

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**2**  
**1971**



# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА  
СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

1971

ФЕВРАЛЬ

№ 2

## Содержание

### Навстречу XXIV съезду КПСС

- А. В. Нехорошев, И. У. Гейданс, А. Р. Штейнерт.* Производство газобетонных изделий по резательной технологии . . . . . 1
- Конструкции**
- В. Г. Савченко-Бельский, А. А. Шилов.* Экспериментальные исследования сборно-монолитной конструкции перекрытия для капитального ремонта жилых зданий . . . . . 3
- А. Д. Либерман, И. А. Белинский, О. М. Рубач, Г. И. Григорьева, В. Н. Пивоваренко.* Крупно-размерные преднапряженные плиты покрытий 3×18 м для промышленных зданий . . . . . 7
- Ю. Д. Бычков, А. А. Беспяев.* Прочность и трещиностойкость узлов рам железобетонного каркаса сейсмостойких многоэтажных зданий . . . . . 10
- И. Г. Людковский, Ю. С. Волков.* Особо прочные элементы в спиральной предварительно напряженной обойме . . . . . 13
- Г. И. Бердичевский, Ф. А. Иссерс, Е. К. Гринева.* Влияние неточностей очертания сборных криволинейных элементов на трещиностойкость стен силосов . . . . . 16
- Теория**
- К. К. Антонов, Ю. А. Рогатин.* Экспериментальное исследование обвязочных железобетонных балок при плитах, опертых по контуру . . . . . 18
- К. К. Вайшвила, А. В. Ненорта.* О деформациях армированных изгибаемых элементов при статических нагрузках . . . . . 22
- Н. А. Ильин.* Сцепление стержневой арматуры с керамзитобетоном после нагрева до 700°C . . . . . 24
- Заводское производство**
- К. Э. Горайнов, А. Н. Счастный.* Назначение рациональных режимов снижения давления пара при автоклавной обработке газобетонных изделий . . . . . 26
- Н. Ф. Петрова.* Экспериментальное исследование газобогрева бетона в кассетных формах . . . . . 28
- Долговечность**
- А. А. Беневольский.* Бетоны высокой морозостойкости на обычном портландцементе . . . . . 31
- А. А. Воробьева.* Влияние карбонизации на физико-механические свойства автоклавного газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками . . . . . 32
- В помощь проектировщику**
- Э. Е. Сигалов, В. А. Протасов.* К определению осредненной жесткости железобетонных внецентренно сжатых стоек с учетом трещин в растянутых зонах . . . . . 34
- В. С. Зырянов.* Несущая способность и деформативность треугольных плит перекрытий . . . . . 37
- В помощь заводским лабораториям**
- С. А. Миронов, И. М. Френкель.* Ускоренная проверка марки цемента в бетоне и назначение фактора его прочности (Ц/В) . . . . . 39
- Зарубежный опыт**
- Б. Гервик.* Развитие преднапряженного железобетона в США . . . . . 42
- Информация**
- С. А. Мадатян.* Производство и применение высокопрочной напрягаемой арматурной стали за рубежом . . . . . 45
- Критика и библиография**
- А. Е. Шейкин, Г. И. Горчаков, Г. А. Бужевич, Е. А. Ерофеева.* Пособие, нужное для бетонщиков . . . . . 48

## Навстречу XXIV съезду КПСС

### Производство газобетонных изделий по резательной технологии

Д-р техн. наук А. В. НЕХОРОШЕВ (ЦНИИЭП Сельстрой),  
инж. И. У. ГЕЙДАНС (ЖБК № 1 МПСМ Латвийской ССР, Рига),  
инж. А. Р. ШТЕЙНЕРТ (Рижский политехнический институт)

УДК 666.973.002.2

Наиболее совершенным способом производства конструкций из ячеистых бетонов является вертикальное формование высоких массивов с последующей разрезкой, [1, 2].

Заливкой высоких массивов можно повысить коэффициент загрузки автоклавов, а резательная технология позволяет в любой момент изменять габариты изделий путем перестановки режущего органа.

На заводе ЖБК № 1 (Рига) изделия изготавливаются в формах размерами  $500 \times 1250 \times 6400$  и  $500 \times 2750 \times 6400$  мм с последующей обработкой в автоклавах диаметром 3,6 м. Даже при этой высоте массивов коэффициент загрузки автоклавов увеличился от 0,08—0,16 [3] до 0,425 и значительно снизилась себестоимость изделий благодаря сокращению расхода пара на единицу запариваемых изделий и увеличению выпуска продукции на единицу времени запарки.

