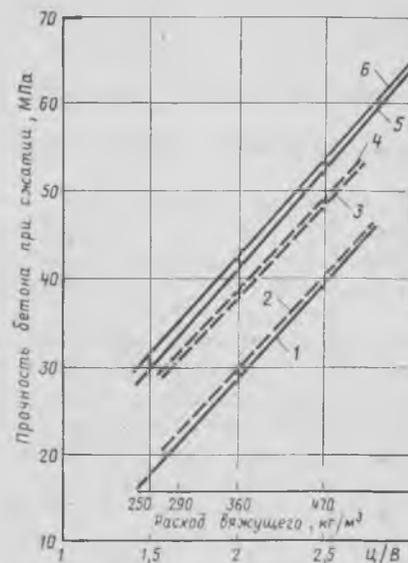


Рис. 1. Влияние Ц/В на прочность бетонов при различных условиях твердения

— бетон на алинитовом цементе партии № 4; — бетон на воскресенском портландцементе; 1, 2 — пропаривание по режиму 2+3+6+2 ч при 90°C; 3, 5 — твердение 28 сут в нормальных условиях; 4, 6 — то же, после пропаривания

тепловому расширению при пропаривании, что сокращает предварительную выдержку перед тепловой обработкой. Оптимальная температура изотермического прогрева для них составляет 90—95°C. После пропаривания по типовому режиму 2+3+6+2 ч с испытанием через 8—10 ч их относительная прочность составляет в среднем 70—80% марочной, что незначительно отличается от соответствующих показателей для портландцементных бетонов. Короткие режимы пропаривания для бетонов на алинитовых цементах более эффективны.

Морозостойкость бетонов на алинитовых цементах, определенная по ГОСТ 10060—76 при трех циклах испытаний в сутки, понижена по сравнению с портландцементными, в том числе с Ахангаранским, наиболее близким к алинитовому по химическому составу сырьевой смеси, и воскресенским цементом. Как следует из табл. 3 и рис. 2, образцы нормального твердения на основе алинитового цемента, приготовленные из умеренно подвижных смесей, не выдерживают более 20—30 циклов испытаний на морозостойкость. В то же

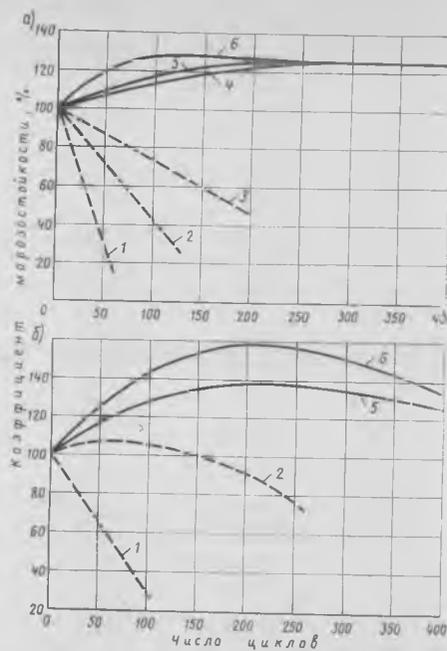


Рис. 2. Морозостойкость бетонов в зависимости от вида вяжущего, условий твердения и состава бетона  
 а — бетон нормального твердения; б — пропаренный бетон;  
 — с добавкой СПД; — — без нее;  
 1, 2, 5, 6 — бетон на алинитовом цементе партии № 5; 3, 4 — бетон на воскресенском портландцементе; 1, 3, 4, 6 — подвижные смеси, 2, 5 — умеренно жесткие смеси.

Таблица 1

№ партии цемента	Химический состав, %									С1	
	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	общий	легкорастворимый	
1	21,37	1,81	5,56	60,99	2,09	0,09	0,04	1,65	1,96	0,34	
2	22,8	2,15	6,16	60,59	2,29	0,08	0,02	1,91	2,21	0,48	
3	22,8	2,1	6,2	60,51	2,15	0,07	0,03	3,12	1,95	0,5	
4	21,81	5	4,4	59,53	2,28	0,05	0,05	2,81	2,6	0,69	
5	21,38	4,12	4,76	60,68	2,94	0,1	0,04	3,35	1,84	0,3	
6	21,66	4,68	5,11	57,32	2,81	0,1	0,02	2,47	2,74	0,34	

Таблица 2

№ партии цемента	Нормальная плотность теста, %	Сроки схватывания, мин		Удельная пористость, см <sup>3</sup> /г	Остаток на сите № 008, %	В/Ц	Распыл. ко- нуса, мм	Прочность в МПа в возрасте, сут			
		начало	конец					1	3	7	28
1	24,5	8	30	4770	27,6	0,38	114,5	21	27,6	36,2	43,7
								4,54	5,35	6,13	6,58
2	24,25	19	34	3970	25,4	0,38	114	19,8	24	32,8	46,4
								4,53	4,6	5,78	6,5
3	25,5	13	28	4740	29	0,39	115	22,7	24	33,4	40,5
								4,82	4,93	5,76	6,56
4	24,25	28	65	4350	12,5	0,35	113	24,7	38	41,4	59,9
								4,37	6,12	7,03	7,79
5	25,25	52	92	3460	7,8	0,37	113	14,3	27,3	36,3	48,9
								4,26	4,54	6,01	6,2
Воскресенский портландцемент	24,25	190	265	3800	8,2	0,38	115	15,7	34,7	36,5	45,4
								3,67	5,9	6,36	7,54

Примечание. Над чертой — прочность при сжатии; под чертой — при изгибе.

время бетон на воскресенском портландцементе, несмотря на низкую морозостойкость, характеризуется большим показателем (см. рис. 2).

Тепловая обработка влияет на морозостойкость бетонов на алинитовых цементах по-разному в зависимости от содержания в бетоне цементного теста и других факторов. Пропаривание незначительно влияет на морозостойкость бетонов из подвижных смесей, однако в некоторых случаях повышает ее до 150 и даже 200 циклов для бетонов из умеренно жестких смесей. Это объясняется незначительными структурными нарушениями таких смесей, смесей при пропаривании и меньшим водоотделением таких смесей, способствующим формированию менее дефектной контактной зоны между заполнителем и растворной частью.

Наиболее эффективно повышает морозостойкость бетонов на алинитовых цементах использование воздухововлекающих добавок, в частности СПД, способствующих образованию резервной пористости, незаполняемой водой при атмосферном давлении и уменьшающей гидравлическое давление воды и кристаллизационное давление льда при замораживании. В бетонах с добавкой 0,015% СПД независимо от вида вяжущего, а также расхода цемента и воды в течение 200—400 циклов происходит дальнейшая гидратация клинкерных зерен, приводящая к росту прочности. Однако необходимо учитывать, что введение добавок снижает прочность бетона (см. табл. 3) и поэтому при подборе состава бетонов необходимо увеличивать расход вяжущего для сохранения неизменной прочности по сравнению с бетонами без добавок.

Особо важное значение приобретают вопросы сохранности арматуры в бетонах на алинитовых цементах, поскольку хлорид-ионы активно разрушают защитные пленки на металле и способствуют интенсивному развитию коррозии арматуры даже при высокой щелочности жидкой фазы бетона.

Проведенные по методике [3] исследования состава жидких фаз твердеющих алинитовых цементов (В/Ц=0,5) показали, что в процессе гидратации ионы хлора переходят в жидкую фазу. Через 10 мин после затворения их концентрация в жидкой фазе цементов партий № 4 и № 6 составила соответственно 240 и 180 мг-экв/л (рис. 3). Достаточно высокая начальная концентрация хлоридов обусловлена наличием легкорастворимых хлорсодержащих соединений, в основном

Таблица 3

Вид вяжущего	Расход составляющих бетона, кг/м <sup>3</sup>				Количество СПЦ, % массы цемента	Содержание воздуха в смеси, %	О. К. /Ж, см/с	Прочность контрольных образцов в МПа в возрасте 28 сут	
	цемента	воды	песка	щебня				нормального твердения	после пропаривания
Алинитовый цемент	356	178	690	1123	0,015	5,5	8/—	30,4	31,7
	364	182	706	1150	—	2,5	7/—	36,4	42,5
	269	148	725	1183	0,015	6,5	—/25—30	34,3	36,1
Воскресенский портландцемент	302	151	740	1207	—	3	—/25	38,9	44
	352	176	683	1112	0,015	8,5	7/—	29,7	—
	362	181	703	1147	—	2	4—4,5/—	39,8	—

Примечание. Содержание воздуха в бетонной смеси определяли объемным методом по ГОСТ 4799—69.

хлористого кальция, который практически полностью переходит в жидкую фазу в течение 1 ч. Однако и после растворения хлористого кальция, в отличие от портландцементов с добавкой  $\text{CaCl}_2$ , в данном случае наблюдается рост концентрации хлоридов в жидкой фазе, обусловленный переходом в нее входящего в структуру алинита хлора.

Поступление хлоридов в жидкую фазу неизбежно до тех пор, пока не прореагирует весь исходный клинкер. Из жидкой фазы хлориды будут выделяться по мере кристаллизации труднорастворимых хлорсодержащих соединений, а фиксируемая в жидкой фазе концентрация хлоридов будет зависеть от соотношения скоростей двух процессов: растворения и кристаллизации хлорсодержащих фаз. Сокращение в ходе гидратации содержания свободной воды будет способствовать повышению концентрации хлоридов в жидкой фазе. Таким образом, в жидкой фазе алинитового цемента всегда будут присутствовать ионы хлора, вызывающие коррозию арматуры в бетонах на их основе.

Это положение подтверждено исследованиями коррозионной стойкости арматуры, проведенными по методике НИИЖБ [4] на семи составах бетона с использованием двух партий алинитового цемента. Расход цемента в исследуемых составах бетона нормального твердения и пропаренного составлял 280, 340, 500 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона. Один состав бетона был изготовлен с добавкой 2%  $\text{NaNO}_2$ . Бетонные образцы подвергали ускоренным испытаниям в режиме переменного увлажнения и высушивания и прямым на открытом стенде в условиях атмосферы Москвы. При ускоренных электрохимических испытаниях состояние стали в бетоне оценивали по характеру анодных поляризационных кривых, а при длительных испытаниях на открытом стенде в

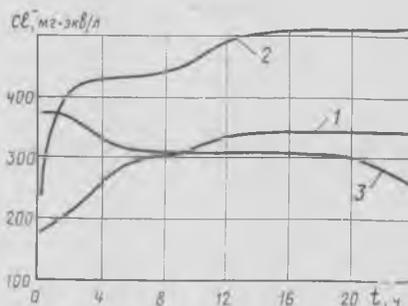


Рис. 3. Содержание хлоридов в жидкой фазе при гидратации цемента

1, 2 — алинитовый цемент соответствующих партий № 6, 4; 3 — белгородский портландцемент с добавкой 1%  $\text{CaCl}_2$

условиях атмосферы Москвы — по площади коррозионного поражения арматуры. Анализ результатов ускоренных электрохимических испытаний пропаренного бетона и бетона нормального твердения состава 1:1,71:3,03 при О.К. = 6 см и  $V/C = 0,48$  на цементе партии № 4 (2,6% хлора) показал (рис. 4), что сразу после пропаривания и через 3 мес хранения в режиме переменного увлажнения и высушивания

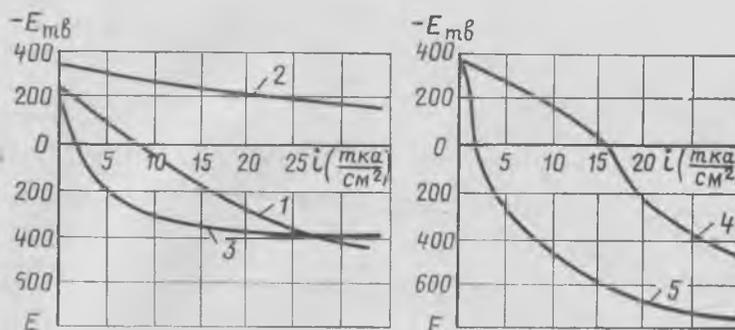


Рис. 4. Анодные поляризационные кривые стали в бетоне на алинитовом цементе партии № 4

1 — после 28 сут нормального твердения без добавки; 2 — после пропаривания без добавки; 3 — то же, с добавкой 2%  $\text{NaNO}_2$ ; 4 — после 3 мес испытаний в режиме переменного увлажнения и высушивания образцов нормального твердения без добавки; 5 — то же, пропаренных образцов с добавкой 2%  $\text{NaNO}_2$

арматура интенсивно корродирует; при этом на стержнях появляется слоистая язвенная коррозия. Наиболее интенсивно коррозия развивается в пропаренном бетоне. В то же время за этот же срок испытания в бетоне с добавкой ингибитора (2%  $\text{NaNO}_2$ ) коррозионных поражений арматуры не обнаружено. Результаты годичных прямых коррозионных испытаний вполне согласуются с результатами ускоренных. Во всех исследуемых составах бетона, кроме бетона с добавкой ингибитора, площадь коррозионных поражений составила от 20 до 90% в зависимости от расхода цемента и условий твердения бетона. Наиболее интенсивная коррозия арматуры наблюдалась в пропаренном бетоне при расходе цемента 280 кг/м<sup>3</sup>. Из изложенного следует, что бетон на алинитовом цементе является агрессивной средой по отношению к стальной арматуре. Коррозия арматуры интенсивно развивается и носит язвенный характер. При этом площадь коррозионных повреждений арматуры в бетоне нормального твердения в 1,5—2 раза меньше, чем в пропаренном бетоне. Введение ингибитора коррозии ( $\text{NaNO}_2$ ) тормозит коррозионные процессы, однако длительность его действия в карбонизированном бетоне требует дополнительного изучения.

Исследования опытно-промышленных партий алинитового цемента, выпущенных в 1980—1981 гг. на Аханганской технологической линии, также свидетельствуют о высокой концентрации хлоридов в жидкой фазе, интенсивной коррозии арматуры и пониженной морозостойкости бетона.

Результаты проведенных исследований позволяют рекомендовать алинитовые цементы главным образом для

изготовления неармированного бетона (монолитные облицовки каналов, полы промзданий, покрытия дорог, стеновые камни и блоки и другие неотчетственные изделия и конструкции), с учетом его пониженной морозостойкости. Кроме того, их можно использовать для приготовления кладочных растворов. Для повышения морозостойкости бетонов на основе таких цементов рекомендуется вводить воздухововлекающие

добавки. В опытном порядке бетоны на алинитовых цементах допускается применять в слабоармированных железобетонных конструкциях (панелих внутренних стен и перегородок жилых и общественных зданий при относительной влажности воздуха не более 60%; плитах облицовок оросительных каналов, тротуарных и дорожных плитах, фундаментах малоэтажных зданий и оборудования).

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Нудельман Б. И. Клинкорообразование в расплаве хлористого кальция. Труды VI Международного конгресса по химии цемента. I. I. М., Стройиздат, 1976.
2. Свещицкий А. С., Бун И. М., Сагдуллаев Х. Х. и др. Строительно-технические свойства алинитовых цементов и бетонов. — Цемент, 1980, № III.
3. Курбатова И. И. Химия гидратации портландцемента. М., Стройиздат, 1977.
4. Алексеев С. Г., Степанова В. Ф. Руководство по обеспечению сохранности арматуры в конструкциях из бетона на пористых заполнителях в агрессивных средах. М., НИИЖБ, 1979.

УДК 691.327:539.4

Р. Л. СЕРЫХ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Влияние водонасыщения на прочность бетона при сжатии

По проблеме влияния водонасыщения на прочность бетона при сжатии сделан достаточно емкий обзор [1], однако проведенные в последние годы исследования показывают, что этот вопрос требует более внимательного рассмотрения. В большинстве исследований прочность бетона при сжатии в водонасыщенном состоянии определена путем испытаний кубов или кернов, выбуренных из массивов. Поскольку условия испытаний и размеры образцов сказываются на полученных результатах, представляется, что методически правильным для выявления искомой характеристики является проведение испытаний на призмах квадратного или цилиндрах круглого сечения с отношением высоты к ширине (диаметру) не менее 4. При этом влияние припорных участков на прочность является однозначным по от-

ношению к размеру образца, а также представляется возможность обеспечить однородное напряженное состояние в средней его части.

Кроме того, полученные характеристики призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона являются наиболее достоверными и могут быть использованы в расчетах элементов бетонных и железобетонных конструкций. Большое внимание должно быть уделено продолжительности водонасыщения, а также контролю влагосодержания в бетоне, необходимых для объективной оценки изменения его механических характеристик.

На рис. 1 показаны графики изменения прочности при сжатии различных бетонов, водонасыщаемых в течение длительного времени. Характерным для всех бетонов является

резкое снижение прочности в первые 4 сут увлажнения, по аналогии с данными [1—3]. Независимо от того, подвергался бетон предварительному высушиванию до условно-нулевой влажности или имел естественную влажность к моменту действия воды, его прочность уменьшается примерно на одну и ту же величину (кривые 1 и 7). Понижение прочности связано в основном с адсорбционным расклинивающим действием воды в дефектах структуры бетона. По мере заполнения пористой структуры водой сглаживается эффект ее расклинивающего действия, кроме того, уменьшается поверхностная энергия в узких щелях структуры за счет увеличения толщины мономолекулярных слоев. Вода, являясь поверхностно-активной средой, по мере действия на бетон уменьшает внутреннее напряженное состояние

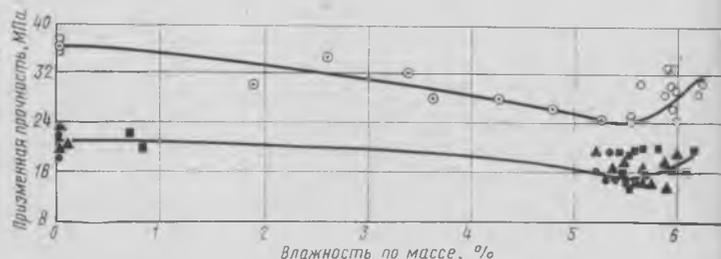
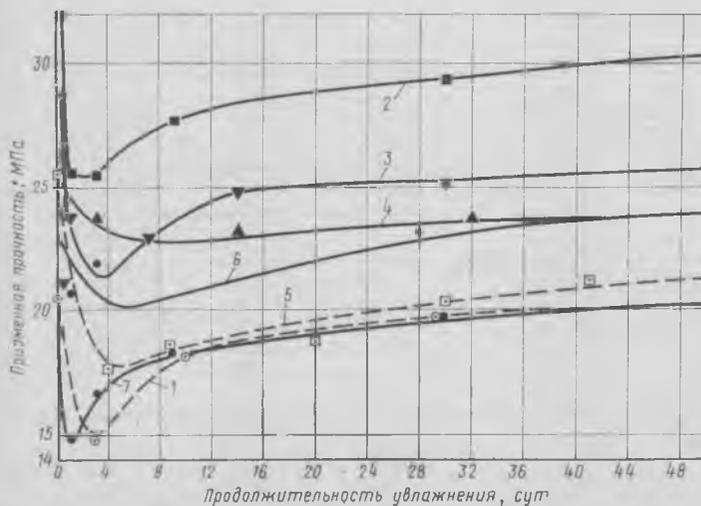


Рис. 2. Изменение прочности бетона от его влажности при водонасыщении  
■, ●, ○ — тяжелый предварительно высушенный бетон; ▲ — то же, увлажненный

Рис. 1. Изменение прочности бетона при длительном увлажнении

1, 2 — тяжелый предварительно высушенный бетон; 3 — туфобетон; 4, 6 — бетон на литоидной пемзе; 5 — тяжелый бетон (данные [2]); 7 — тяжелый бетон естественной влажности (данные автора)

вызванное предшествующим развитием усадки и неравномерным распределением поля влажности, а также способствует разбуханию гелевой составляющей цементного камня и уплотнению структуры [4].

По-видимому, приведенными обстоятельствами можно объяснить паличие восходящих ветвей на графиках (см. рис. 1). Интенсивное развитие процесса гидратационного твердения бетона, якобы имеющее место через 1—6 сут вслед за уменьшением его прочности при водонасыщении, маловероятно, так как большая часть цементных зерен практически уже прогидратирована, а для бетона зрелого возраста эта часть составляет не менее 90%. Однако нельзя полностью исключить увеличение прочности бетона за счет продолжающейся гидратации цемента, но влияние этого процесса должно сказаться только при длительном увлажнении. К примеру, это имело место в опытах [2], когда прочность бетона через 18 мес хранения в воде увеличилась в 2 раза по сравнению с начальной.

Проведенные нами опыты на тяжелом бетоне в двухлетнем возрасте, твердевшем при температуре  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  и относительной влажности  $60 \pm 5\%$ , показали, что призмная прочность при водонасыщении в течение 90 сут меньше исходной, однако наблюдается тенденция к ее возрастанию. Аналогичные показатели для тяжелого бетона были ранее получены [2]. Характер изменения прочности водонасыщаемых бетонов на пористых заполнителях практически не отличается от тяжелых бетонов, на графике увеличения их прочности наблюдается более пологая ветвь (кривые 4, 6, рис. 1).

Процесс изменения прочности бетона при водонасыщении должен обязательно сопровождаться определением его влажности. Для всех бетонов характерно резкое увеличение влажности при прямом контакте с водой. Так, для бетона естественной влажности ( $W = 0,71\%$ ) при контакте с водой в течение 1 ч влагосодержание по массе увеличивается в 4—5 раз ( $W = 2,8—3,5\%$ ), а через 1 сут увлажнение влагосодержание возрастает до 4,8—5,4%. Испытания показывают, что при контакте бетона с водой условно-полное водонасыщение достигается через 50—75 сут. Примерно к этому же сроку наблюдается заметное уменьшение скорости нарастания прочности водонасыщаемого бетона. Как следует из работы [5], прочность бетона изменяется в зависимости от влажности его ядра  $W_{\text{д}}$  и средней влажности  $W_{\text{ср}}$ . При этом чем выше разность  $W_{\text{д}} - W_{\text{ср}}$  при испарении влаги, тем существеннее может быть изменение прочности. Исключение градиента влажности дает истинное значение прочности, а при  $W_{\text{ср}}$  выше  $W_{\text{д}}$  может наблюдаться увеличение прочности бетона. Последнее обстоятельство имеет место при водонасыщении, когда влажность поверхностных слоев бетона выше, чем ядра.

Построение обобщенного графика зависимости прочности бетона от его влажности при водонасыщении показывает стабильное уменьшение прочности до определенного значения влажности (рис. 2). Экстремальное значение влаж-

ности бетона, соответствующее минимальной прочности, находится в очень узком интервале — 5,5—5,6%. Дальнейшее повышение влажности приводит к увеличению прочности, причем для бетонов с большей исходной прочностью эффект ее увеличения при водонасыщении более ярко выражен. Испытания показали, что влияние начальной влажности бетона, твердевшего в естественных условиях и впоследствии подвергнувшегося действию воды, на характер зависимости  $R_{\text{пр}} - W$  не существенно. Следует отметить, что при испытаниях при влажности, близкой к экстремальной, наблюдается значительный разброс результатов, что связано с возрастанием неоднородности при водонасыщении капиллярно-пористой структуры бетона.

Изменение модуля упругости водонасыщаемого бетона в определенной степени повторяет картину, полученную в наших опытах для прочности и в опытах [2, 4]. В экстремальной точке, приходящейся на первые трое суток увлажнения бетона, имеет место уменьшение модуля упругости до 20%. Дальнейшее водонасыщение приводит к увеличению модуля упругости, для тяжелого бетона к 5—6 сут его значение превышает исходное. У бетона на легких заполнителях восходящая ветвь кривой более пологая, но все же значение модуля упругости водонасыщенного бетона на отдаленные сроки водонасыщения равно или выше начального.

В целом картина развития деформаций бетонов естественной влажности и водонасыщенного при осевом сжатии различается, в том числе и значениями предельных деформаций при разрушении, которые для водонасыщенного бетона оказываются больше на 10—15%. Это обусловлено развитием и последующим объединением трещин, созданием нового фронта и значительным уменьшением энергии на образование разрушения за счет расклинивающего действия поверхностно-активной среды.

### Выводы

Результаты испытаний показывают, что прочность и деформативность бетона существенно зависят не только от степени водонасыщения, но и от продолжительности действия воды — среды. При этом стабильного уменьшения прочности бетона при водонасыщении не наблюдается, а при соответствующих условиях прочность увеличивается, даже превышая начальную. Модуль упругости бетона при значительной продолжительности его водонасыщения может превышать исходное значение на 20—25%.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Циолосани З. Н. Усадка и ползучесть бетона. Изд-во «Мецниереба», Тбилиси, 1979.
2. Карапетян К. С. О вторичном твердении и изменении анзотропных свойств бетона при его водонасыщении. Доклады АН АрмССР, т. VII, № 3, 1973.
3. Мальцов К. А. Влияние водонасыщения на прочность бетона. — Гидротехническое строительство, 1954, № 8.
4. Милейковская К. М. Влияние водонасыщения бетона на его прочность и деформации. — Гидротехническое строительство, 1960, № 4.
5. Вишневецкий Г. Д. К вопросу о влиянии влажности на прочность бетона. ВНИИГ им. Б. Е. Веднеева, т. 82. М., — Л., Энергия, 1966.

## Авторские свидетельства

№ 31\*

№ 857401. В. Н. Биенко, В. П. Варущенко, В. В. Соусь и А. Г. Шеремет. ПКБ Минсельстроя БССР. Устройство для перемещения горизонтально скользящей опалубки.

№ 857403. В. В. Домнин и В. Н. Аржанов. Уральский НИИ коммунального хозяйства. Способ предварительного натяжения арматурных каркасов типа ферм.

№ 857404. А. В. Андрейченко, С. А. Мадатян, В. Д. Досюк и др. КТБ промстройиндустрии и НИИЖБ. Устройство для предварительного натяжения арматурных стержней.

№ 857409. В. И. Карев, А. А. Литвак, В. М. Пятенков и др. ПТТ Элеватороргстроя. Предварительно-напряженный железобетонный элемент для хранилищ.

№ 32

№ 859572. Ю. А. Поволоцкий, Н. Н. Завражин, В. А. Анзигитов и С. В. Савельев. Устройство для обработки бетонных поверхностей. № 859574. Б. И. Комаров, И. А. Тоцилов, И. К. Пукенец и И. И. Логинов. ПТТ Оргтехстроя. Опалубка для замоноличивания вертикальных и угловых стыков.

№ 33\*

№ 861068. В. В. Цыро и А. А. Фокин. СКТБ индустрии промышленности строительства и транспорта бетонной смеси.

№ 861069. В. М. Колпаков, В. А. Евстратов, В. П. Федотов и др. Арретир к устройству для дозирования компонентов бетонной смеси.

№ 861521. А. Л. Крайцер, В. С. Лахтин, Б. В. Фадин и др. Оргэнергострой. Шатер для бетонирования массивных сооружений.

№ 861620. А. Н. Казаков, И. П. Черкасов, В. Н. Петухов и Н. И. Казаков. Установка для нанесения набрызгбетона.

№ 861621. А. Х. Ли. Устройство для нанесения набрызгбетона.

№ 861622. В. Т. Глушко, Г. С. Пиньковский, П. Т. Резниченко и А. В. Штепа. Ин-т геохимической механики АН УССР. Установка для приготовления и набрызга бетонной смеси на поверхность выработки.

№ 861625. Г. П. Копышев, А. И. Кулаев, С. В. Шутенков и др. Таджикское управление Гидроспецстроя. Устройство для бетонирования лотка тоннеля.

\* См.: Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981.

УДК 691.327:666.973.2:666:64-492.3(571.6)

Л. А. КУЗНЕЦОВА, канд. техн. наук; В. С. ЕРМИЛОВА, О. И. ОВЧАРЕНКО, С. А. БЕРЕЗЮК, инженеры (ДальНИИС); В. Р. КРАВЕЦ, Н. А. ГОЛИК, инженеры (ЖБИ-2 треста «Железобетон» Главвладвостокстроя)

## Керамзитозолопенобетон для наружных стен (опыт строительства на Дальнем Востоке)

Из-за сложных климатических условий Дальнего Востока к наружным стеновым панелям предъявляются более жесткие требования по отпуску и сорбционной влажности сопротивлению теплопередаче, воздухо- и водонепроницаемости и морозостойкости. Это обусловлено тем, что летом выпадают частые косые дожди (80—90%) из-за сильного ветрового напора и влажность составляет 85—96%, а зимой — повышенная солнечная радиация и частые переходы через 0°C. Летом панели практически не сохнут, а зимой подвергаются периодическому замораживанию и оттаиванию.

Основным видом ограждения является однослойная керамзитобетонная панель. Качество панелей из обычного керамзитобетона, выпускаемых в настоящее время, не отвечает техническим требованиям.

Учитывая то, что керамзитовый гравий имеет объемную массу 500 кг/м<sup>3</sup> и более, а керамзитовый песок на Дальнем Востоке почти отсутствует, добиться плотности бетона при малой объемной массе можно только при использовании мелких пористых заполнителей: золы, пемзы, перлитового песка. Наиболее влагоемки и меньше влияют на

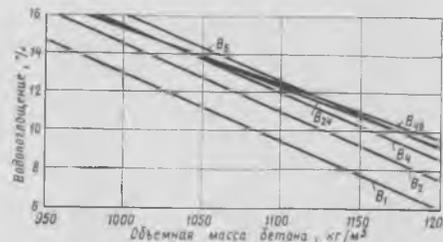


Рис. 1. Зависимость водопоглощения от объемной массы керамзитозолопенобетона  
 $B_1 = 46,72 - 0,032 \gamma_6 \text{ сух}$ ;  $B_2 = 50,74 - 0,034 \gamma_6 \text{ сух}$ ;  $B_3 = 52,34 - 0,0346 \gamma_6 \text{ сух}$ ;  $B_4 = 54,37 - 0,036 \gamma_6 \text{ сух}$ ;  $B_5 = 48,55 - 0,0306 \gamma_6 \text{ сух}$ ;  $B_6 = 48,48 - 0,0306 \gamma_6 \text{ сух}$ , коэффициент корреляции  $r = 0,78$

отпускную влажность бетона золы (зола-унос и золы гидроудаления). Кроме того, керамзитобетон с золой обладает меньшей сорбционной влажностью, чем с перлитовым или пемзовым песком. Но использование золы в максимальном количестве, необходимом для создания плотной структуры, повышает объемную массу и остаточную влажность бетона, поэтому для снижения этих характеристик можно применять воздухо-

вовлекающие и пенообразующие добавки: СНВк, алкил-сульфаты первичных и вторичных жирных спиртов, смачиватели ОП-7, ОП-10 и др. При комплексном использовании золы с поризующей добавкой бетонная смесь характеризуется отличной удобоукладываемостью, а затвердевший бетон — однородной плотной структурой.

Химический состав золы-уноса и золы гидроудаления, полученных при сгорании бурых углей, приведен в табл. 1. Эти золы являются хорошими стабилизаторами пены, а введение их в количестве от 30 до 50% расхода цемента повышает прочность бетона. Так, стойкость пены в цементном тесте при введении золы-уноса повышается на 12% по сравнению со стойкостью пены в цементном тесте.

Физико-механические характеристики золы

	Зола-унос	Зола гидроудаления
Плотность, г/см <sup>3</sup>	1,91—2,3	2,13—2,27
Объемная насыпная масса, кг/м <sup>3</sup>	600—700	790—930
Удельная поверхность, см <sup>2</sup> /г	2500—3000	—
Модуль крупности	—	1,1
Количество несоревших частиц, %	3,8	1,9—2,5

Действие разновидностей зол как стабилизатора технической пены неодинаково. Зола-унос наиболее эффективна как активный микрозаполнитель и менее — как стабилизатор по сравнению с золой гидроудаления. При использовании золы гидроудаления из отвалов расход цемента на 10—20% выше, чем при использовании золы-уноса.

Из пенообразующих добавок наиболее эффективна добавка СНВк (смола нейтрализованная воздухововлекающая кедровая). Эта добавка менее других снижает прочность бетона, особенно при использовании высокоалюминатного цемента. Использование в комплексе золы-уноса и технической пены на основе СНВк позволило получить керамзитозолопенобетон с хорошими эксплуатационными свойствами. Составы бетона и его характеристики приведены в табл. 2.

Керамзитозолопенобетон характеризуется достаточной морозостойкостью (не менее Мрз 35), хорошим сопротивлением водопоглощению и защитным действием по отношению к арматуре. Деформации усадки пропаренного бетона на золе гидроудаления в возрасте 28 сут составляют 0,137, а в возрасте 65 сут — 0,275 мм/м. Зависимость водопоглощения керамзитозолопенобетона от его объемной массы (рис. 1) носит линейный характер и имеет общий вид  $B_i = a - b\gamma_6$ , где  $i$  — срок определения водопоглощения (1, 2, 4, 6, 24 и 48 ч). С ростом объемной массы водопоглощение снижается. При объемной массе менее 1100 кг/м<sup>3</sup> интенсивное водопоглощение идет в течение 4 ч, дальнейшее нахождение образцов в воде незначительно повышает водопоглощение. Увеличение объемной массы бетона на 100 кг/м<sup>3</sup> снижает водопоглощение на 3%. Для керамзитозолопенобетона наблюдается линейная зависимость коэффициента теплопроводности от весовой влажности (рис. 2). Прирост коэффициента теплопроводности на 1% влажности керамзитозоло-

Таблица 1

Вид золы	Окислы					
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO
Зола-унос	57,96	26,5	7,87	—	0,7	0,6
Зола гидроудаления	59	18,5	11,6	0,8	3,22	1,51

Таблица 2

цемент	Расход составляющих бетонной смеси, кг на 1 м <sup>3</sup>				Объем вовлеченного воздуха, %	Объемная масса, кг/м <sup>3</sup>	Прочность при сжатии, МПа	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·К)	
	керамзита фракций, мм	раствора СНВк 1%-ной концентрации, л	зола	воды, л					
	0—5	0—20							
Зола-унос									
200	—	650	100	20	170	29	980	6,8	0,266
206	125	635	103	26	190	19,3	1100	11,8	0,299
200	112	601	100	25	180	24	1050	7,5	0,294
196	224	575	98	20	177	17	1120	9,9	0,306
Зола гидроудаления									
220	90	525	100	20	140	30	1000	5,8	0,276
240	306	360	96	24	170	27	1050	7,5	0,290
260	274	360	104	26	160	28	1050	9,8	0,296

золопенобетона составляет 0,007 Вт/(м·К).

Использование керамзитозолопенобетона при изготовлении наружных стеновых панелей сейсмической серии на заводе ЖБИ-2 треста «Железобетон» Главладвостокстроя значительно улучшило их качество, обеспечило технические требования по тепло-, водо- и воздухозащите. Приготовление керамзитозолопенобетона в заводских условиях осуществляется в смесителе принудительного действия, куда подаются керамзитовый гравий, зола-унос, цемент и вода затворения, перемешиваемые в течение 3,5—4 мин, а затем техническая пена из пеногенератора, установленного над смесителем, после чего смесь перемешивается еще 1 мин. Зола-унос подается в дозаторное отделение пневмонасосом и дозируется аналогично цементу.