Газобетонный массив разрезается вручную вертикально и резательной машиной вертикально и горизонтально. При ручной вертикальной разрезке режущим органом служит обожженная вязальная проволока диаметром 1,2—1,6 мм. До формовки ее укладывают на дно формы и, вытаскивая вверх, разрезают массив. При таком способе разрезки легко менять размерность изделий изменением расстояния между резательными проволоками. Резка производится при такой пластической прочности массы, при которой еще не превышает предел прочности на растяжение проволоки и после разрезки массив уже не слипается по местам резки. По коническому пластометру конструкций П. А. Ребиндера при высоте массива 500 мм пластическая прочность массы составляет 20—30 г/см<sup>2</sup>. Блоки выпускаются преимущественно размером  $250 \times 400 \times 500$  мм и используются в малоэтажном строительстве.

При машинной резке на неподвижной раме устанавливается форма с сырьем. Полностью открываются борта и резательная машина с закрепленными на ней струнами и ножами перемещается над массивом, разрезая его. Конструкция реза-

тельной машины предложена институтом НИПИ Силикатобетон Эстонской ССР.

Вертикальный разрез на резательной машине производится ножами, жестко закрепленными на передвигающейся станине. Но при высоте массива 500 мм трудно осуществить высококачественную резку.

При горизонтальном способе разрезки режущий орган — высокопрочная углеродистая пружинная проволока класса А-1 диаметром 1,8 мм с пределом прочности на разрыв 220 кг/мм<sup>2</sup>. Массив разрезается на два пласта высотой 250 мм, что дает возможность выпускать панели высотой от 600 до 1800 мм.

Пластическая прочность сырца, измеренная на глубине 100 мм от поверхности сырца равна 180—210 г/см<sup>2</sup>. При такой пластической прочности, ширине массива 2750 мм и скорости резки 1,6 м/мин резательная струна испытывает фронтальное сопротивление массы, равное 120—200 кг. Во избежании обрыва струны, она с одного конца должна быть закреплена пружиной, которая является демпфером, воспринимающим резкие изменения сопротивления резанию. Формы необходимо изготавливать очень точных размеров (высота поддона, соосность шарниров бортов форм). На наш взгляд, наиболее удачное конструктивное решение резательных машин должно основываться на резке распалубленного массива сырца вибрирующими струнами. Это позволяет резать более жесткие массы, что расширяет сроки резки и дает возможность получать изделия с гладкой поверхностью.

После обработки в автоклаве панели калибруют. При правильной фиксации арматуры и правильном режиме виброформования поверхность панелей сразу после калибровки можно подвергать окраске.

Однако производство изделий способом заливки массивов не лишено некоторых недостатков. При переходе к тепловлажностной обработке сырца большой высоты осложняется процесс теплообмена в изделиях. Известно, что чем толще слой прогреваемого изделия, тем дольше необходимо его нагревать,

чтобы наиболее холодные слои в середине массива нагревались до температуры окружающей среды. [4]. Разница в температуре между более и менее нагретыми участками в массиве  $\Delta t$  вызывает возникновение в нем напряжений, приводящих даже к растрескиванию изделий. Поэтому для равномерного гидротермального твердения по всему массиву и ограничения развития напряжений ниже критических необходимо медленный подъем температуры в автоклаве. Это вызывает удлинение времени подъема давления и самого цикла запаривания. С переходом на формование массивов необходимо изыскать возможности укоротить цикл запаривания, что будет способствовать снижению себестоимости изделий благодаря сокращению расхода пара и повышению мощности завода при тех же капитальных вложениях.

Но, к сожалению, разными авторами в публикациях по автоклавной обработке приводятся разные и даже взаимоисключающие рекомендации. Рижским политехническим институтом совместно с ЖБК-1 проведены опыты по запариванию массивов высотой 500 мм при объемной массе изделий в высушенном состоянии  $750 \text{ кг/м}^3$  и даны рекомендации по оптимальному режиму тепловой обработки.

В основу экспериментов положена гипотеза о возможности улучшения теплообмена в системе пар—изделие продувкой автоклава паром. Сходный режим для запаривания изделий (высотой 300 мм) объемной массой  $800 \text{ кг/м}^3$  предложен институтом НИИСтроительства Госстроя Эстонской ССР. [5].

На ЖБК-1 испытаны два режима автоклавной обработки: обычный режим  $3+8+3 \text{ ч}$  и режим с продувкой  $0,5+2+1+6+3 \text{ ч}$  при давлении пара в автоклаве  $8 \text{ атм}$ . (рис. 1).

Чтобы определить влияние способа подъема температуры на прогрев и послеавтоклавную прочность изделий, подъем и спуск в обоих случаях приняты одинаковыми— $3 \text{ ч}$ .

В течение  $0,5 \text{ ч}$  в автоклаве создавалось избыточное давление  $0,2-0,4 \text{ атм}$  ( $t=102-104^\circ\text{C}$ ); затем через задвижку выпуска конденсата или клапан «выпуск в атмосферу» вытеснялась паро-воздушная смесь в течение  $2 \text{ ч}$ ; по окончании продувки давление в автоклаве в течение  $1 \text{ ч}$  поднимали до  $8 \text{ атм}$ .

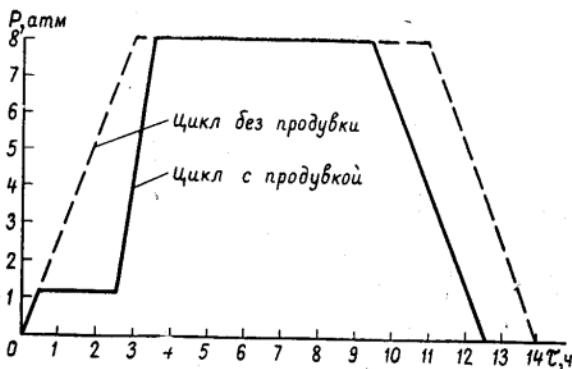


Рис. 1. Графики циклов запаривания

Массивы, разрезанные на блоки размером  $250 \times 400 \times 500 \text{ мм}$ , загружали в автоклав тремя ярусами.

При обычном режиме  $3+8+3 \text{ ч}$  после подъема давления разница температурных полей  $\Delta t$  в массиве составляла  $45^\circ\text{C}$  (рис. 2). Стабилизация  $\Delta t$  наступила только через  $6 \text{ ч}$  после подъема температуры. Самый «горячий» слой находился на поверхности изделий (датчик № 11), а самый «холодный» — на дне форм (датчик № 1). Разница в температуре  $\Delta t=10-15^\circ\text{C}$  после стабилизации показывает, что равномерность температурных полей при этом способе подъема температуры в изделии и указанных технологических параметрах ( $B/T=0,37$ ,  $\gamma=800 \text{ кг/м}^3$ ,  $h=500 \text{ мм}$ ) невозможна. Этот вывод подтверждается и исследованиями, проведенными другими авторами [6].

При продувке  $\Delta t$  стабилизируется через  $1 \text{ ч } 45 \text{ мин}$  после подъема температуры до  $102-104^\circ\text{C}$ . Величина ее  $3-5^\circ\text{C}$  остается неизменной до конца запарки (рис. 3). Плотность кривых, характеризующих распределение температурных полей, показывает, что способом продувки возможно создать одинаковые термические условия твердения материала по всему массиву.

Кроме измерения распределения температурных полей в изделии важно узнать, как в этих условиях протекает процесс твердения материала. Это было определено измерением стабилизации электропроводности материала. Электропроводность измеряли датчиками специальной конструкции, расположенными на восьми уровнях по высоте изделий в тех же формах.

При обычном режиме запаривания стабилизация электропроводности сырца по высоте массива начинается через  $2 \text{ ч}$  после подъема давления до  $8 \text{ атм}$  и кончается через  $6 \text{ ч}$  после подъема давления. Большой интервал стабилизации электропроводности  $\Delta \gamma$  и неравномерное расположение точек стабилизации свидетельствует о том, что неравномерный прогрев изделий отрицательно влияет на однородность твердения сырца по высоте.

При режиме с продувкой разница в периодах стабилизации электропроводности  $\Delta \gamma$  по высоте массива составляла только  $35 \text{ мин}$  (рис. 4). Плотность кривых, характеризующих твердение материала и плавное их изменение, подтверждает выводы, сделанные по измерениям распределения температур-