Пена готовится из 1% рабочего раствора СНВк, подаваемого жидкостным дозатором с датчиком уровня «поплавок» типа в специальном пеногенераторе, сконструированном на заводе. Пеногенератор состоит из цилиндра диаметром 600 мм, поршня с пневматическим приводом, рамки для взбивания пены, электродвигателя с ременной передачей. Число оборотов двигателя 1000, рамки — 300 об/мин. Продолжительность приготовления пены

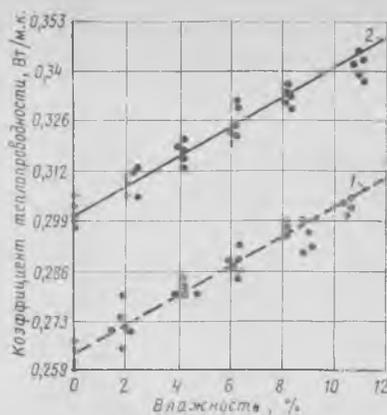


Рис. 2. Зависимость коэффициента теплопроводности от влажностной пористости керамзитозолопенобетона марок М75—М100

1, 2 — соответствуют номерам составов табл. 1 при  $\lambda$  соответственно равному  $0,301 + 0,007w_B$  и  $0,266 + 0,0063w_B$ . Коэффициент корреляции  $r=0,98$

2,5—3 мин. Керамзитозолопенобетонная смесь пластична, однородна, не расслаивается при транспортировании и укладке, хорошо заполняет форму, быстро уплотняется на вибростолу. Выдержка бетона до укладки жесткого фактурного раствора составляет 1,5—2 ч,

общая выдержка до термообработки в щелевой пропарочной камере находится в пределах 3—3,5 ч, что соответствует установленному технологическому циклу.

В 1980—1981 гг. на заводе ЖБИ-2 изготовлено свыше 8 тыс. м<sup>3</sup> керамзитозолопенобетона, что позволило снизить расход цемента на 50 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона, обеспечить необходимую плотность бетона, уменьшить трудозатраты при формировании наружных стен. Фактический экономический эффект составил 43 тыс. р.

### Выводы

Полученный керамзитозолопенобетон отличается использованием воздухововлекающей добавки СНВк в виде технической пены и золы в качестве стабилизатора пены и мелкого заполнителя в конструкционном теплоизоляционном бетоне. Физико-механические характеристики, а также морозостойкость, водопоглощение и теплопроводность керамзитозолопенобетона свидетельствуют о высоких эксплуатационных качествах бетона в ограждающих конструкциях.

Внедрение керамзитозолопенобетона в систему Главладвостокстроя позволило значительно улучшить качество панелей наружных стен, обеспечить экономию цемента и получить значительный народнохозяйственный экономический эффект.

УДК 666.972.16

В. А. ПИСКАРЕВ, Е. Г. ВЕЛИЧКО, К. А. МАВРИН, кандидаты техн. наук (ВНИИЖелезобетон);  
А. А. КАЛЬГИН, канд. техн. наук (ВЗИСИ)

## Комплексные добавки в производстве труб методом радиального прессования

Внедрение на заводах сборного железобетона высокопроизводительных технологических процессов изготовления железобетонных и бетонных труб необходимо для быстрого роста объемов их производства и полного удовлетворения потребностей народного хозяйства в этой продукции.

Одним из эффективных способов производства безнапорных труб диаметром 300—1200 мм является радиальное прессование. Производительность выпускаемых промышленностью станков радиального прессования составляет 7—20 труб/ч. После формования производится немедленная распалубка труб, а затем тепловая обработка в течение 12—14 ч при температуре изотермического прогрева 80—85°C. Немедленная распалубка требует применения смеси постоянной жесткости (110—115 с по техническому вискозиметру) и не позволяет использовать пластифицирующие добавки ни отдельно, ни в комплексе с ускорителями твердения.

Применительно к рассматриваемой технологии было исследовано использо-

вание комплексных добавок для улучшения физико-механических характеристик бетона, сокращения продолжительности и температуры тепловой обработки, а также экономного расходования цемента. Исследовали низко- и среднеалюминатные цементы марки М500 Белгородского и Воскресенского заводов. Для приготовления смеси применяли песок Академического карьера ( $M_{кр}=2,65$ ) и гранитный щебень фракции 5—10 мм Питкрянского месторождения. Доля песка в объеме заполнителя составляла 0,7. Расход цемента — от 350 до 500 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона с интервалом 50 кг. Прочность бетона труб по ГОСТ 20052—81 и ГОСТ 6482.0—79 должна составлять 40 МПа. Пластификаторы «10-03» и «30-03» и на основе лигносульфонатов (СДБ) использовали в комплексе с сульфатом натрия и ННХК.

Исследования проводили на образцах размером 10×10×10 см, отформованных на лабораторной виброплощадке с пригрузом 80 г/см<sup>2</sup>. Образцы твердели в естественных условиях при темпера-

туре 18—20°C, а также пропаривались по режиму 1,5+2+2+0 ч при температуре изотермического прогрева 40, 60 и 80°C. Сразу после тепловой обработки, через 2 ч, в возрасте 1 сут и 28 сут их испытывали на прочность при сжатии.

Результаты показали, что введение комплексных добавок позволяет получать отпускную прочность бетона труб сразу после термовлажностной обработки в течение 4—6 ч при температуре изотермического прогрева 40—60°C.

Влияние комплексных добавок на кинетику роста прочности бетона в зависимости от температуры твердения показано в табл. 1. Расход цемента составлял 450 кг/м<sup>3</sup>.

Установлено, что для получения отпускной прочности бетона за 4—6 ч ускоритель твердения — сульфат натрия в комплексе с лигносульфонатом наиболее целесообразно использовать при температуре изотермического прогрева 80°C, а с «10-03» и «30-03» — от 60°C и выше. При температуре тепловой обработки бетона 40°C наибольший эффект получается при использовании комплексных добавок с ускорителем твердения ННХК. В этом случае прочность бетона в ранние сроки твердения превышает прочность контрольного состава более чем в 2 раза.

При твердении образцов с комплексными добавками в естественных условиях отпускную прочность бетона можно получить за 16—20 ч твердения, а марочную — в суточном возрасте. Влияние комплексных химических добавок на кинетику роста прочности бетона,

Вид добавки	Предел прочности при сжатии* в МПа при температуре изотермического прогрева, °С											
	40				60				80			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Контрольный состав	9,1	10,2	25	64,5	19,1	23,5	32,8	73,3	18,2	21,8	28,3	58,4
«10-03» + ННХК	23,1	26,8	38,9	69,6	24,9	28,7	39,8	73,9	24,6	30,7	44,6	66,4
«10-03» + сульфат натрия	15,9	20,7	43,7	69	37,3	42,5	49	76,6	32,7	36,5	31	68
«10-03» + НИХК	22,6	26,3	37,4	68,5	24,2	27,2	37,4	73,8	24,3	30,9	45,8	67,6
«30-03» + сульфат натрия	16,4	21,6	41,9	68,8	36,4	40,3	48,7	75,1	30,9	36,4	52,2	69,6
Лигносulfонат + ННХК	28,7	37,7	46,2	70,8	25,5	47,5	57,6	74,2	23,9	28,2	37	61,2
Лигносulfонат + сульфат натрия	16,7	21,9	41,5	67,8	24,2	31,8	42,9	73,9	28,7	35,1	48,8	71,3

\* Четыре значения — соответственно в горячем состоянии, через 2 ч, 24 и 28 суток.

Таблица 2

Вид добавки	В/Ц	Объемная масса бетонной смеси, кг/м³	Предел прочности бетона при сжатии (МПа) в возрасте			
			12 ч	14 ч	24 ч	28 сут
			Контрольный состав	0,3/0,34	2383/2386	6,9/9,1
«30-03» + ННХК	0,285/0,295	2406/2393	11,2/11,4	17,4/12,8	31,6/26,7	65,4/49,1
«10-03» + сульфат натрия	0,28, 0,29	2410/2400	12,3/12,3	19,1/14,4	36,1/28	64,9/49,3
«30-03» + ННХК	0,285/0,315	2414/2412	11,3/11,9	16,1/15,7	30,8/29	64,9/56,9
«30-03» + сульфат натрия	0,28	2420	12,6	17	35	67,5
Лигносulfонат + ННХК	0,275/0,285	2417/2404	8,4/10,8	12,3/13,1	28,3/26,9	66,1/48,2
Лигносulfонат + сульфат натрия	0,27/0,28	2420/2407	8,5/12	13,6/14,7	31,9/29,2	65,8/47,8

Примечание. Перед чертой — на белгородском, после черты — на воскресенском цементе.

Таблица 3

Состав	Расход цемента, кг/м³	В/Ц	Объемная масса, кг/м³	$R_{ж}$ , МПа, при естественном твердении через				$R_{сж}$ , МПа, при $T = 40^\circ\text{C}$ в возрасте		
								сразу после ТО		
				12 ч	16 ч	24 ч	28 сут	4 ч	28 сут	
Контрольный	510	0,41	2485	18,9	21,2	28,1	44,2	31,2	32,5	46,1
С добавкой лигносульфонат + сульфат натрия	510	0,382	2525	22,8	35,3	42,2	60	38,6	44,6	55,1
Тот же	444	0,382	2527	27,2	31,2	38	57,1	34,5	36,8	49,1

твердеющего в нормальных условиях при расходе цемента 450 кг/м³, показано в табл. 2.

Введение комплексных химических добавок на основе лигносульфонатов и суперпластификаторов позволяет снизить В/Ц в пределах 0,15—0,06, а также способствует увеличению объемной массы бетона на 1,5—3%. Известно, что добавки лигносульфонатов в пластичные бетонные смеси увеличивает их воздухововлечение до 3%. Это является положительным аспектом применения лигносульфонатов в жестких бетонных смесях.

Изучение морозостойкости бетонов исследуемых составов показало, что через 300 циклов попеременного замораживания и оттаивания коэффициент морозостойкости образцов контрольного состава был равен 0,91, соответственно с «10-03», «30-03» и лигносульфонатом в комплексе с сульфатом натрия — 0,92; 0,88 и 1,12.

При значительной стоимости и дефицитности суперпластификаторов в производстве бетонов и сборного железобетона из жестких бетонных смесей (более 100 с) наиболее целесообразно использовать комплексные добавки на основе лигносульфонатов.

Полученные результаты проверены на опытно-промышленной установке Опытного завода ВНИИЖелезобетона и в условиях Екабпилсского производственного объединения строительных материалов, Гниванского СЗЖБК и Горьковского завода ЖБИ № 5. Результаты испытания бетона труб на Екабпилском производственном объединении строительных материалов представлены в табл. 3.

Результаты производственных испытаний показали, что введение в состав бетонной смеси лигносульфонатов в комплексе с сульфатом натрия увеличивает предел прочности на растяжение при раскалывании более чем на 50% и позволяет получать марочную прочность бетона в суточном возрасте без тепловой обработки с одновременной экономией 13% цемента. Экономический эффект от внедрения лигносульфонатов в комплексе с ускорителями твердения составит до 3 р. на 1 м³ бетона.

Результаты производственных испытаний показали, что введение в состав бетонной смеси лигносульфонатов в комплексе с сульфатом натрия увеличивает предел прочности на растяжение при раскалывании более чем на 50% и позволяет получать марочную прочность бетона в суточном возрасте без тепловой обработки с одновременной экономией 13% цемента. Экономический эффект от внедрения лигносульфонатов в комплексе с ускорителями твердения составит до 3 р. на 1 м³ бетона.

## Строительное производство

УДК 69.003.123:624.012.4:624:93

Ю. С. ОСТРИНСКИЙ, канд. техн. наук;  
Н. А. МАШКОВА, инж. (НИИЭС)

### Затраты труда при возведении сборно-монолитного здания

(на примере строительства экспериментального объекта)

В Кишиневе осуществлено строительство 12-этажного сборно-монолитного жилого дома для малосемейных, конструктивные решения и технология возведения которого предложены и разработаны трестом Оргстрой Минстроя МолдССР [1]. Здание имеет монолитные внутренние стены (поперечные с малым шагом и продольные), сборно-монолитные наружные стены, сборные перекрытия и плиты лоджий. Конструкция наружных стен включает сборные панельные скорлупы, состоящие из армированного фактурного слоя и утепляющей прослойки из крупнопористого керамзитобетона. Панельные скорлупы имеют множество выступов из оцинкованной проволоки для соединения с внутренним монолитным слоем из тяжелого бетона.

Внутренние стены бетонируют в блочно-щитовой опалубке, устанавливаемой пространственными коробами в проектное положение и извлекаемой из забетонированных ячеек в вертикальном направлении [2]; панельная скорлупа наружной стены устанавливается в проектное положение специальными кондукторами и струбцинами и выполняет функцию внешнего несъемного опалубочного элемента при укладке бетона в несущий слой наружной стены.

Исследование затрат и основных показателей по строительству выполнено на основе анализа фактических затрат по данным производственной и бухгалтерской отчетности, а также непосредственных наблюдений в ходе строительства.

Затраты труда анализировали в два этапа. На первом этапе выполнен детальный учет затрат рабочего времени на основные общестроительные работы по нарядам, табелям и журналам производства работ. Распределение всех зафиксированных затрат по повторяющимся одинаковым объемам работ позволило выявить наряду со средними затратами труда их расчетно-минимальные значения по методике [3].

Достиженная по этой методике дифференциация затрат труда определила реально достижимую минимальную трудоемкость по всему комплексу работ. Для разделения трудозатрат по наиболее важным видам работ и основным конструктивным элементам здания ис-

пользовали метод моментных наблюдений, принятый на основе проекта производства работ. Результаты учета приведены в таблице. Моментные наблюдения проводили на седьмом и восьмом этажах здания, где зафиксирован минимальный уровень трудозатрат.

Выявленные в результате моментных наблюдений затраты по отдельным видам работ позволяют анализировать эффективность изучаемых экспериментальных проектных решений, примененной технологии для осуществления экспериментального строительства и оценки общего уровня выполнения работ. Расчетно-фактические трудозатраты сравнивали с трудозатратами на те же виды работ по материалам ППР. Анализ достоверности показателей необходим по отношению к изучаемым видам работ и по отношению к показателям, рассчитанным по ППР, поскольку последние определены на основе нормативов, которые лишь косвенно отражают уровень затрат по экспериментируемому решению.

Все показатели затрат, полученные в результате моментных наблюдений, и соответствующие им виды работ можно разбить на три группы. К первой группе можно отнести показатели трудозатрат, по которым верхний предел доверительного интервала меньше уровня трудозатрат, исчисленных по ППР; такое соотношение свидетельствует о их достаточно высокой эффективности в условиях индустриального монолитного домостроения. По всем этим видам работ целесообразно пересмотреть соответствующие нормативные показатели для регламентации более низкого уровня трудозатрат.

Ко второй группе можно отнести виды работ, по которым трудозатраты, определенные по ППР, находятся в пределах доверительного интервала. В этом случае целесообразно считать, что нормативные и расчетно-фактические уровни затрат удовлетворительно соответствуют друг другу и не подлежат дополнительному пересмотру.

К третьей группе можно отнести виды работ и соответствующие им показатели трудозатрат, по которым нижний предел доверительного интервала больше уровня трудозатрат, исчисленных по ППР. Именно этим работам следует уделять основное внимание. Так, повышенные трудозатраты, зафиксированные на монтаже и демонтаже блок-форм, свидетельствуют о том, что составители ППР недооценили трудоемкость сборки и разборки блочно-щитовой опалубки. Как показали результаты экспериментального строительства, трудоемкость работ, непосредственно относящихся к сборке и разборке опалубки, меньше при использовании блочно-щитовой опалубки, чем объемно-переставной туннельного типа приблизительно в 1,5 раза. По данным же ППР, затраты труда на выверку, монтаж и демонтаж блок-форм в 7,5 раза меньше, чем трудоемкость таких же работ на опалубке туннельного типа. Основным преимуществом блочно-щитовой опалубки является намного меньший объем работ с использованием тяжелого физического труда (отрыв форм от забетонированных поверхностей, выкатывание секций опалубки к монтажному проему и т. д.), характер-

Наименование работ и элементов затрат рабочего времени	Число человеко-моментов	Трудозатраты, чел.-ч		Границы 95%-ного доверительного интервала средних затрат, чел.-ч		Затраты труда по ППР, чел.-ч
		средние по объекту	расчетно-минимальные	верхние	нижние	
Армирование стен	501	171,07	159,38	185,11	157,03	388,64
Чистка и смазка блок-форм	157	53,35	49,63	61,56	45,14	133,12
Выверка блок-форм на монтажных площадках	49	16,8	15,66	21,49	12,11	32,8
Монтаж блок-форм	460	156,9	146,2	170,38	143,42	67,52
Подготовка, установка и снятие проеомобразователей	104	35,45	33,1	41,12	28,78	61,6
Монтаж внешней оснастки наружных стен	57	19,28	17,98	24,32	14,33	50,88
Монтаж сборных скорлуп наружных стен	99	33,76	31,43	40,26	27,26	43,84
Укладка бетона	1030	351,13	327,77	370,05	332,21	277,76
Демонтаж внешней оснастки наружных стен	32	10,86	10,14	14,58	7,14	40,32
Демонтаж блок-форм	180	61,6	57,53	70,35	52,85	36,96
Монтаж панельных перегородок	30	10,33	9,63	13,95	6,71	12,48
Монтаж лестниц	68	22,17	20,63	27,31	17,03	4,96
Монтаж сборных шахт лифта	30	10,33	9,63	13,95	6,71	3,36
Монтаж вентиляционных блоков	17	5,68	5,3	8,38	2,98	16,64
Монтаж сантехкабин	22	7,56	7,06	10,66	4,46	8,64
Монтаж плит перекрытий	172	58,7	54,8	67,27	50,13	39,52
Монтаж балконных плит	32	10,86	10,14	14,58	7,14	30,24
Прочие работы	696	237,34	221,47	—	—	—
Непроизводительные затраты рабочего времени	1019	346,43	323,92	—	—	—
Простой из-за погодных условий	295	100,5	33,6	—	—	—

ных для опалубки туннельного типа. Дальнейшее уменьшение трудозатрат на выполнение этих работ должно быть направлено на применение фиксаторов правильного проектного положения блок-форм при их монтаже, использовании стяжных шпилек, повышении точности укладки бетона по верхней кромке стен

Превышение расчетно-фактических трудозатрат над их проектными значениями на укладке бетона вызвано нерациональной организацией этих работ. На строительстве экспериментального объекта бетонирование велось главным образом во вторую смену при неригмичной поставке смеси. Другие работы в это время не выполнялись. В результате большие внутрисменные потери рабочего времени сопровождались слабой интенсификацией бетонных работ и большими затратами труда.