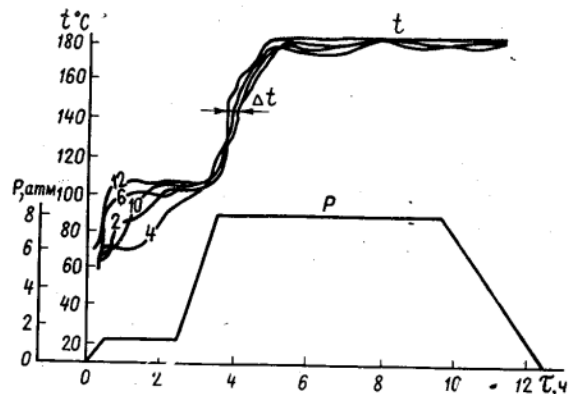


Рис. 3. Распределение температур в массиве при запаривании с продувкой

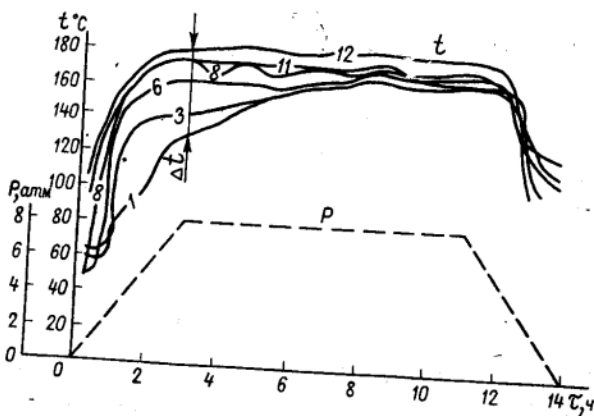


Рис. 2. Распределение температур в массиве при запаривании без продувки

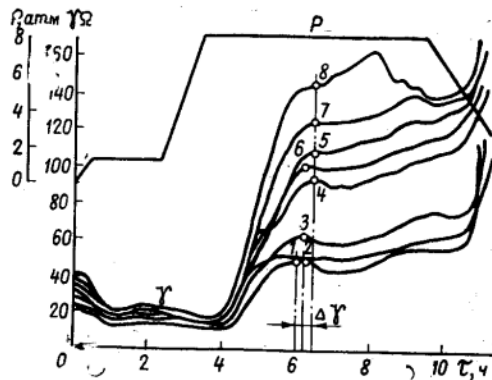


Рис. 4. Стабилизация электропроводности в массиве при запаривании с продувкой



ных полей. Узкий интервал  $\Delta t$  свидетельствует о равномерном протекании процесса твердения по высоте сырца.

Для полного представления о влиянии способа подъема температуры в автоклаве на гидротермальные условия твердения изделий определена послеавтоклава прочность блоков в высушенном состоянии. Для определения прочности на высотах 125, 250 и 375 мм от поддона форм высверливались керны диаметром и высотой 100 мм перпендикулярно направлению вспучивания массы.

По данным таблицы видно что способ подъема температуры влияет незначительно на конечную прочность изделий.

Режим запаривания	Количество проб	Прочность на сжатие в $кг/см^2$					
		Высота отбора проб в мм					
		125		250		375	
		$M \pm 3m$	$v, \%$	$M \pm 3m$	$v, \%$	$M \pm 3m$	$v, \%$
Без продувки	33	$52,3 \pm 3,6$	9,7	$50,9 \pm 3,1$	8,5	$47,7 \pm 3,6$	10,5
С продувкой	42	$51,1 \pm 3,6$	10,3	$48,1 \pm 3,8$	11,7	$50,0 \pm 4,0$	11,8

Примечание:  $M$  — средняя арифметическая величина;  
 $m$  — средняя ошибка;  
 $V$  — вариационный коэффициент.

Объемная масса изделий равна  $725 \pm 25$   $кг/м^3$ .

Разброс вариационного коэффициента в пределах 8,5—11,8% не характеризует условия гидротермального твердения, а скорее свидетельствует о неоднородности материала и созданных напряжений в материале при вспучивании массы.

На основании этих исследований на заводе ЖБК-1 для запаривания газобетона выбран режим с продувкой 0,5+2+1+6+3 ч. Расчеты показали, что при полной мощности завода 180,000  $м^3$  газобетона в год годовая экономия составит 144 тыс. руб.

## Выводы

Вертикальное формирование высоких массивов с последующей разрезкой является наиболее совершенным способом производства конструкций из ячеистых бетонов. Конструктивное решение машин для резки больших массивов должно основываться на резке сырца вибрационными струнами без форм.

При запаривании ячеистобетонных изделий в высоких массивах неизбежно появляются большие температурные перепады и отставание в прогреве центральной части массива.

Продувкой автоклава паром возможно улучшить теплообмен в системе пар—изделие и снизить перепад температуры до 4—5°C.

Автоклавную обработку газобетонных массивов объемной массой 750  $кг/м^3$  и водотвердым отношением формовки 0,37 при высоте заливки 500 мм способом продувки можно сократить до 12,5 ч.

Способ продувки при данных технологических параметрах ( $V/T$ , объемная масса, высота заливки) заметно не снижает прочность блоков размером 250×400×500 мм.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Клаусон В. Р., Крейс У., Иоости Х. Ф. Крупноразмерные панели из ячеистых бетонов. Сб. Крупноразмерные изделия из бетонов автоклавного твердения. М., 1969.
2. Ройзман П. А. Новые возможности резательной технологии при формировании ячеистобетонных изделий. Сб. Крупноразмерные изделия из бетонов автоклавного твердения. М., 1969.
3. Канусов И. М. Новое в производстве крупных армированных изделий из ячеистых бетонов. Материалы IV конференции по ячеистым бетонам, Пенза, 1969.
4. Миронов С. А., Кривичкий М. Я., Счастливый А. Н. Эффективные режимы автоклавной обработки газобетонных изделий. Крупноразмерные изделия из силикатных материалов на различных вяжущих. ЦБТИ Госстроя Латвийской ССР. Вильнюс, 1966.
5. Эйрре А. Х., Оямаа Э. Г., Кивисельг Ф. П. О рациональном режиме запаривания разрезанных газобетонных массивов. Сб. Крупноразмерные изделия из бетонов автоклавного твердения. М., 1969.
6. Петерсон Т., Берзон А. О контроле процесса твердения крупных газобетонных изделий и образцов в автоклаве резонансным методом. VI конф. по бетону и железобетону. Рига, 1966.

## Конструкции

# Экспериментальные исследования сборно-монолитной конструкции перекрытия для капитального ремонта жилых зданий

Канд. техн. наук В. Г. САВЧЕНКО-БЕЛЬСКИЙ, инж. А. А. ШИЛОВ

УДК 624.073.7

Особенностью капитального ремонта жилых зданий является мелкоразмерность конструкций, обусловленная производством монтажа в стесненных условиях средствами малой механизации. Эти обстоятельства требуют применения железобетонных конструкций из облегченных элементов.