Значительное превышение расчетно-фактических трудозатрат на монтаж лестниц, лифтовых шахт и плит перекрытий над проектными обусловлено недостаточным использованием приемов точной установки закладных элементов в монолитные конструкции, неточностью в обеспечении соосности вертикальных конструкций вышележащих и нижележащих этажей, неровностями верхних кромок монолитных стен. Расчетно-фактические затраты на монтаж балконных плит значительно ниже проектных; это, в основном, обусловлено укладкой балконных плит на ровные кромки сборных скорлуп наружных стен.

Снижение трудоемкости благодаря рациональной организации производства работ, а также уменьшение непроизводительных затрат труда позволит уменьшить затраты рабочего времени на возведение конструкций «вчерне» в пределах одного этажа на 309 чел.-ч или на 0,93 чел.-ч на 1 м<sup>2</sup> общей площади. В результате средние удельные затраты труда уменьшаются с 5,23 чел.-ч до 4,3 чел.-ч на 1 м<sup>2</sup> общей площади.

С учетом расчетно-минимальных затрат труда определена удельная трудо-

емкость выполнения комплекса работ по наиболее важным конструктивным элементам жилого дома. Для этого затраты по отдельным видам работ распределены по наружным, внутренним стенам, перекрытиям и лоджиям в соответствии с долями каждого вида работ, приходящимися на эти элементы. Полученные затраты труда составят по наружным стенам — 1,03 чел.-ч/м<sup>2</sup> конструктивного элемента с вычетом проемов и 0,877 чел.-ч/м<sup>2</sup> общей площади; по внутренним, соответственно, 1,31 и 1,7 чел.-ч/м<sup>2</sup>, по перекрытиям — 0,165 и 0,221 чел.-ч/м<sup>2</sup>, по лоджиям — 1,13 чел.-ч/м<sup>2</sup> пола лоджии и 0,116 чел.-ч/м<sup>2</sup> общей площади с учетом работ по ограждениям и разделительным стенкам лоджий. При этом учтена возможность снижения трудоемкости укладки бетона до нормативных значений.

Полученные таким образом удельные затраты труда позволяют расчетно исчислять трудоемкость возведения зданий с аналогичными конструктивными решениями при изменении объемно-планировочных параметров зданий.

#### Выводы

Применение метода моментных наблюдений при возведении экспериментальных объектов позволяет дифференцировать зафиксированные фактические и расчетно-минимальные трудозатраты по отдельным видам работ и конструктивным элементам здания. Совместное использование производственной и бухгалтерской отчетности и результатов моментных наблюдений позволяет обосновать перспективные затраты труда по экспериментируемому решению.

- СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ
1. Храковский Л. Г., Залманов В. Л. Возведение зданий из монолитного железобетона с применением несъемной опалубки. — Информация МолдНИИНТИ, строительство, 1981, № 145.
  2. Храковский Л. Г., Залманов В. Л. Возведение зданий из монолитного железобетона с применением блочно-щитовой опалубки. — Информация МолдНИИНТИ, строительство, 1981, № 148.
  3. Остринский Ю. С., Погосян Э. В. Обоснование перспективных показателей строительства монолитных зданий. — Бетон и железобетон. 1979, № 5.

## Разрушение железобетонного перекрытия наружными зарядами ВВ

В практике строительно-монтажных организаций, осуществляющих реконструкцию и замену оборудования на металлургических заводах и обогатительных фабриках, часто приходится разбивать бетонные и железобетонные фундаменты. При малых объемах конструкций (10—20 м<sup>3</sup>) используют механический способ разрушения, в основном с помощью отбойных молотков. Однако при сжатых сроках реконструкции и больших объемах конструкций применяют взрывной способ разрушения.

В общем случае взрывные работы в пределах зданий и сооружений можно применять, сохраняя конструкции и элементы, не подлежащие разрушению, от действия сейсмических и ударных воздушных волн, а также осколков раздробленного массива. Условия сохранности ограничивают максимальную массу единичного заряда, взрываемого в одном замедлении, и общей величины ВВ на взрыв.

Поиски рационального способа разрушения монолитных перекрытий внутри производственного здания с использованием энергии взрыва требовали

ограничения сейсмического воздействия взрывов и ударных воздушных волн на несущий каркас здания и на остающиеся технологические коммуникации действующего производства.

Железобетонные плиты типа I (размером 25×3,2×0,2 м) и II (размером 25×4×0,6 м), подлежащие разрушению, выполнены из бетона прочностью 170 кгс/см<sup>2</sup>, наполнение металлом составляет 100 кг/м<sup>3</sup>. Опыт треста Союзвзрывпром свидетельствует, что энергию взрыва можно успешно использовать для разрушения железобетонных и бетонных конструкций внутри производственных зданий. Однако разрушение конструкций осуществляется методом шпуровых зарядов. Учитывая повышенную трудоемкость бурения по железобетону, использовали методы наружных удлиненных и сосредоточенных зарядов и кумулятивных удлиненных зарядов.

При разрушении перекрытий была выбрана следующая последовательность взрывных работ: для плит типа I — выбивание бетона из арматуры между вентиляционными щелями, разделение плиты на транспортабельные блоки,

выбивание бетона из железобетонных балок; для плит типа II — образование проломов в плите, пробивание щели между проломами, рыхление слоя бетона и нарушение контакта плиты перекрытия с центральной фундаментной стеной. Массу зарядов и тип ВВ при заданных условиях подбирали по методике [1—4].

Для промзданий каркасного типа больших размеров допустимая скорость колебаний грунта составляет 5 см/с [4]. Однако расчетная скорость колебаний превышала допустимую. Снизить скорость колебаний можно уменьшением массы единичных удлиненных зарядов до 3 кг, одновременно увеличивая расстояния между ними.

Для установления возможности и эффективности разрушения железобетонных плит накладными удлиненными зарядами с уменьшенной массой проводили предварительные опытные работы. В качестве ВВ использовали аммонит № 6ЖВ в патронах диаметром 32 мм (массой 0,25 кг). Для усиления местного действия взрыва на разрушаемые элементы при меньшей (по сравнению с расчетом) массе заряда применяли направленное инициирование с помощью детонирующего шнура и гидрозкраны, а зарядам придавали плоскую форму, располагая их в одной плоскости. Гидрозкран представлял собой полиэтиленовые мешки с водой, укладываемые непосредственно на заряд, которые одновременно служили защитой от пыли и снижали интенсивность ударной воздушной волны. Из-за большой насыщенности конструкций здания металлом и возможного возникновения блуждающих токов и токов утечки от работающего электрооборудования инициирование ДШ-А осуществляли от зажигательных трубок. Необходимое замедление (50—100 мс) между взрывами зарядов достигалось с помощью пиротехнического реле типа КЗДШ. Место взрывных работ проветривали достаточно эффективно существующими вентиляционными установками в здании. При групповом взрыве зарядов с замедлением определяли безопасные расстояния, на которых мешки с водой не повреждались и не разбрасывались от взрыва соседнего заряда.

В процессе работ регистрировали скорость смещения стен и фундаментов здания. При взрывах зарядов массой 2—5 кг скорость колебаний фундамента в месте расположения датчиков составляла 3—5 см/с, при этом скорость колебаний стены изменялась от 8 до 20 см/с. Уровень сейсмических колеба-

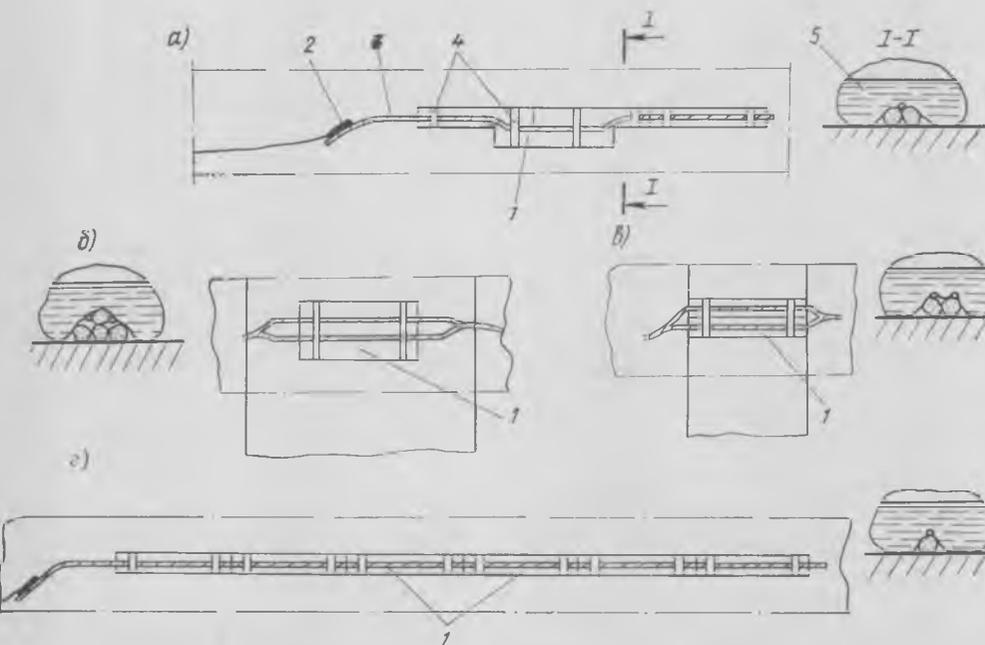


Рис. 1. Конструкция зарядов при разрушении плиты типа I

а — для выбивания бетона между вентиляционными щелями; б — то же, из балок сечением 600×300 мм; в — то же, сечением 300×300 мм; г — для разделения плиты на транспортабельные блоки; 1 — патроны аммонита № 6ЖВ; 2 — зажигательная трубка; 3 — детонирующий шнур; 4 — зажимы; 5 — гидрозкран

ний вне здания был незначителен — на расстоянии 100 м от места расположения заряда массой 5 кг зарегистрированы колебания со скоростью 0,017 см/с. Замедление 0,05—0,1 с заметного снижения сейсмичности не дает. Процесс колебаний конструкций длится 6—10 с, поэтому в дальнейшем замедление устанавливалось длиной зажигательной трубки так, чтобы длина каждой из них отличалась не менее чем на 0,1 м.

Применяемые методы взрывного дробления оценивали степень достигнутого разрушения плит и балок.

**Железобетонная плита типа I** (рис. 1). Стабильные результаты при разрушении бетона между вентиляционными щелями в плитах были достигнуты с помощью удлиненных зарядов массой 1 кг, представляющих собой сплошную гирлянду в один патрон, над железобетонной балкой — в 2 патрона. Для выбивания бетона из балок сечением 300×300 мм применяли накладной заряд массой 0,5 кг (из двух патронов), для балок сечением 600×300 мм — накладной заряд массой 1 кг (4 патрона).

При разделении плиты на транспортные блоки и отрезки плиты от транспортного коридора хорошие результаты получены со сплошными удлиненными зарядами в один патрон массой 1,5 кг и 1,75 кг соответственно.

**Железобетонная плита типа II** (рис. 2). Для образования проломов в плите толщиной около 600 мм была выбрана конструкция удлиненного заряда массой 2,5 кг, представляющего собой сплошную гирлянду из двух связок по 3 патрона и двух связок (по концам заряда) по 2 патрона, располагаемым в одной плоскости. Поверху такой гирлянды прокладывали две нити детонирующего шнура для обеспечения направленного инициирующего импульса повышенной интенсивности. С зарядом такой конструкции было произведено 25 взрывов, из них только в четырех случаях плита не была пробита до конца. Для соединения проломов между ними пробивали щель шириной 0,8—1,4 м.

Рыхление слоя бетона и нарушение контакта плиты перекрытия с центральной фундаментной стеной осуществляли предварительным взрыванием шпуровых зарядов (см. рис. 2).

Для сокращения удельного расхода ВВ, увеличения объема и интенсивности разрушения, выявления возможности резки арматуры в железобетонных плитах металлической кумулятивной струей испытывали удлиненные кумулятивные заряды, изготовленные из насыпного и патронированного аммонита № 6ЖВ и патронированного скального аммонита диаметром 36 мм. Из-за большой насыщенности нижней части плиты арматурой сквозного пролома или вывала раздробленной массы в откольной воронке не происходило. При накладных удлиненных зарядах с гидроэкраном плита пробивалась насквозь в результате продолжительного действия продуктов взрыва, сильно деформирующих арматурную сетку и выталкивающих раздробленную массу в свободные от арматуры места.

Учитывая, что эффективность разрушающего действия накладных удлиненных зарядов с гидроэкраном выше, чем у испытанных конструкций кумулятив-

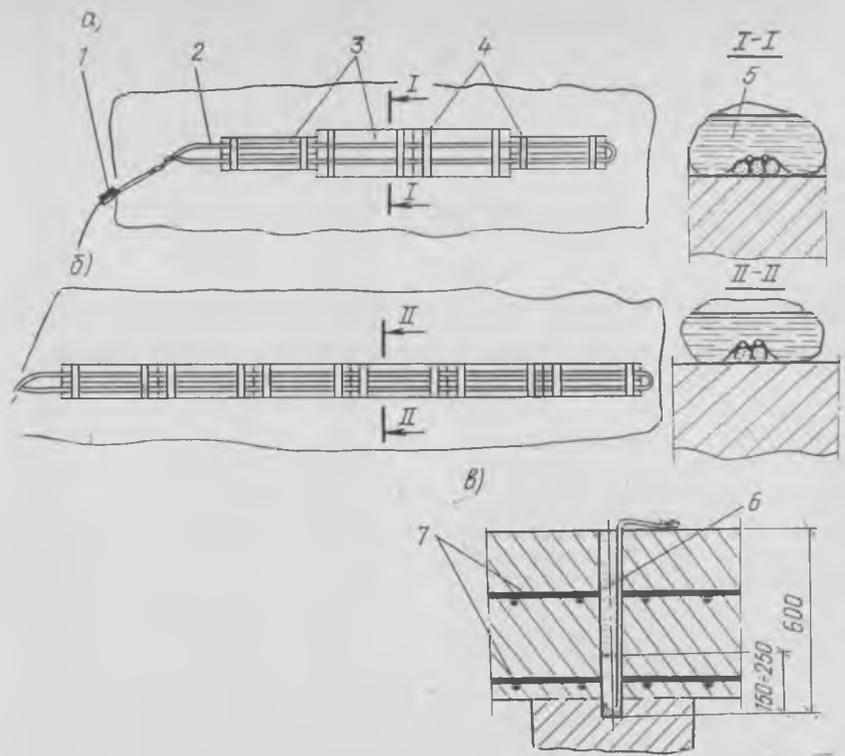


Рис. 2. Конструкция зарядов для разрушения плиты типа II

а — при образовании проломов в плите; б — при пробивании щели между проломами; в — при рыхлении бетона и ослаблении арматуры над центральной фундаментной стеной; 1 — зажигательная трубка; 2 — детонирующий шнур; 3 — патроны аммонита № 6ЖВ; 4 — зажимы; 5 — гидроэкран; 6 — забойка; 7 — арматура

ных зарядов, в дальнейшем эти заряды не применяли.

В процессе взрывных работ отпала необходимость в газопламенной резке арматуры, так как прутки ее выходили из мест сочленения и отгибались под тяжестью разрушенного бетона (рис. 3).

В результате взрывов было разрушено 40 балок сечением 300×300 мм, 10 балок сечением 600×300 мм, а также три плиты типа I и четыре плиты типа II без разрушения окружающих строительных конструкций здания.

#### Выводы

Накладные удлиненные заряды целесообразно применять с гидроэкраном в

виде полиэтиленовых мешков с водой для дробления железобетонных плит внутри производственного здания, что существенно повышает разрушающее действие накладного заряда, снижает запыленность воздуха и разброс кусков раздробленного бетона.

При единичных взрывах заряда аммонита № 6ЖВ до 5 кг скорость колебаний фундамента здания составляет 3—5 см/с. Это не превышает предельно допустимой величины для зданий подобного типа.

Исходя из продолжительности колебаний стен и металлических ферм здания, равной 6—10 с, целесообразен огневым способ взрывания с интервалом замедления не менее 10 с, который обеспечивается различной длиной зажигательных трубок. Нормальная работа существующих вентиляционных установок здания обеспечивает эффективное проветривание.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Элов Б. А. Основы взрывного дела (Пособие). М., Воениздат, 1974.
2. Савенко С. А., Гурии А. А., Малый П. С. Ударные воздушные волны в подземных выработках. М., Недра, 1973.
3. Миронов П. С. Взрывы и сейсмобезопасность сооружений. М., Недра, 1973.
4. Мосинцев В. Н. Дробящее и сейсмическое действие взрыва в горных породах. М., Недра, 1976.