Решить эту задачу при обеспечении необходимой несущей способности и жесткости можно используя сборно-монолитные конструкции, позволяющие расчленить поперечное сечение изгибаемых элементов при монтаже на отдельные части с последующим объединением их в совместно работающую систему.

Примером такого сборно-монолитного конструктивного решения является разработанная в НИКТИ городского хозяйства (Киев) конструкция перекрытия по балкам БПШ (рис. 1).

Несущие элементы конструкции состоят из двух полубалок швеллерного сечения с наклонной стенкой толщиной 30 мм. Выпуски арматуры обеспечивают связь полубалок с бетоном замоноличивания и объединение их в составное се-

чение при монтаже. По балкам укладываются зубчатые плиты толщиной 40 мм. Замоноличивание пазов между полубалками и плитой, шпуночное сопряжение бетонов и выпуски арматуры обеспечивают совместную работу отдельных элементов комплексного сечения.

Характер работы конструкции, состоящей из облегченных элементов, и степень участия отдельных частей сечения в совместной работе исследовались на образцах длиной 6 м нескольких серий с различным соотношением сборного и монолитного бетонов (рис. 2).

Выбор и назначение образцов был обусловлен необходимостью раздельного изучения последовательного ряда факторов, влияющих на характер работы сборно-монолитного сечения по мере вовлечения в работу элементов комплексной конструкции.

Образцы серий 01 и 02 представляли собой только сборные армоэлементы: с их помощью изучалось влияние пригрузки в стадии монтажа. Образцы последующих серий, представляющие сборно-монолитные сечения, предназначались

для имитации характера работы конструкции в стадии эксплуатации в зависимости от включения в совместную работу отдельных элементов сечения. При этом предусматривалось изготовление образцов в условиях, исключающих монтажный пригруз.

Сборные элементы изготавливались из бетона марки 300, для замоноличивания использовали бетон марки 150.

Методикой предусматривалось испытание по 2 образца-близнеца от каждой серии на воздействие статической и повторной нагрузок. В режиме повторной нагрузки испытывали образцы серии 07, имеющие участки плиты из сборных элементов, и принятые в качестве эталона образцы серии 06 с монолитной плитой.

Испытания осуществлялись на стенде ПСГ-100А. Нагрузка передавалась на образец в четырех точках по длине пролета, причем свесы плиты непосредственно загрузению не подвергались. Загружение производилось ступенями, равными 0,1 условной разрушающей нагрузки. Повторное нагружение осуществ-

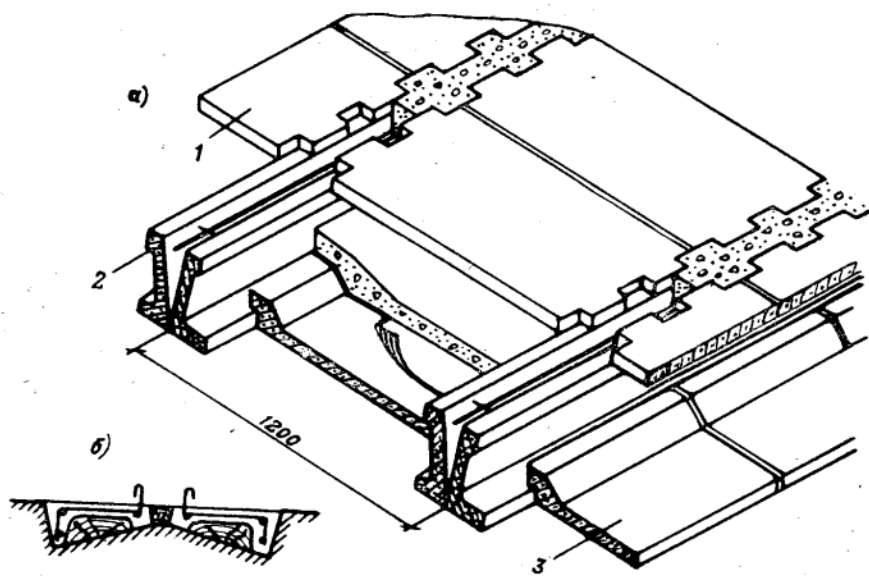


Рис. 1. Сборно-моноконтное перекрытие по балкам БПШ  
 а — фрагмент перекрытия; б — схема изготовления полубалок; 1 — зубчатая верхняя плита ПЗС; 2 — балка БПШ; 3 — плита наката ПКЛ

влялось такими же возрастающими ступенями (от нуля до разрушения) с чередованием циклов «загрузка — разгрузка» до условного уровня. В обоих случаях загрузка плиты доводилась до разрушения.