Рис. 3. Общий вид разрушенных железобетонных плит

УДК 624.072.2

П. И. ВАСИЛЬЕВ, д-р техн. наук, проф. (Ленинградский политехнический ин-т);  
О. А. РОЧНЯК, канд. техн. наук; Л. В. ОБРАЗЦОВ, инж. (Брестский инженерно-строительный ин-т)

## Работа приопорных зон преднапряженных балок, не имеющих сцепления арматуры с бетоном

В процессе трещинообразования, перемещения и разрушения изгибаемых железобетонных элементов без сцепления арматуры с бетоном существуют особенности, выявленные в результате исследований [1—3]. Установлено, что при отсутствии сцепления прочность на изгиб по нормальным сечениям снижается, а в приопорных зонах увеличивается. Нормальные трещины располагаются на расстоянии  $h-2h$  только в зоне действия наибольших изгибающих моментов и имеют значительное раскрытие перед разрушением. Прогибы приобретают очертание ломаной линии с изменением углов поворота в местах появления нормальных трещин. Разрушению предшествует появление продольных и слабонаклонных трещин на границе сжатой зоны при  $M \approx (0,6...0,7) M_{разр}$ .

Наклонные трещины в приопорных зонах возникают лишь при малых пролетах среза  $M/Qh_0 \leq 1$ . Расчет таких балок по образованию трещин можно выполнять, рассматривая конструкцию как балку с арматурой-затяжкой, учитывая потери преднапряжения. Критерием появления нормальных трещин служит условие

$$\sigma_{б.р} > \frac{k R_D^H W_T}{W} \quad (1)$$

где  $\sigma_{б.р}$  — краевое растягивающее напряжение в бетоне;  $k$  — коэффициент, учитывающий неблагоприятное влияние обжатия;  $k=0,8$ . После возникновения нормальных трещин балку следует рассматривать как систему бетонных блоков, имеющих контакт в сжатой зоне, соединенных стальной затяжкой (рис. 1).

Усилия в затяжке  $N_a$  определяют из уравнения равновесия:

$$N_a = D; \quad M_{\max} = N_a z_{\max} \quad (2)$$

Условия равенства перемещений концов затяжки:

$$\Delta l_a = \left( \frac{N_a}{F_a} - \sigma_p \right) E_a^{-1} l_a \quad (3)$$

и удлинения бетона  $\Delta l_b$  на уровне арматуры

$$\Delta l_b = \int_0^{l_1} \frac{\sigma_{\beta 1}}{E_b} dx + 2 u_a n_T \quad (4)$$

где  $u_a$  — продольное перемещение на уровне арматуры на длине  $l_1/2$ , вызванное взаимным поворотом двух соседних блоков;  $n_T$  — число трещин;  $\sigma_{\beta 1}$  — напряжение в бетоне крайних приопорных блоков на уровне арматуры;

ры;  $l_1$  — суммарная длина приопорных блоков за вычетом  $l_T$ .

$\sigma_{\beta 1}$  подсчитывают по формулам внецентренного сжатия;  $u_a$  находят из решения контактной задачи [4] в предположении, что поверхность контакта плоская (рис. 2):

$$u_a = \frac{D u_a}{E_b b} \quad (5)$$

где  $b$  — ширина балки;  $u_a$  — безразмерная функция (перемещение) относительной глубины трещины  $s/h$  и  $l_1/h$ ;  $s/h$  и  $l_1/h$  находят по таблицам источника [4] или с помощью рис. 3.

В области эксплуатационных нагрузок криволинейная эпюра контактных напряжений может быть принята приближенно в виде треугольника. Тогда

$$z_{\max} = h_0 - \frac{h-s}{3} \quad (6)$$

В процессе расчета итерационным способом уточняются значения  $z_{\max}$ ,  $D$ ,  $\Delta l_a$  и  $\Delta l_b$ . На участках с изменением  $M/hz = M/N_a$ . Расстояние между трещинами, зависящее от величины преднапряжения и армирования, определяется условием трещиностойкости посередине блока или по рис. 4:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{б.р} &\leq \frac{R_D^H W_T}{W}; \\ \sigma_{б.р}(s/h; l_1/h; D/b\bar{h}). \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Нормальные трещины образуются только при условии, что сила  $D$  приложена вне пределов ядра сечения, т. е. на участках, где  $M > 0,75 M_{\max}$ . В нулевом приближении можно принять:  $l_T \approx 1,5h$ ;  $z_{\max} \approx 0,8h_0$ .

Ширина раскрытия трещин устанавливается по зависимости

$$a_T = 2 [u_a - u(y = h - h_0; x = l_T/2)]. \quad (8)$$

Правая часть выражения (8) представляет собой разность продольного перемещения, вызванного взаимным поворотом блоков, и контура блока на уровне арматуры [4].

Прогибы балки нетрудно определить, зная относительные углы поворота смежных блоков:

$$\varphi = 2 \frac{-u(h) + u(h-x)}{x} \quad (9)$$

Наибольшие краевые напряжения сжатия над трещиной в эксплуатационной стадии приближенно подсчитывают по формуле

$$\sigma_{хт} \approx \frac{2M}{3z_{\max} b (h_0 - z_{\max})} \quad (10)$$

Появление продольных и слабонаклонных трещин можно объяснить с позиций теории трещин или рассматривая блочную схему. В вершине трещины, на границе сжатой зоны возникают растягивающие напряжения  $\sigma_y$  (см. рис. 2), достигающие  $0,25\sigma_{хт}$ , если  $l_T > h$ . Опыты показали, что при  $\sigma_{хт} = (0,2...0,25) \sigma_{хт} = 2R_D$  возникают продольные трещины, отслаивающие сжатую зону от остальной части балки. Поскольку это состояние конструкции является стадией, предшествующей разрушению, изгибающий момент от нормальной нагрузки следует ограничивать величиной

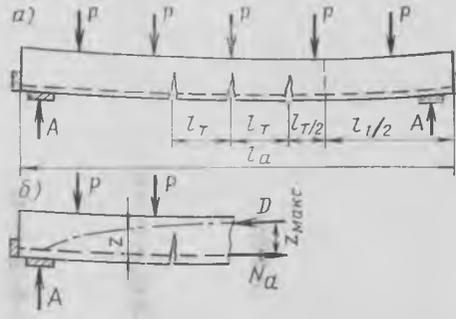


Рис. 1. Расчетная схема балки после образования нормальных трещин  
а — приложение внешних сил; б — внешние и внутренние силы

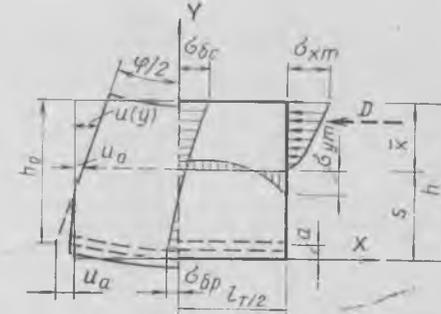


Рис. 2. Расчетная схема блока

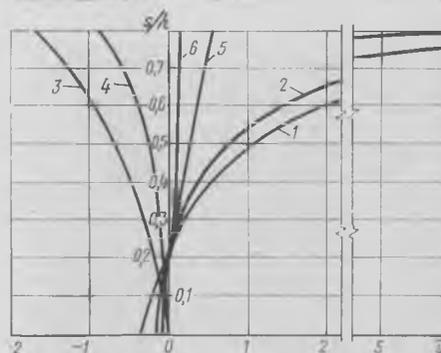


Рис. 3. Графики безразмерных функций перемещений контура блока

1 —  $u_a$  при  $l_T/h = 2$ ,  $h_0/h = 0,85$ ; 2 —  $u_a$  при  $l_T/h = 1$ ,  $h_0/h = 0,85$ ; 3 —  $u_0$  при  $l_T/h = 2$ ; 4 —  $u_0$  при  $l_T/h = 1$ ; 5 —  $u(y = h - h_0)$  при  $l_T/h = 2$ ,  $h_0/h = 0,85$ ; 6 — то же, при  $l_T/h = 1$

$$M^H \leq M_{гор} \approx 12 R_p^H z_{\max} (h_0 - z_{\max}) b. \quad (11)$$

Сопоставление результатов расчета по изложенной методике с данными экспериментов [3] показало вполне удовлетворительное согласование. Влияние ползучести можно учесть, заменяя модуль упругости бетона эффективным модулем деформации:

$$E_{эф} = E_b [1 + E_b c^-(t, \tau)]^{-1}, \quad (12)$$

где  $c(t, \tau)$  — мера ползучести;  $\tau$  — время нагружения;  $t$  — момент определения перемещений.

Повышение прочности нормальных сечений при наличии сцепления объясняется тем, что расстояние между трещинами  $l_{\tau} = (0,3-0,4)h$ . Вследствие этого неравномерность распределения напряжений в бетоне между трещинами, а также наибольшие краевые напряжения уменьшаются. Существенно снижаются и напряжения  $\sigma_{\mu}$ , являющиеся причиной появления продольных трещин.

Возможность разрушения балки от поперечных сил по наклонному сечению определяется напряженным состоянием приопорного блока. Он нагружен опорной реакцией, силой, передающейся от анкера арматуры, а у другого торца равнодействующей усилий в сжатой зоне, а также внешней нагрузкой (рис. 5). Эксперименты методом конечных элементов показали, что главные растягивающие напряжения, действующие в диагональном сечении, зависят от высоты сжатой зоны  $x$  в зоне контакта с соседним блоком, от длины  $a$ , уменьшаясь с увеличением  $a/h_0$  и  $x/h$ , однако они не превышают  $\sigma_{г.л.p} \leq 0,7 \frac{Q}{bh}$ . Характер разрушения припорной зоны в этом случае аналогичен разрушению при раскалывании; напряженное состояние «сжатие-растяжение» приводит к образова-

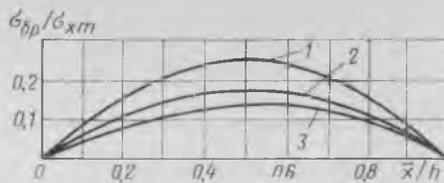


Рис. 4. Зависимость  $\sigma_{бп}/\sigma_{хт}$   
 $1 - l_{\tau}/h = 2; \quad 2 - l_{\tau}/h = 1,07; \quad 3 - l_{\tau}/h = 1$

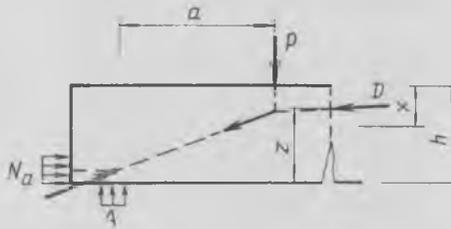


Рис. 5. Схема приопорного блока

нию неустойчивой трещины нормального отрыва, которая, возникшая в средней части, распространяется примерно по диагонали крайнего блока, выходя на грань опоры. При  $\sigma_{г.л.p} > R_p$  необходимо устанавливать арматуру перпендикулярно диагонали.

Таким образом, повышение сопротивления поперечным силам балок без сцепления арматуры с бетоном объясняется отсутствием сдвигающих сил  $Q/bz$ , снижением величины главных растягивающих напряжений, действующих по наклонным площадкам.

Условие образования наклонных трещин  $0,7 \frac{Q}{bh} \geq R_p$  подтвердилось при испытании балок, нагруженных двумя силами в пролете, а также двухкон-

сольных балок со знакопеременной эпюрой  $M$  [5].

## Выводы

Для более полного использования прочности продольной арматуры следует назначать повышенный уровень преднапряжения  $\sigma_0 > 0,6R_p^H$ , однако избегать при этом появления нормальных трещин в процессе обжатия.

Для повышения допустимого уровня обжатия без опасности образования продольных трещин начальное обжатие можно повышать в процессе нагружения конструкции.

Конструкции следует проектировать таким образом, чтобы от нормативной нагрузки не появлялись продольные трещины. Условие (11) косвенно учитывает снижение прочности нормальных сечений балок без сцепления арматуры с бетоном, но не приводит к значительному утяжелению конструкций.

Для уменьшения отрицательного влияния продольных трещин в зоне действия наибольших изгибающих моментов следует предусматривать постановку конструктивных хомутов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Спрыгин Г. М. Исследование предварительного-напряженных конструкций при частичном или полном отсутствии сцепления арматуры с бетоном. — Материалы VIII конгресса ФИП. Москва — Лондон, 1978.
- 2 Титус В. Б. О расчете предварительно-напряженных изгибаемых элементов без сцепления арматуры с бетоном. — Библиографический указатель депоированных рукописей. М., ВНИИС, 1980, вып. 3.
- 3 Васильев П. И., Рочняк О. А., Образцов Л. В. Исследование предварительно-напряженных балок без сцепления арматуры с бетоном. — Строительство и архитектура Белоруссии, 1981, № 2.
- 4 Васильев П. И., Пересыпкин Е. Н. Метод расчета раскрытия швов и трещин в массивных бетонных конструкциях. — В сб. трудов координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 58. Л., Энергия, 1970.
- 5 Яромич Н. Н., Рочняк О. А. Некоторые вопросы исследований железобетонных двухконсольных балок. — В реф. сб. БелНИИТИ. Минск, 1980, № 179.

УДК 691.87:693.554

П. И. БУРЛАЧЕНКО, канд. техн. наук (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

## О подборе арматуры внецентренно-сжатых элементов прямоугольного профиля

При подборе несимметричной арматуры внецентренно-сжатых элементов, по формулам (107) и (109) п. 3.68 Руководства [1] значение площади растянутой арматуры может оказаться отрицательным. Если отрицательный результат вычисляется и по формуле (110) [1], определяющей необходимую площадь арматуры  $A$  из условия работы ее на сжатие, то Руководство рекомендует определять  $F_a^*$  по формуле без номера (п. 3.68), в которой высота сжатой зоны бетона принимается равной  $x = \xi_0 h_0$  (обозначения по СНиП II-21-75).

Однако отрицательные значения  $F_a$ , полученные по формулам (107) и (109) [1], показывают ненужность растянутой арматуры  $A$ , отрицательный результат по формуле (110) [1] говорит о ненужности арматуры  $A$  и для работы на сжатие. Ввиду этого в рассматриваемом случае арматуру  $A'$  следует подбирать в предположении, что арматура  $A$  в сечении либо отсутствует, либо работает только на сжатие.

Рассмотрим внецентренно-сжатый элемент прямоугольного профиля без предварительного напряжения, работающий в условиях, когда по форму-

лам (107) и (109) [1] арматура  $A$  не нужна. Расчетную схему (рис. 1) принимаем по п. 3.20 СНиП II-21-75; в соответствии со сказанным выше  $F_a = 0$ .

Из  $\Sigma M = 0$  относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре  $A'$  имеем:

$$N e' - b^* x R_{пp} (0,5 x - a') = 0,$$

откуда

$$x = + a' + \sqrt{(a')^2 + \frac{2 N e'}{b R_{пp}}}. \quad (1)$$

Из  $\Sigma Y = 0$

$$N - N_0 - F_a^* R_{a.c} = 0,$$

следовательно,

$$F_a^* = \frac{N - b x R_{np}}{R_{a.c}} \quad (2)$$

По формуле (2) определяется  $F_a^*$  при  $x \leq h$ . Если по формуле (1)  $x > h$ , то для обеспечения прочности сечения нужна работающая на сжатие арматура  $A$ . Ее площадь найдем из  $\Sigma M = 0$  относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре  $A'$ , приняв  $x = h$  по формуле

$$F_a = \frac{N e' - b h R_{np} (0,5 h - a')}{R_{a.c} (h_0 - a')} \quad (3)$$

что совпадает с формулой (110) [1].

Далее находим

$$F_a^* = \frac{N - b h R_{np}}{R_{a.c}} - F_a \quad (4)$$

где  $F_a$  — площадь арматуры  $A$ , определенная по формуле (3). Формула (4) совпадает с формулой (111) [1].

Площадь арматуры  $A'$  из условия прочности по СНиП II-21-75 может быть также найдена из  $\Sigma M = 0$  относительно центра тяжести арматуры  $A$  (работающей на сжатие или конструктивной):

$$N e = b x (h_0 - 0,5 x) R_{np} + F_a R_{a.c} (h_0 - a'),$$

откуда

$$F_a^* = \frac{N e - b x (h_0 - 0,5 x) R_{np}}{R_{a.c} (h_0 - a')} \quad (5)$$

где  $x$  — высота сжатой зоны бетона по формуле (1).