Следовательно, благодаря обеспечению монолитности контакта по мере вовлечения в совместную работу сборных элементов, несущая способность возрастает. Повышение несущей способности образцов серии 07 против серии 06 объяс-

няется включением в работу сжатой зоны сборных элементов плит заводского изготовления повышенной прочности.

Степень участия в работе элементов комлексного сечения, выраженная в процентах, экспериментально определялась как разность величин  $M_p$  для соответствующих серий образцов, отнесенная к величине  $M_p$  образцов серии 07, которые представляли собой фрагмент реальной конструкции перекрытия (табл. 1).

Сравнение экспериментальных и теоретических величин несущей способности показывает, что отклонение не превышало 11% (табл. 2).

Теоретические значения разрушающих моментов образцов определялись из учета совместной работы по принципу комлексного сечения: в формулы при расчете на прочность по сжатой зоне вводились соответствующие характеристики всех сопрягаемых элементов.

Сопоставление результатов испытаний образцов по двум методикам — статической и повторной нагрузкам — показало некоторое снижение несущей способности при испытаниях в режиме повторной нагрузки (табл. 3). Это снижение составило  $8 \pm 12\%$ , что свидетельствует о надежности конструктивных связей поперечно члененной плиты и составной балки. При этом независимо от вида испытаний отмечено общее повышение величин несущей способности образцов с плитой из сборных элементов заводского изготовления.

При разрушении образцов серии 07 было отмечено появление вертикальных трещин в месте примыкания плиты к балке, причем трещины проходили не по контакту двух бетонов, а пересекая поочередно моноконтный бетон и материал опорных частей сборных плит (у основания зубцов).

Появление подобного рода трещин в

Таблица 1

Конструктивные элементы	Формула определения несущей способности по элементам конструкции	Степень участия в совместной работе, %	
		в составе комплексной балки (без плиты)	в составе перекрытия
Сваренные полубалки Бетон замоноличивания	$M_p(02)$	82	57
	$M_p(04) - M_p(02)$	18	13
	Итого	100	70
Плита из сборных элементов	$M_p(07) - M_p(04)$	—	30
	Всего	100	100

Таблица 2

№ серий образцов	$M_p$ теорет, кг/м	$M_p$ фактич, кг/м	Разность величин фактического разрушающего момента и теоретического в %
02	3430	3840	+11%
03	4750	4590	-5%
04	4520	4670	+5%
05	5010	5100	+1%
06	6100	6700	+10%
07	6300	6800	+9%

Таблица 3

Несущая способность, выраженная через разрушающий момент  $M_p$ , составила:

- у образцов серии 02  $M_p(02) = 3840$  кг/м;
- 03  $M_p(03) = 4670$  .
- 04  $M_p(04) = 4590$  .
- 05  $M_p(05) = 5100$  .
- 06  $M_p(06) = 6100$  .
- 07  $M_p(07) = 6800$  .

Вид испытаний	Серия образцов	Характеристика образцов			Суммарная разрушающая нагрузка в кг	Величины разрушающих моментов в кг/м
		Тип плиты	Удельное содержание монолитного бетона в %	Отношение сборной части сечения к монолитной		
Статическая нагрузка	06	Моноконтная	79,3	0,26	7900	6700
	07	Из сборных плит	27,0	2,60	8000	6800
В режиме повторной нагрузки	06	Моноконтная	79,3	0,26	7200	6160
	07	Из сборных элементов	27,0	2,60	7080	6000