При  $x \geq h$  по формуле (1) принимаем  $x = h$ , и площадь арматуры  $A'$  будет равна:

$$F_a^* = \frac{N e - b h (h_0 - 0,5 h) R_{np}}{R_{a.c} (h_0 - a')} \quad (6)$$

Уточним условия, при которых применимы приведенные расчетные формулы. Рассмотрение формул (38) и (39) СНиП II-21-75 позволяет сделать вывод, что необходимая для обеспечения прочности внецентренно-сжатого элемента площадь растянутой арматуры  $A$  уменьшается с уменьшением эксцентриситета сжимающей силы  $N$  и становится равной нулю при некотором эксцентриситете  $e_{0,гр}$ . Высота сжатой зоны бетона в соответствии с разграничением расчетных случаев внецентренного сжатия в этот момент равна  $x = x_{гр} = \xi_n h_0$ . Приняв  $x = \xi_n h_0$  и  $F_a = 0$  и решая совместно уравнения (38) и (39) СНиП, после преобразований найдем граничное значение относительного эксцентриситета сжимающей силы:

$$t_{гр}^0 = \frac{e_{0,гр}}{h_0} =$$

$$= \frac{\xi_R (1 - 0,5 \xi_R) + \frac{R_{a.c}}{R_{np}} \mu' \left(1 - \frac{a'}{h_0}\right)}{\xi_R + \frac{R_{a.c}}{R_{np}} \mu'}$$

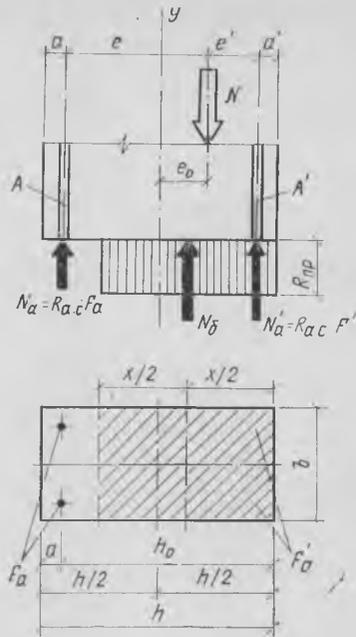


Рис. 1. Расчетная схема

$$+ \frac{h}{2 h_0} - 1, \quad (7)$$

где

$$\mu' = \frac{F_a^*}{b h_0}$$

При относительном эксцентриситете  $t^0 = \frac{e_0}{h_0} > t_{гр}^0$  в предельном состоянии необходима по расчету растянутая арматура  $A$ . При  $t^0 \leq t_{гр}^0$  по расчету растянутая арматура  $A$  не нужна, и по формулам (107) и (109) [1] значение площади ее отрицательно, т. е. имеем случай, описанный в начале настоящей статьи.

Анализ значений  $t_{гр}^0$  показывает, что при арматуре класса А-III и коэффициенте армирования  $\mu' = 0,002 \dots 0,03$  его величина растет с ростом  $\mu'$  и ро-

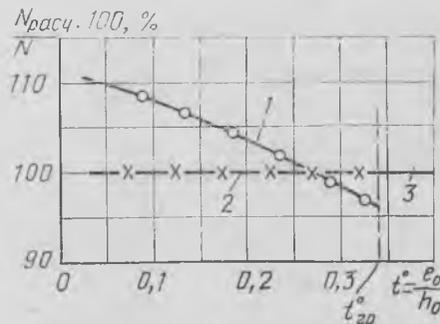


Рис. 2. Сравнение с исходным значением  $N$  несущей способности  $N_{расч}$  элемента с арматурой  $A'$ , подобранной: 1 — по формуле без номера (п. 3.68 [1]); 2 — по предлагаемой методике, при  $t^0 < t_{гр}^0$ ; 3 — по п. 3.68 [1], при  $t^0 \geq t_{гр}^0$

стом прочности бетона и меняется в пределах от 0,25 до 0,37 (среднее значение  $\sim 0,3$ ) для бетонов марок М150... М400 и от 0,28 до 0,4 (среднее значение  $\sim 0,35$ ) для бетонов марок М500... М800. При подборе арматуры внецентренно-сжатого элемента значение  $t_{гр}^0$  может быть установлено во втором приближении практически точно.

Если при  $t^0 < t_{гр}^0$  подобрать по формуле без номера (п. 3.68 [1]) арматуру  $A'$  и затем по СНиП II-21-75 оценить несущую способность элемента, то превышение исходного значения силы  $N$  будет свидетельствовать об излишке арматуры по сравнению с количеством ее, необходимым для обеспечения прочности по СНиП. Отмеченный перерасход становится ощутимее с ростом прочности бетона и может достигать 100% и более от площади продольной арматуры элемента, необходимой по условию прочности по СНиП.

Сравнение несущей способности элементов с арматурой  $A'$ , подобранной по формуле без номера (п. 3.68 [1]) и по формулам (2) или (4), и (5) или (6) настоящей статьи, показано на рис. 2. Элемент размерами  $b \times h = 40 \times 60$  см, бетон М500, арматура класса А-III, сжатая сила  $N = 5000$  кН приложена с различными эксцентриситетами.

Отметим, что при  $t^0 < t_{гр}^0$  несущая способность элемента (если исчерпание ее происходит от разрушения у грани сечения с арматурой  $A'$ ) практически не зависит от количества арматуры  $A$ . Если менять  $F_a$  в широких пределах, например от  $F_a = F_a^* = 0,03$  до  $F_a = 0$ , то несущая способность внецентренно-сжатого элемента изменится лишь на 1—2%. Следовательно, если по технологическим или иным соображениям предпочтительнее симметричное армирование при  $t^0 < t_{гр}^0$ , то необходимо предусмотреть в сечении арматуру  $A$  и  $A'$  одинаковой, каждую с площадью  $F_a'$ , определенной по приведенным выше формулам (2) или (4), (5) или (6).

## Выводы

Описанная методика подбора арматуры при малых эксцентриситетах сжимающих сил менее трудоемка по сравнению с методикой [1], позволяет определять количество арматуры, точно соответствующее условию прочности по СНиП II-21-75, и тем ликвидировать перерасход металла.

Подбор арматуры внецентренно-сжатых элементов при  $t^0 < t_{гр}^0$  рекомендуется производить по изложенной в данной статье методике; при  $t^0 \geq t_{гр}^0$  подбор арматуры следует производить по п. 3.68 [1].

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М., Стройиздат, 1978.
2. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. д-ра техн. наук, проф. Гвоздева А. А. М., Стройиздат, 1978.

## О показателе удельной энергоемкости в индустриальном домостроении

Усиление значения экономии топливно-энергетических ресурсов (ТЭР) в нашей стране, возрастание затрат на их добычу и транспортирование к месту потребления, устойчивый ежегодный рост мировых цен на топливо в среднем на 4—5% предопределяют необходимость проведения последовательной топливосберегающей политики в различных отраслях народного хозяйства.

Применительно к строительному производству экономия ТЭР может предусматриваться на стадии проектирования конструкций и изделий, при выборе энергосберегающей технологии их изготовления, а также в период эксплуатации зданий и сооружений. В этой связи необходимо уделить самое серьезное внимание оценке энергетических затрат на производство строительной продукции, определяя ее на народнохозяйственном уровне.

Показателем, характеризующим энергетические затраты на единицу продукции строительного производства, является удельная энергоемкость. Она широко применяется в ряде стран при оценке конструктивных решений и выборе энергосберегающей технологии. Удельная энергоемкость в пересчете на условное топливо характеризует полный расход всех видов ресурсов на изготовление, транспортирование на строительную площадку и возведение (монтаж) конструкций и используемых для этой цели материалов (раствор, герметик и т. п.), включая затраты ТЭР на интенсификацию твердения и обогрев конструкций, сушку здания, а также добычу или производство исходных материалов (песка, глины, щебня, цемента, металла, топлива), включая полные затраты энергоресурсов на их транспортирование на завод — изготовитель конструкций.

Таким образом, показатель удельной энергоемкости, отражающий энергетическую эффективность сравниваемых вариантов, может служить одним из основных критериев при выборе технического направления развития отраслей строительного производства. Этот показатель может быть успешно использован при оценке и выборе конструктивно-технологического решения отдельных несущих и ограждающих конструкций, зданий в целом и их этажности.

В ЦНИИЭП жилища выполнены экспериментальные расчеты, позволяющие проверить методику определения показателя удельной энергоемкости, выявить затраты энергии при решении ряда экономических задач.

Сравнение удельной энергоемкости комплектов несущих и ограждающих

конструкций жилых полносборных, кирпичных и монолитных зданий, сопоставимых по этажности, средней площади квартир и набору помещений, уровню отделки и комфорта (в том числе теплового), предназначенных для строительства в обычных и сейсмических условиях II и III строительного-климатических районов, позволило выявить, что наименее энергоемким из сравниваемых методов домостроения является индустриальное монолитное. Оно позволяет примерно на 30% снизить энергетические затраты на производство и возведение несущих и ограждающих конструкций жилых зданий.

В то время, как удельная (в расчете на 1 м<sup>2</sup> общей приведенной площади) энергоемкость 9-этажного крупнопанельного дома в зависимости от условий строительства возрастает с 130 кг при обычных условиях до 175 кг усл. топлива при сейсмичности 9 баллов, для зданий из монолитного бетона она соответственно изменяется с 95 кг до 125 кг усл. топлива. Для 16-этажных зданий, возводимых в обычных условиях, этот показатель при монолитном домостроении уменьшается по сравнению с крупнопанельным с 165 кг до 120 кг усл. топлива.

Объясняется это не только тем, что в крупнопанельном домостроении значительно выше энергетические затраты

на общепроизводственные нужды, но и существенными потерями энергетических ресурсов на интенсификацию твердения бетона конструкций в заводских условиях. Более высокая энергоемкость крупнопанельных зданий, кроме того, вызвана их повышенной металлоемкостью (на 15—20% по сравнению с монолитными), поскольку на изготовление 1 т арматурной стали расходуется примерно 1 т усл. топлива.

Удельные энергозатраты на возведение в обычных условиях строительства 9-этажного дома со стенами из полнотелого глиняного кирпича составляют 170 кг усл. топлива, что почти на 20% выше, чем для крупнопанельного. Объясняется это тем, что сегодня на производство 1 тыс. шт. полнотелого глиняного кирпича в среднем по стране расходуется более 250 кг усл. топлива. Следует указать, что при производстве глиняного кирпича имеются резервы снижения энергоемкости прежде всего за счет резкого увеличения выпуска, эффективных марок кирпича, применения топливосодержащих добавок и т. п.

Весьма важно использовать показатель удельной энергоемкости при сравнительном технико-экономическом анализе проектов жилых зданий с комплексным применением бетонов на пористых заполнителях. Комплексное применение таких бетонов в жилищно-

Конструктивное решение стен	Энергоемкость, кг усл. топлива		
	производства и возведения конструкций	компенсации теплотеря через стену за срок службы объекта*	суммарная
Из глиняного кирпича, толщ. 64 см, $R_0^{np} = 1,3$ Однослойные керамзитобетонные $\gamma = 1200$ кг/м <sup>3</sup> , толщ. 40 см, $R_0^{np} = 1,018$	116	1376	1492
	100	1757	1857
То же, $\gamma = 1000$ кг/м <sup>3</sup> , толщ. 40 см, $R_0^{np} = 1,26$ Однослойные газобетонные $\gamma = 600$ кг/м <sup>3</sup> , толщ. 28 см, $R_0^{np} = 1,383$	101	1419	1520
	55	1293	1348
Трехслойные на гибких связях, толщ. 32,5 см с теплоизоляционным слоем из ячеистого бетона толщ. 13,5 см, $R_0^{np} = 1,146$ То же, толщ. 30 см с теплоизоляционным слоем из минераловатных плит на синтетической связке, то же, толщ. 30 см с теплоизоляционным слоем	75	1495	1570
	63	1193	1256
толщ. 14 см, $R_0^{np} = 1,499$ из полистирольного пенопласта, толщ. 11 см, $R_0^{np} = 2,242$ Асбестоцементная, толщ. 16,4 см на деревянном каркасе с теплоизоляционным слоем из минераловатных плит на синтетическом связующем, толщ. 10 см, $R_0^{np} = 2,004$	56	798	854
	40	892	932

\* Определены для условий Московской области при экономическом целесообразном сроке службы жилого дома 80 лет.

гражданском строительстве целесообразно лишь в районах, где полностью отсутствуют плотные заполнители либо имеются промышленные отходы в объемах, экономически целесообразных для организации их переработки на пористые заполнители. Комплексное применение легких бетонов целесообразно также в сейсмоактивных районах страны, где снижение массы здания позволяет уменьшить сейсмические нагрузки, получить экономию арматурной стали. Реализовать эти преимущества можно лишь при резком увеличении этажности застройки, поскольку в районах с сейсмичностью 7 и 8 баллов комплексное применение бетонов на пористых заполнителях для зданий до 9 этажей включительно не дает экономических преимуществ.

Выполненные для условий Молдавской ССР расчеты для выявления удельной энергоёмкости двух вариантов 9-этажных крупнопанельных домов серии 143, различающихся материалом конструкций внутренних стен и перекрытий, свидетельствуют о том, что рост объемов комплексного применения керамзитобетона для жилых домов вызывает существенное возрастание энергозатрат. В расчете на 1000 м<sup>2</sup> общей приведенной площади потребность в энергетических затратах возрастает при сейсмичности в 7 баллов на 31,3 т усл. топлива, а при 8 баллах — на 25 т усл. топлива.

Расширение объемов применения пористых заполнителей на основе переработки промышленных отходов, горных вулканических пород и т. п. позволит уменьшить энергетические затраты на возведение жилых зданий с комплексным применением легких бетонов, однако не сможет полностью компенсировать повышенный расход ТЭР.

Особо важное значение показатель удельной энергоёмкости имеет при выборе конструктивно-технологического решения наружных стеновых панелей для жилищно-гражданского строительства. По нашему мнению, в этот показатель наряду с производственными затратами ТЭР необходимо включать также энергию, расходуемую на компенсацию теплопотерь через ограждающую конструкцию за весь срок функционирования объекта. Такой подход позволит более правильно оценить энергоёмкость конструкций наружных стен и выбрать наименее энергоёмкую.

Для выявления сравнительной энергетической эффективности решений наружных стен, применяемых в строительной практике, в ЦНИИЭП жилища были выполнены расчеты по определению их удельной энергоёмкости.

Показатели энергоёмкости конструкций наружных стен (на 1 м<sup>2</sup> за вычетом проемов) приведены в таблице.

Приведенные данные показывают, что наиболее энергоёмкими из сравниваемых конструкций являются наружные стены из керамзитобетона, широко применяемого в полносборном домостроении (65% объема наружных стен панельных зданий). Снижение объемной массы конструкций на пористых заполнителях, достигаемое за счет некоторого улучшения весовых характеристик заполнителя, применения разнообразных добавок (перлитовый песок, химические и т. п.), обесценивает час-

тичное уменьшение их энергоёмкости, однако она остается достаточно высокой.

Учитывая новые требования СНиП II-3-79 по повышению тепловой эффективности стеновых конструкций из керамзитобетона, необходимо повсеместно организовать производство фракционированного керамзитового гравия насыпной плотностью 400 кг/м<sup>3</sup> и пористого песка. Кроме того, следует планировать производство керамзита по маркам насыпной плотности и пофракционно (фракции 0—5, 5—10 и 10—20 мм), предусматривать введение зол ТЭС, добавок—стимуляторов вслучивания и опудривание сырцовых гранул.

Наименее энергоёмкими из однослойных наружных стеновых панелей являются в настоящее время газобетонные поясной разрезки. Их применение позволяет сэкономить (с учетом срока эксплуатации здания) на каждом 1 м<sup>2</sup> панели до 500 кг усл. топлива, эффективно использовать технологическое оборудование автоклавного производства. К сожалению, широкое внедрение таких панелей сдерживается недостаточными объемами их производства и низкой культурой эксплуатации.

Переход к применению слоистых конструкций позволяет существенно улучшить энергетическую характеристику стеновых панелей. Предпочтительно следует отдать трехслойным панелям с гибкими связями и теплоизоляционным слоем из полистирольного пенопласта. К сожалению, незначительные объемы производства эффективных теплоизоляционных материалов сдерживают применение таких панелей.

По сравнению с легкобетонными наружными стеновыми панелями они отличаются значительно меньшей энергоёмкостью. В расчете на 1 м<sup>2</sup> наружных стен за вычетом проемов энергозатраты на производство и монтаж конструкций сокращаются со 100 кг усл. топлива (для однослойных панелей объемной массой 1200 кг/м<sup>3</sup>) до 56 кг усл. топлива, т. е. почти в 2 раза. В то же время суммарные энергозатраты, учитывающие расход тепла на компенсацию теплопотерь через стены за срок экономически целесообразной эксплуатации жилого дома, при применении трехслойных панелей в расчете на 1 м<sup>2</sup> стены снижаются на 1000 кг усл. топлива. Анализ энергоёмкости конструкций наружных стен свидетельствует о том, что ориентация на дальнейшее расширение применения бетонов на пористых заполнителях потребует по сравнению со слоистыми панелями существенных дополнительных затрат энергоресурсов. В расчете на 1 млн. м<sup>2</sup> вводимой в эксплуатацию площади дополнительные затраты топлива с учетом сроков функционирования зданий составят 550—600 тыс. т условного топлива.

Использование показателя удельной энергоёмкости в технико-экономических и плановых расчетах будет способствовать выявлению резервов экономии топливно-энергетических ресурсов в различных сферах строительного производства, применению энергосберегающих технологий, окажет воздействие на оптимизацию баланса производства и применения теплоизоляционных материалов и конструкций, а также конструктивно-технологических систем индустриального домостроения.

## Библиография

УДК 624.012.45:666.982.24

### О новом виде косвенного армирования конструкций

**В. И. Гнедовский.** Косвенное армирование железобетонных конструкций. Л., Стройиздат, 1981.

Ленинградским отделением Стройиздата выпущена книга проф. В. И. Гнедовского, в которой предложены новый вид косвенной арматуры в виде замкнутых колец, соединенных между собой радиальными несквозными стержнями, и методика расчета сжатых железобетонных элементов, армированных сетками нового типа.

Использованная автором теория проф. О. Я. Берга об упрочнении бетона в условиях трехосного сжатия разработана для бетонных неармированных элементов в объемном напряженном состоянии, поэтому возможность механического переноса результатов исследования бетонных элементов на оценку работы железобетонных, находящихся в иных условиях, сомнительна.

Основным недостатком предлагаемой методики расчета является включение в расчетную формулу  $N = R_{пр} F_0 (1 + \alpha) + R_{ак} F_a$  полной площади сечения элемента. Упрочнение бетона в сжатом косвенно армированном элементе (эффект обожья) может быть достигнуто только в ядре сечения и при равномерном боковом обжатии бетона в результате реактивного сопротивления косвенной арматуры поперечным деформациям бетона.