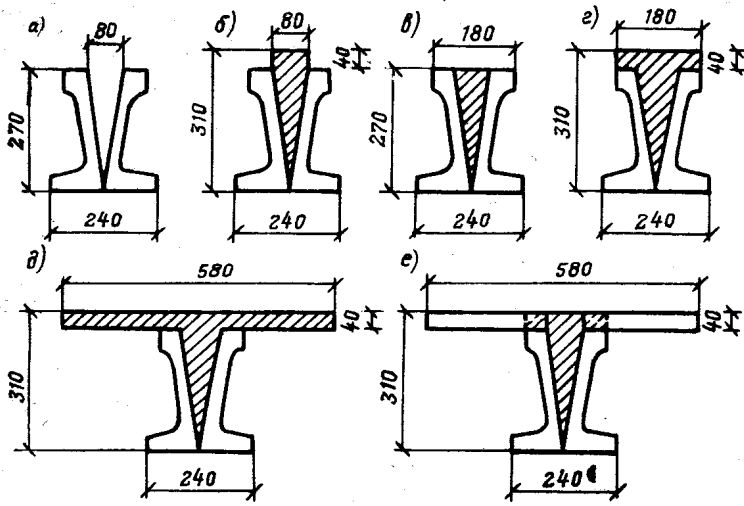
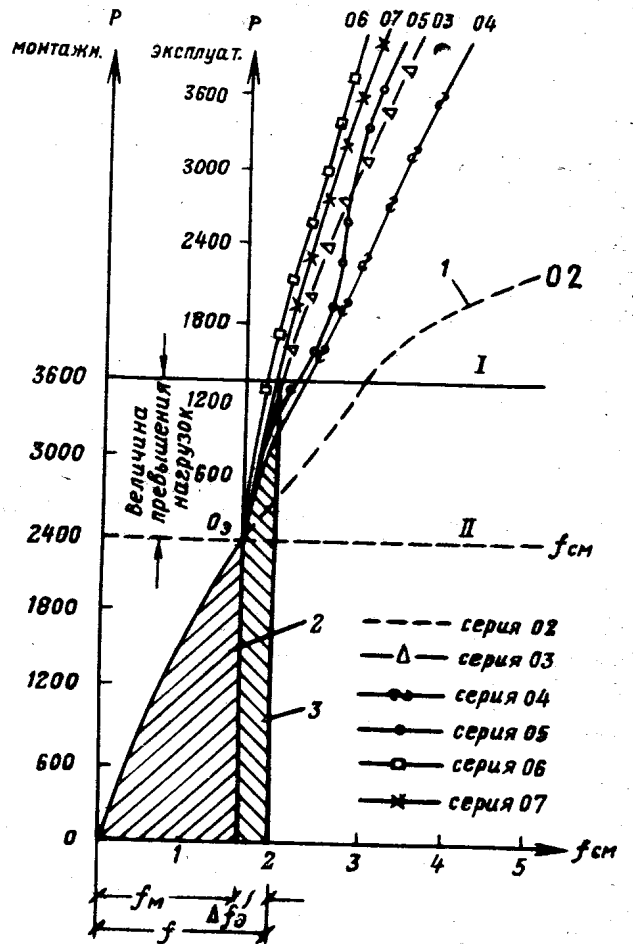


Рис. 2. Конструктивные схемы поперечного сечения натуральных образцов

а — серия 02; б — серия 03; в — серия 04; г — серия 05; д — серия 06 (эталон); е — серия 07

Рис. 3. Совмещенный график прогибов (в середине пролета) на двух стадиях работы сборно-монокристаллической конструкции

1 — линия развития прогибов образцов без замоноличивания; 2 — зона прогибов от монтажной нагрузки; 3 — зона приращения прогибов сборно-монокристаллической конструкции в стадии эксплуатации; I — уровень эксплуатационной нагрузки (расчетной); II — уровень монтажной нагрузки



образцах со сборной плитой имело сходную картину с разрушением образцов с монолитной плитой, отмеченных другими исследователями [1] и подтвержденными результатами испытаний образцов серии 06.

Включение в совместную работу отдельных элементов плиты подтвердилось также равномерным характером распределения относительных деформаций фибровых волокон верха составной плиты на первом этапе загрузки. При нагрузках, близких к разрушающим, деформативность участка монолитного бетона верха плиты повышалась. Величина деформаций в момент разрушения превышала предельные значения для данной марки бетона (по условиям опыта более низкой, чем марка бетона сборных элементов). В то же время разрушение образцов происходило только в момент исчерпания несущей способности сжатого бетона сборных элементов, имеющих более высокую прочность.

Последнее свидетельствует о том, что отмеченное в работах [2, 3] явление повышенной деформативности бетона при растяжении в условиях вязаных деформаций (эффект обоймы) может быть распространено также и на сжатую зону. При производстве ремонтно-строительных работ, учитывая сложность осуществления строгого контроля за качеством монолитного бетона построечной укладки, это обстоятельство имеет решающее значение.

Величины несущей способности образцов на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия представлены в таблице 4. Здесь приводятся также данные о величине высоты сжатой зоны бетона. Отмечается снижение величин при преобладании в составе комплексного сечения сборных элементов с повышенными прочностными характеристиками. Величины относительных прогибов серий образцов (при приведении характеристик сечения образцов к равнозначным параметрам) позволяют судить о повышении жесткости в зависимости от включения в совместную работу элементов комплексного сечения при одних и тех же величинах нагрузки.

На графике (рис. 3) видно, что сборно-монокристаллическая конструкция проходит 2 стадии работы: стадию монтажного при-

груза (которая в опыте имитируется испытанием образцов серии 02) с постоянным уровнем нагрузки, а затем в процессе твердения бетона замоноличивания и подключения в работу других элементов — стадию эксплуатационной нагрузки. После этого конструкция начинает работать по принципу комплексного сечения. (Начало отсчета для стадии эксплуатации на графике перенесено в точку  $O_2$ ).

Испытания натуральных образцов серий 06 и 07, проведенные в режиме повторной нагрузки возрастающими ступенями, позволили выделить из величин полных деформаций их упругие составляющие на всех этапах загрузки.