Для обеспечения равномерного бокового обжатия бетона в ядре сечения от сжимающей нагрузки действующие нормативные документы требуют соблюдения жестких ограничений размеров ядра сечения, соотношения площади ядра и полной площади сечения, сечения косвенной арматуры и расположения ее в элементе, количества и расположения продольной арматуры и т. д. Для сохранения защитного слоя бетона за пределами ядра сечения нормы ограничивают предельную нагрузку на элемент.

В обоснование предлагаемой методики расчета косвенно-армированных элементов автор использовал результаты исследования О. Ф. Виноградовой. Во всех пяти сериях опытных образцов фактическая разрушающая нагрузка оказалась меньше расчетной, подчиненной по методике проф. В. И. Гнедовского (см. табл. 2). Это свидетельствует о том, что расчет по предлагаемой методике не гарантирует необходимой надежности железобетонных кон-

струкций при использовании арматурных сеток нового типа.

При рецензировании рукописи книги внимание автора было обращено на сомнительность результатов экспериментов, выполненных на образцах, не удовлетворяющих требованиям нормативных документов. Из-за большого шага сеток и небольшой площади ядра сечения в элементах квадратного сечения с кольцевыми сетками эффект обоймы не проявился. Это подтверждается и характером разрушения образцов без нарушения защитного слоя бетона.

Сохранность защитного слоя в косвенно-армированных образцах вплоть до разрушения ставит под сомнение результаты экспериментов, приведенные автором в табл. 1, где указано, что напряжения в наружных кольцах сеток достигали предела текучести (напряжения во внутренних кольцах не приведены). Приведенные на стр. 22—25 расчеты показывают, что даже при напряжениях в кольцевой арматуре  $\sigma_a = 2400 \text{ кг/см}^2 < \sigma_T$  увеличение радиуса наружного кольца на 0,068 мм соответствует относительной поперечной деформации бетона  $0,068:60 = 0,0011$  и в несколько раз превышает предельную деформативность бетона при растяжении.

В методике проведения экспериментов вызывают сомнения возможность равнопрочной сварки радиальных стержней диаметром 2 мм с кольцами из стержней диаметром 4 мм, наклейки тензодатчиков на стержни диаметром 2 мм и надежной защиты датчиков от влияния сжимающей нагрузки вплоть до разрушения; измерения тензодатчиками деформаций арматуры сеток при напряжениях, достигающих и превышающих предел текучести стали. В связи с этим непонятны примечания к табл. 1, выводы на стр. 25 и отождествление предела текучести стали и предела прочно-

сти бетона с нормативными сопротивляемостями.

В предлагаемой Методике переоценивается роль радиальных стержней. Несквозные радиальные стержни между кольцами в сетках нового типа не влияют на сопротивление бетона образованию в элементе трещины отрыва, которые могут не пересекать радиальных стержней, так как они несквозные. Сечение радиальных стержней автор предлагает определять расчетом «по сцеплению» с использованием ненормируемой характеристики  $R_{сц}$ . Если в сетках нового типа радиальные стержни не учитывать, то предлагаемые кольцевые сетки в расчетном отношении ничем не отличаются от обычной кольцевой арматуры, методика расчета которой принята действующими нормами.

Несостоятельность предлагаемой методики и неэффективность сеток нового типа следуют из табл. 2. Учитывая, что кольцевые сетки с радиальными стержнями нетехнологичны, использование предлагаемой неапробированной методики расчета в качестве эталона при оценке результатов экспериментов, выполненных другими исследователями, неправомерно. Сравнительный анализ результатов многочисленных исследований косвенно-армированных элементов, выполненных в СССР и за рубежом, проведен автором книги с позиций предлагаемой методики расчета некорректно, выводы необъективны.

Без надлежащего обоснования значения и пределов изменения коэффициентов  $\alpha$  и  $\beta$  (диапазон их изменения принят от 0 до 0,5) при анализе результатов исследований принимаются произвольные значения  $\alpha$  и  $\beta$ , не «обеспеченные» косвенной арматурой. При такой постановке задачи можно сделать любые выводы. Так, при оценке результатов испытания проф. Р. Залигером колонны с кольцевой арматурой (см. п. 31

списка литературы в книге) автором предлагаемой Методики сделан вывод о том, что в опытной колонне «колец поставлено в 10 раз больше, чем требовалось бы при расчете по предлагаемому способу», хотя при  $N_{разр} = 200 \text{ т}$  и  $N_{расч} = 197 \text{ т}$  опытная колонна излишним запасом прочности не обладает. В § 6 книги сделан совершенно иной вывод и не подвергается сомнению возможность разрушения защитного слоя бетона, что противоречит основам предлагаемой методики.

Следует также обратить внимание на допущенную серьезную ошибку, которая привела автора книги во многих случаях к неправильным выводам. При сравнении расчетных формул СН 365-67 и по предлагаемой методике получено (обозначения приняты по книге):

$$2 R_a^H F_c = \alpha R_{пр}^H F_6;$$

$$\alpha = \frac{2 R_a^H F_c}{R_{пр}^H F_6}.$$

В действительности должно быть:

$$2 R_a^H F_c = R_{пр}^H (F_6 - F_a) + \alpha R_{пр}^H F_6;$$

$$\alpha = \frac{2 R_a^H F_c - R_{пр}^H (F_6 - F_a)}{R_{пр}^H F_6}.$$

При анализе по новой методике следовало пользоваться этими формулами и тогда выводы были бы другими.

Жаль, что при издании книги не было учтено мнение рецензента о необходимости исправлений рукописи.

Книга может дезориентировать инженеров-проектировщиков, а использование предлагаемых кольцевых сеток и методики расчета при реальном проектировании — привести к серьезным последствиям.

**В. И. ЕЛИСЕЕВ, канд. техн. наук**

УДК 69.059.5

## Комплексное исследование

**А. О. Саакян, Р. О. Саакян, С. Х. Шахназарян. Возведение зданий и сооружений методом подъема. Исследование, проектирование, строительство. М., Стройиздат, 1982, 551 с, 7000 экз.**

Недавно изданная монография «Возведение зданий и сооружений методом подъема» обобщает работы, проведенные во Всесоюзном проектно-экспериментальном конструкторско-технологическом институте (ВПЭКТИ) на основе планов важнейших работ в области жилищно-гражданского строительства и Комплексной программы по проблеме «Строительство зданий и сооружений методом подъема перекрытий и этажей». Авторы подробно рассматривают исследования, разработки и внедрение новых конструктивно-технологических решений многоэтажных зданий, возводимых в сейсмических районах методом подъема перекрытий, анализируют большой теоретический и экспериментальный материал. Достаточно полный обзор развития строительства зданий и сооружений методом подъема (глава I) дает читателю необходимые сведения об этом направлении, знакомит с более чем 50 разработками ВПЭКТИ.

В книге рассмотрены рациональные архитектурно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных жилых (глава 2), общественных и других зданий (глава 3). Интересен опыт проектирования и строительства экспериментального жилого района в Ереване, все объекты которого возводятся методом подъема (глава 5).

Особое внимание уделено применению метода в сооружениях с непрерывными спиралевидными и наклонными плоскими плитами перекрытий. В главе 4 приводится опыт разработки многоэтажных подземных и наземных сооружений с непрерывными перекрытиями.

Механизированный способ монтажа крупноразмерных элементов высотой на этаж, а также способы получения гладких поверхностей плит перекрытий описаны в главе 6. Здесь же приводятся эффективные способы возведения железобетонных ядер жесткости.

Установлено, что наиболее рациональ-

но возводить ядра с помощью специального подъемного оборудования, так называемым агрегатным способом, рекомендуется не только для многоэтажных зданий с ядрами жесткости, но и для отдельно стоящих высотных монолитных сооружений. В следующей главе описано специальное оборудование для подъема перекрытий, покрытий, этажей и других крупногабаритных конструкций зданий и сооружений.

В главах 8—10 рассмотрен принцип единства подхода к домам, возводимым методом подъема, как к многоэтажным зданиям с ядрами жесткости и цельными на этаже плитами перекрытий.

Основным содержанием главы 8 является исследование монолитных железобетонных ядер жесткости на моделях масштаба 1:10 с использованием простого подобия. Изучение характера напряженно-деформированного состояния железобетонных ядер жесткости с проемами при действии горизонтальных на-

грузок позволило обосновать основные исходные данные по методу расчета железобетонных ядер жесткости при сейсмических воздействиях, а также способ формирования их профиля.

Интересны результаты натурных динамических испытаний на 9-, 12- и 16-этажных зданиях с ядрами жесткости и цельными на этаж плитами перекрытий, возведенных методом подъема. По полученным динамическим характеристикам (глава 9) уточнены расчетные сейсмические нагрузки и в некоторых случаях исключены излишние запасы прочности в конструкциях зданий.

Повышение этажности жилых и общественных зданий в сейсмических районах требует особого подхода к обеспечению их надежности. С этой точки зрения актуальны проводимые во ВПЭКТИ исследования многоэтажных зданий системы «ядро жесткости — каркас», в том числе при различных видах взаимного сопряжения ядра и каркаса. Исследования системы «ядро жесткости — каркас» при горизонтальных воздействиях на крупномасштабных железобетонных моделях позволило разработать методику ее динамического расчета при гибком сопряжении ядра и каркаса с помощью демпферных устройств. В результате экспериментально-теоретических исследований по сейсмоактивной защите зданий с помощью демпферных устройств сухого трения уменьшены сейсмические нагрузки и получены более экономичные конструктивные решения многоэтажных зданий.

В монографии подробно изложены итоги внедрения экспериментально-теоретических исследований при проектировании и строительстве зданий с ядрами жесткости и цельными на этаж плитами перекрытий в сейсмических условиях, а также определена технико-экономическая эффективность строительства таких зданий (глава 11). Даны развернутые рекомендации по проектированию и строительству зданий, возводимых методом подъема, а также пути дальнейшего совершенствования этого метода (глава 12).

В книге представлен обширный материал, изложенный доступным языком. Удачно подобраны иллюстрации. Это позволяет считать работу полезной для широкого круга инженеров, архитекторов и научных работников.

К недостаткам монографии следует отнести не совсем оправданное рассмотрение некоторых технологических вопросов в главе 2 при наличии специальной главы 6. Однако это не снижает ценности издания.

В целом рецензируемая монография представляет собой комплексную научно-исследовательскую работу. Авторы проявили оригинальный подход к проблеме, рассматривая ее в единой взаимосвязи, с позиций единой архитектурно-конструктивной технологической системы. Это позволило авторам не только решить научные вопросы, но и осуществить их широкое внедрение. Выход монографии будет способствовать дальнейшему распространению метода подъема.

**Ю. А. ДЫХОВИЧНЫЙ**, зам. начальника ГлавАПУ г. Москвы, канд. техн. наук, лауреат Государственных премий СССР

## Зарубежный опыт

### Сборные железобетонные конструкции крытых трибун стадиона

В г. Утрехт (Нидерланды) строится новый стадион для проведения футбольных соревнований, оборудованный четырьмя крытыми трибунами длиной по 109 и 79 м. Общая вместимость трибун составит 20 тыс. зрителей.

Конструктивное решение трибун основано на использовании сборных железобетонных преднапряженных элементов заводского изготовления и соединений, исключающих мокрые строительные процессы. Основными несущими элементами конструкции являются наклонные балки трибун и консольные балки покрытий, расположенные соответственно с шагом 7,5 м. Балки трибун длиной 25,8 м Т-образного сечения, высотой от 180 до 43 см выполнены преднапряженными из обычного бетона. Масса балки 50 т. Они опираются на разновысокие железобетонные колонны по двухпролетной, двухконсольной схеме. Пролеты балки равны 9,7 м, вылеты консолей — 1,15 и 5,25 м. Колонны имеют квадратное сечение 60×60 см и устанавливаются на свайные фундаменты.

Консольные балки покрытия трибун длиной 23,6 м, Т-образного сечения, высотой от 180 до 36 см выполнены преднапряженными из легкого бетона. Масса балки 31 т. Опирание балок покрытия на нижележащие конструкции трибун осуществляется через промежуточные соединительные железобетонные элементы Н-образной формы в плане. Такой элемент включает две поперечные стенки размером 2,2×3×0,6 м, и связывающую их продольную балку-стенку пролетом 7,5 м (в осях) и толщиной 45 см. Каждый такой элемент связывает в продольном направлении



две пары смежных балок трибун и покрытия. Поперечные стенки Н-образного элемента устанавливают на соответствующие опорные грани балок трибун и они являются опорой для консольных балок покрытия. Связь этих элементов конструкции осуществляется с помощью исходящих из нижней балки стальных напрягаемых канатов, пропускаемых через стенку Н-образного элемента и заанкериваемых на верхней грани балки покрытия. В каждом соединении предусмотрено четыре каната из 16 проволок диаметром 7 мм. Анкеровка канатов осуществлена по системе ВВР. В швы между элементами уложены упругие неопрениваемые прокладки. При монтаже балок тщательно выверяли горизонтальность их опорных граней. Отклонение положения опорной грани в пределах 3 мм вызывает соответствующее смещение свободного конца консольной балки на 120 мм. Корректировку положения балок производили путем подливки неопрениваемой массы. В промежутках между Н-образными элементами продольную связь конструкций обеспечивают сборные железобетонные элементы стенок высотой 2,2 м.

Конструкции трибун рассчитывали на вертикальную статическую и динамическую нагрузку. Временная эксплуатационная нагрузка на трибуны принята 5 кН/м<sup>2</sup>. Коэффициент запаса прочности при статической нагрузке составил 2,5. Динамический расчет производился на колебания от движения толпы. Частота собственных колебаний несущих конструкций трибун составила 8,38 Гц, частота вынужденных колебаний изменялась от 3 до 5 Гц. Резонансный показатель составил от 1,14 до 1,55. Расчеты на динамическую нагрузку снизили запас прочности до 1,6 для трибун с сидячими местами и еще ниже для трибун со стоячими местами, где эксплуатационная нагрузка удвоена.

Конструкции покрытия рассчитывали главным образом на действие ветровых нагрузок сверху и снизу. В некоторых случаях при ветровой нагрузке, направленной вверх, в балках могут возникнуть отрицательные изгибающие моменты обратного знака, не уравновешиваемые собственной массой конструкции. Для восприятия этих моментов у передней стенки опоры предусмотрено анкерное соединение из двух стержней диаметром 40 мм при запасе прочности 1,67. Максимальное значение отрицательных моментов составляет 1520 кНм. Максимальный момент от ветровой нагрузки, направленной вверх, — 2800 кНм. Наиболее неблагоприятное сочетание положительных изгибающих моментов составляет 5746 кНм, отрицательных — 1520 кНм. Расчетный момент, который может быть воспринят четырьмя стальными канатами из 16 прядей диаметром 7 мм, составляет 6861 кНм. Это значит, что запроектированное соединение обеспечивает полное восприятие всех действующих моментов, и конструкция в зоне стыка будет испытывать только усилия сжатия.

Благодаря применению сборных конструкций заводского изготовления и отсутствию мокрых процессов возведение стадиона ведется высокими темпами. Конструкции трибун были возведены всего за 15 недель.

**Е. Н. БОГДАНОВА**

Алешин Н. Н. **Электросейсмоакустические методы обследования зданий.** М., Стройиздат, 1982.

Болотин В. В. **Методы теории вероятности и теории надежности в расчетах сооружений.** 2-е изд., перераб. и доп. М., Стройиздат, 1982.

Константинопуло Г. С. **Механическое оборудование заводов железобетонных изделий.** М., Стройиздат, 1982.

Дыховичный Ю. А. **Большепролетные конструкции сооружений Олимпиады-80 в Москве.** Конструкторский поиск, исследование, проектирование, возведение. М., Стройиздат, 1982.

Носенко Н. Е. **Механизация и автоматизация производства арматурных работ.** 2-е изд., перераб. и доп. М., Стройиздат, 1982.

**Сборник официальных документов по совершенствованию хозяйственного ме-**

ханизма в строительстве. Вып. 1/Сост. А. Ф. Богатырев, В. Г. Иванов, В. М. Ильин, А. И. Митрофанов. М., Стройиздат, 1982.

Тарасова А. П. **Жаростойкие вяжущие на жидком стекле и бетоны на их основе.** М., Стройиздат, 1982.

Швецов Ю. В., Немчин А. М., Швецова К. М. **Эффективность автоматизированных систем управления в строительстве.** Л., Стройиздат, 1982.

УДК 69.024.4:691.327:666.973

**Конструкция и испытания оболочки-покрытия из легкого бетона/А. В. Шапиро, Н. Я. Лурье, А. М. Людкоцкий и др.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 3—5

Описана конструкция железобетонной сборно-монолитной оболочки покрытия размером 103X103 м центрального рынка в Минске. Показана эффективность применения более совершенных конструктивных решений и новых материалов: высокопрочного аглопоритобетона и оцинкованных канатов для преднапряжения контура. Оценено напряженно-деформированное состояние оболочки в процессе нагружения собственной массой и при обжатии контура. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 4 назв.

УДК 69.022.2

**Сборные несущие элементы подвального этажа жилого дома серии III-97/М. М. Танаков, В. Ф. Якущенко, Н. Е. Пинский, А. П. Савченко.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 5—6

Приведены данные о конструкциях и результатах испытаний сборных оголовков и железобетонных рам для конструкций подвальных этажей жилых домов серии III-97, возводимых в Кузбассе. Полученные данные свидетельствуют о надежности предложенных конструкций, позволяющих снизить расход материалов, повысить производительность труда и обеспечить экономию в сумме 4,7 тыс. р. на 1 блок-секцию. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 624.012.23

**Шилов Е. В., Ивасюк И. М. Прочность и деформативность межплитных швов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 9—10.

Изучена прочность и деформативность швов между плитами сборных железобетонных перекрытий при действии нормальных сжимающих напряжений. Приведены результаты экспериментальных и теоретических исследований деформативности швов. Полученные теоретические зависимости хорошо согласуются с опытными данными. Использование результатов исследований в практике проектирования позволит точнее оценить напряженно-деформированное состояние элементов сборных железобетонных перекрытий. Ил. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 624.072.33

**Ивашенко Ю. А., Габбасов Н. Р. Перераспределение моментов в раме с податливыми узлами.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 11—12.

Установлены особенности перераспределения моментов в П-образной раме из преднапряженных элементов с рамными болтовыми узлами. Распределение моментов в элементах рамы зависит от неупругой податливости узлов, а также от трещинообразования и развития пластических деформаций в участках ригеля и колонн с разными напряжениями. Обнаружено влияние рамы на диаграмму М—Ф узлов и участков элементов рамы. Ил. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 691.327:691.544

**Свойства бетонов на алинитовых цементах/С. Н. Алексеев, С. А. Миронов, С. А. Высоцкий и др.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 13—16.

Выявлены незначительные отличия бетонов на алинитовых цементах от портландцементных бетонов по механической прочности. Отмечена пониженная морозостойкость таких бетонов; показано, что стальная арматура в них без ингибиторов подвергается коррозии, особенно интенсивной в условиях пропаривания. Рекомендована рациональная область применения алинитовых цемента и бетонов на их основе. Ил. 4, табл. 3, список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:539.4

**Серых Р. Л. Влияние водонасыщения на прочность бетона при сжатии.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 16—17.

Приведены результаты экспериментальных исследований изменения призмной прочности и модуля упругости различных бетонов при длительном увлажнении. Ил. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:666.973.2:666.64-492.3 (571:6)

**Керамзитозолопенобетон для наружных стен (опыт строительства на Дальнем Востоке)/Л. А. Кузнецова, В. С. Ермилова, С. А. Березюк и др.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 18—19.

Разработаны составы керамзитозолопенобетона с использованием золы-уноса, золы гидродаления из отвалов, а также технической пены на основе СНВк.

Изучены зависимости водопоглощения от объемной массы и коэффициента теплопроводности от влажности керамзитозолопенобетона. Определены основные физико-механические характеристики керамзитозолопенобетона. Приведены сведения о производственном внедрении и экономической эффективности исследованного бетона. Ил. 2, табл. 2.

УДК 69.003.123:624.012.4:624.93

**Остринский Ю. С., Машкова Н. А. Затраты труда при возведении сборно-монолитного здания (на примере строительства экспериментального объекта).** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 20—21.

Анализируются затраты труда при возведении сборно-монолитного жилого дома для малосемейных по данным производственной и бухгалтерской отчетности, а также непосредственных наблюдений в ходе строительства. Применение метода моментных наблюдений в ходе строительства экспериментальных объектов позволяет дифференцировать зафиксированные фактические и расчетно-минимальные трудозатраты по отдельным видам работ и конструктивным элементам. Табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 624.072.2

**Васильев П. И., Рочняк О. А., Образцов Л. В. Работа приопорных зон преднапряженных балок, не имеющих сцепления арматуры с бетоном.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 24—25.

Изложена методика расчета образования и ширины раскрытия трещин, прогибов преднапряженных балок прямоугольного сечения без сцепления арматуры с бетоном, основанная на решениях контактной задачи. Дано объяснение повышения сопротивления поперечным силам в таких балках. Ил. 5, список лит.: 5 назв.

УДК 691.87:693.554

**Бурлаченко П. И. О подборе арматуры внецентренно-сжатых элементов прямоугольного профиля.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 25—26.

Изложены предложения по методике подбора арматуры железобетонных элементов прямоугольного профиля при малых эксцентриситетах сжимающих сил. Это позволяет подбирать арматуру в количестве, точно соответствующем условию прочности внецентренно-сжатых элементов по действующим нормам проектирования, и тем уменьшить ее расход в процессе проектирования железобетонных конструкций. Ил. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 69.004.18

**Альтшуллер Е. М. О показателе удельной энергоемкости в индустриальном домостроении.** — Бетон и железобетон, 1982, № 8, с. 27—28.

Рассматриваются вопросы использования показателя удельной энергоемкости при анализе конструктивных и технологических решений в индустриальном домостроении с целью выбора энергосберегающих вариантов.

*Karchemsky M. Yu., Patsula A. Ya., Berdichevsky G. I., Yakushin V. A., Blagodarov A. Z.* Piles, being lifted on pile driver with gripping in two points

*Rudoy A. F., Trembitsky S. M., Graifer A. G.* High-temperature accelerated heating of concrete for vibrohydropressed pipes

*Shapiro A. V., Lurje N. Ya., Lyudkovsky A. M., Shugaev V. V., Izraelit M. M., Abasov R. U.* Construction and tests of large-span shellroofing made of lightweight concrete

*Tanakov M. M., Yakushchenko V. F., Pinsky N. E., Savchenko A. P.* Precast load-bearing elements of basement floor in apartment building of series III-97

*Vasiliev A. P., Matkov N. G., Zhanseitov M. F.* Contact joints of columns with break of longitudinal reinforcement

*Shilov E. V., Ivasyuk I. M.* Strength and deformability of interslab joints

*Ivashenko Yu. A., Gabbasov N. R.* Moments redistribution in frame with pliable assemblies

*Simonov M. Z., Mkhikyan A. M., Sarkisyan V. G., Papyan V. V.* Application of multi-hollow floor panels of large width

*Alekseev S. N., Mironov S. A., Vysotsky S. A., Kurbatova I. I., Stepanova V. F.* Properties of concretes on alinite cements

*Serykh R. L.* Influence of water saturation on concrete compressive strength  
*Kuznetsova L. A., Ermilova V. S., Obcharenko O. I., Berezyuk S. A., Kravets V. R., Golik N. A.* Ceramsite-ash-concrete for external walls on the Far East

*Piskarev V. A., Velichko E. G., Mawrin K. A., Kalgin A. A.* Complex admixtures in production of pipes by radial pressing method

*Ostrinsky Yu. S., Mashkova N. A.* Labour expenditure during erection of precast-monolithic buildings

*Vasiliev P. I., Rechnyak O. A., Obratsov L. V.* Behaviour of near support zones in prestressed beams without bond between concrete and steel

*Burlachenko P. I.* Selection of reinforcement for eccentrically compressed members of rectangular profile

*Karchemsky M. Yu., Patsoula A. Ja., Berdichevsky G. I., Jakouchine V. A., Blagodarov A. Z.* Les pieux battus, élevés sur la sonnette avec le pince par les deux points

*Rudoy A. Ph., Trembitsky S. M., Graypher A. G.* Le chauffage accéléré à haute température du béton des conduites vibro-hydro-pressées

*Chapiro A. V., Lourje N. Ja., Ludkovsky A. M., Chougajev V. V., Izraelith M. M., Abassov R. Ou.* La structure et les essais de l'enveloppe revêtement à grande travée produite en béton léger  
*Tanakov M. M., Jakouchshenko V. Ph., Pinsky N. E., Savtchenko A. P.* Les éléments portants préfabriqués de sous-sol du bâtiment d'habitation de la série III-97

*Vassiljev A. P., Matkov N. G., Jeanseitov M. Ph.* Les joints de contact des colonnes avec la coupure des armatures longitudinales

*Chilov E. V., Ivassuk I. M.* La résistance et la déformabilité des joints d'interdalles

*Ivachenko Iu. A., Gabbassov N. R.* Redistribution des moments dans le châssis avec les noeuds déformables

*Simonov M. Z., Mkhikjan A. M., Sarkisjan V. G., Pappan V. V.* Sur l'application des panneaux à plusieurs vides dans les revêtements de largeur augmentée

*Alexeev S. N., Mironov S. A., Vyssotsky S. A., Kourbalova I. I., Stepanova V. Ph.* Les propriétés des bétons sur les ciments alinites

*Serykh R. L.* L'influence de la saturation par l'eau sur la résistance du béton sous la compression

*Kouznetsova L. A., Ermilova V. S., Ovcharenko O. I., Berezyuk S. A., Kravets V. R., Golik N. A.* Céramsite-cendres-mousse-béton pour les murs extérieurs à l'Extrême Orient

*Piskarev V. A., Velitchko E. G., Mawrine K. A., Kalghine A. A.* Les adjuvants complexes dans la production des conduites par la méthode de pressage radial

*Ostrinsky Yu. S., Mashkova N. A.* Les dépenses de travail pendant la construction d'un bâtiment préfabriqué-monolithique  
*Vassiljev P. I., Rotchnjak O. A., Obratsov L. V.* Le service des zones d'appuis des poutres précontraintes n'ayant pas d'adhérence des armatures avec le béton

*Bourlatchenko P. I.* Sur le choix des armatures des éléments comprimés hors du centre du profil rectangulaire

*Kartschemski M. Ju. Patsula A. Ja., Berditschewski G. I., Jakuschin W. A., Blagodarow A. S.* Die an die Ramme mit Klemme für 2 Stellen hochzuhebenden Rammpfähle

*Rudoj A. F., Trembizki S. M., Greifer A. G.* Beschleunigte Erwärmung von hoher Temperatur des Betons in vibrohydropressierten Röhren

*Schapiro A. W., Lurje N. Ja., Ludkowski A. M., Schugajew W. W., Israelit M. M., Abassow R. U.* Konstruktion und Prüfung der weitgespannten Dachschaale aus Leichtbeton

*Tanackow M. M., Jakustschenko W. F., Pinski N. Eu., Sawtschenko A. P.* Vorgefertigte Tragelemente des Kellergeschosses im Wohnhaus von Serie III-97  
*Wassiljew A. P., Matkow N. G., Zhanseitow M. F.* Kontaktstöße der Säulen mit Abbruch der Längsbewehrung

*Schilow Eu. W., Iwassjuck I. M.* Festigkeit und Verformbarkeit der Fugen zwischen Platten

*Iwaschenko Iu. A., Gabbassow N. R.* Umlagerung der Momente im Rahmen mit nachgiebigen Verbindungen

*Simonow M. S., Mchikjan A. M., Sarkisjan W. G., Pappan W. W.* Anwendung der Deckenplatten mit mehreren Hohlräumen von vergrößerter Breite

*Aleksejew S. N., Mironow S. A., Wyssozki S. A., Kurbatowa I. I., Stepanowa W. F.* Betoneigenschaften unter Anwendung von Alinitzelementen

*Serych R. L.* Einfluss der Wassersättigung auf Betonfestigkeit unter Druck

*Kusnezowa L. A., Jermilowa W. C., Owtscharenko O. I., Beresjuck S. A., Kravew W. R., Golick N. A.* Keramsitaschaumbeton für Aussenwände im Fernen Osten

*Piskarjow W. A., Welitschko Eu. G., Mawrin K. A., Kalgin A. A.* Komplexe Zusatzstoffe in Produktion von Röhren mit der Methode des Radialpressens

*Ostrinski Ju. S., Maschowa N. A.* Arbeitsaufwand bei Errichtung des Gebäudes aus Fertigteilen und Monolithbeton

*Wassiljew P. I., Rotschnjack O. A., Obratsov L. W.* Verhalten der Zonen bei Stützen von vorgespannten Balken ohne Kohäsion der Bewehrung mit dem Beton  
*Burlatschenko P. I.* Auswahl der Bewehrung für die aussermittig gedrückten Elemente von rechtwinkligem Profil.

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

Технический редактор Сангурова Е. Л.

Корректор Стигнеева О. В.

Сдано в набор 14.06.82.  
Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>8</sub>  
Тираж 14725 экз.

Подписано в печать 12.07.82.  
Печать высокая Усл. печ. л. 4,0 Усл. кр.-отт. 4,75

T-13246  
Уч.-изд. л. 5,70  
Заказ 268

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

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

№ 34\*

№ 863342. А. С. Хаимов, В. П. Кудин, В. С. Мокренский и др. ЭКБ ЦНИИСК. Устройство для формования изделий из бетонных изделий.

№ 863345. С. П. Максимов и А. А. Волков. Куйбышевский инженерно-строительный ин-т. Виброплощадка для формования изделий из бетонных смесей.

№ 863346. А. И. Конопленько и Н. Г. Ильченко. Днепропетровский инженерно-строительный ин-т. Способ уплотнения пластичных бетонных смесей.

№ 863347. В. Г. Каменский, И. М. Ляшкович, Г. С. Раптунович и В. П. Самцов. Ин-т тепло- и массообмена. Способ изготовления изделий из мелкозернистого бетона.

№ 863348. И. И. Серепьев. Способ формования изделий и устройство для его осуществления.

№ 863352. А. В. Пушмынцев, В. Д. Шиллов, Б. С. Чикабава и др. Конвейерная линия для производства железобетонных изделий.

№ 863353. А. И. Семенов. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 863356. А. М. Мирошников, Ю. В. Коротков, Р. И. Кваша и др. СКБ Главстройпрома. Форма для изготовления строительных изделий.

№ 863358. И. И. Кравченко. Витебский ДСК. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 863359. Ю. Н. Сыркин, В. Г. Голубов, В. Г. Протченко и др. СКТБ Главтоннельмостростроя. Устройство для распалубки изделий из бетонных смесей.

№ 863360. П. И. Шварцман, Ю. П. Ключник и Е. П. Чернышова. ЦНИИЭП жилища. Установка для изготовления железобетонных изделий с пустотами.

№ 863361. М. К. Морозов, В. В. Гончаров и Н. И. Худолей. КИСИ. Установка для формования объемных элементов.

№ 863362. С. М. Григорьев, В. И. Мигулев, М. И. Ганелин и др. ПКБ Главстроймеханизации. Устройство для формования объемных блоков.

№ 863363. В. В. Перепелкин и В. И. Тараненко. Алма-Атинский ДСК. Установка для изготовления железобетонных изделий в кассетных формах.

№ 863364. Е. Г. Казаков, ВНПО Союзжелезобетон. Кассетная установка.

№ 863365. А. Б. Пугачевский и А. Г. Овчаренко. СКБ Главмостростроя. Кассетная форма для изготовления строительных изделий.

№ 863366. Э. В. Осиповский. Минский НИИМС. Смазка для форм.

№ 863367. Г. Д. Дибров, И. А. Беспроскурный, В. В. Круть и Н. Г. Ильченко. Днепропетровский инженерно-строительный ин-т. Смазка для металлических форм.

№ 863386. И. С. Бремкаукас. Красноярский комбинат железобетонных и металлических конструкций. Смазка для металлических формующих поверхностей.

№ 863370. В. П. Егоров, А. В. Гамулецкий, А. К. Косьмини и А. Г. Казаков. КБ по железобетону Госстроя РСФСР. Установка для обработки поверхностей изделий из бетонных смесей.

№ 863371. А. Л. Лаповок. Ленинградский филиал Оргэнергостроя. Устройство для перемещения преимущественно железобетонных изделий.

№ 863774. М. Д. Леонов. Индустрпроект и Вяземский з-д железобетонных шпал. Бетоноукладчик.

№ 863375. А. И. Семенов. Устройство для укладки бетонной смеси в форму.

№ 863376. В. Я. Морев, Ю. Г. Иванов, В. А. Берин и др. Ярославский Промстройпроект. Бетоноукладчик.

№ 863538. Н. С. Ковалев, С. И. Самодуров и Б. Ф. Соколов. Воронежский инженерно-строительный ин-т. Бетонная смесь.

№ 863539. Н. Т. Рашевский и Ю. Л. Воробьев. ХИИКС. Добавка к бетонной смеси.

№ 863540. Т. М. Худякова, К. К. Харибаев, М. А. Шапошников и В. И. Михайлова. Казахский химико-технологический ин-т. Комплексная добавка для бетонной смеси.

№ 863541. В. И. Калашников, Ю. С. Кузнецов, И. А. Иванов и др. Пензенский инженерно-строительный ин-т и Пензенский з-д медицинских препаратов. Способ приготовления бетонных и растворов смесей.

№ 863542. Г. Н. Судиловский, Г. Н. Хмелев и В. В. Чересельский. Свердловский филиал Гипродорнии. Бетонная смесь.

№ 863543. Р. Г. Галиакберов, В. Л. Максимов, Е. П. Петров и др. ЦНИИЭП жилища. Ячеистобетонная смесь.

№ 863544. И. Б. Удачкин, О. Д. Парашенко, О. П. Мчедлов-Петросяни и др. НИИМС. Газоразбрасыватель для уплотнения ячеистого бетона.

№ 863545. И. А. Лобанов и Ю. В. Пухаренко. ЛИСИ Сырвая смесь для уплотнения ячеистого бетона.

№ 863547. Б. М. Шемердяк, Р. А. Марусляк, С. Н. Лыс и др. Калужский научно-исследовательский филиал ВНИПИГалургии. Полимерсиликатная композиция для изготовления кислотоупорного бетона.

№ 863550. К. Д. Некрасов, А. П. Тарасова, Н. Д. Хрипун и др. Донецкий Промстройинипроект. Сырвая смесь для изготовления жаростойкого бетона.

№ 863551. В. А. Черняховский, И. В. Григорьев, В. Ф. Константинов и др. ЦНИИСК. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 863553. В. Н. Бровкова и М. И. Роговой. Карагандинский политехнический ин-т. Сырвая смесь для изготовления легкого заполнителя бетона.

№ 863573. К. Э. Горяйнов, С. Г. Румянцев, О. П. Анастасенко и др. ВЗИСИ и ВНПО Союзжелезобетон. Способ термообработки полых центрифугированных железобетонных изделий.

№ 863798. И. Л. Хаютин, Ю. С. Мартынов, Р. Б. Орлович и др. Бело-

\* См.: Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981.