Характеризуя деформативные свойства серий образцов в зависимости от на-

Таблица 4

Серия образцов	Удельное содержание монолитного бетона в сечении в %	Разрушающая нагрузка на $1 \text{ м}^2$ перекрытия, в $\text{кг/м}^2$	Высота сжатой зоны бетона в см	Относительный прогиб в середине пролета при нагрузках	
				нормативной	расчетной
02	—	758	11,0	$\frac{1}{240}$	$\frac{1}{270}$
03	53,5	910	14,0	$\frac{1}{230}$	$\frac{1}{240}$
04	45,4	925	7,5	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{200}$
05	69,1	1100	9,0	$\frac{1}{245}$	$\frac{1}{270}$
06	79,3	1330	12,0	$\frac{1}{225}$	$\frac{1}{210}$
07	27,0	1310	7,0	$\frac{1}{220}$	$\frac{1}{220}$

грузки и способа ее приложения, необходимо отметить также общее повышение жесткости образцов серии 07 (рис. 4,а), объясняемое наличием в составе комплексного сечения сборных элементов с повышенной маркой бетона. Анализ величин отношений упругих составляющих к полным деформациям (рис. 4,б) показал, что на первых ступенях нагрузки величина удельного содержания упругих деформаций образцов серии 07 превосходила аналогичные деформации серии 06. С повышением нагрузки, за счет податливости швов между элементами сборных плит, удельное содержание упругих деформаций несколько снизилось, на завершающих этапах испытаний эта величина снова возрастает. В то же время общая картина деформаций сопоставимых серий образцов под нагрузкой, разгрузкой и по результатам последующих нагрузок сохраняла сходный характер.

#### Выводы

Принятые меры по обеспечению монолитности дают возможность вовлечь в совместную работу с балкой плиту, составленную из отдельных сборных элементов.

Расчет таких сборно-монолитных конструкций должен основываться на учете перераспределения усилий в элементах сечения и участия в работе верхних или межбалочного заполнения из сборных элементов. В качестве расчетного должно приниматься тавровое сечение с верхней сжатой полкой.

Результаты исследований позволяют судить о том, что повышение деформативности бетона в условиях связанных деформаций может быть распространено и на бетон в сжатой зоне сечения.

Работа сжатого монолитного бетона в условиях связанных деформаций без разрушения вплоть до полного исчерпания несущей способности всех элементов комплексного сечения дает возможность более полно реализовать прочностные характеристики всех сопрягаемых частей сечения.

Повышение несущей способности и жесткости за счет обеспечения совместной работы всех элементов комплексного сечения следует рассматривать как эффективное средство снижения расхода строительных материалов на  $1 \text{ м}^2$  площади и как способ усиления перекрытий ремонтируемых зданий.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Бердичевский Г. И., Коревичка М. Г., Крамарь В. Г. Исследование совместной работы полки и ребра в широкополочных изгибаемых элементах таврового сечения. «Бетон и железобетон», 1967, № 8.
2. Михайлов В. В. Растяжимость бетона в условиях свободной и связанной деформации. Сб. ЦНИИПС «Исследование прочности и ползучести строительных материалов». Госстройиздат, 1955.
3. Ковтунов Б. П. О повышенной растяжимости бетона в условиях связанной деформации. «Бетон и железобетон», 1969, № 2.

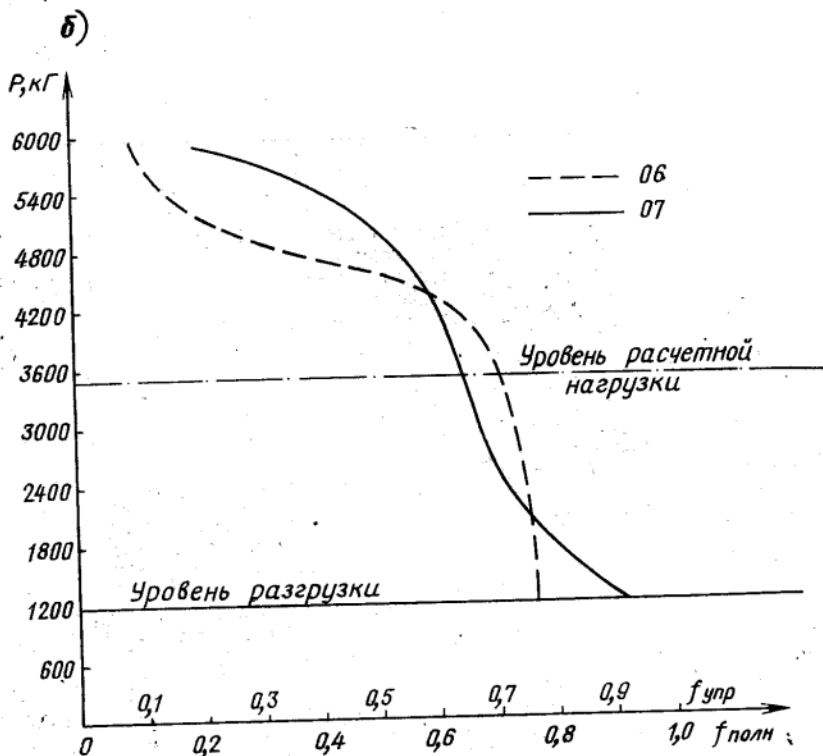
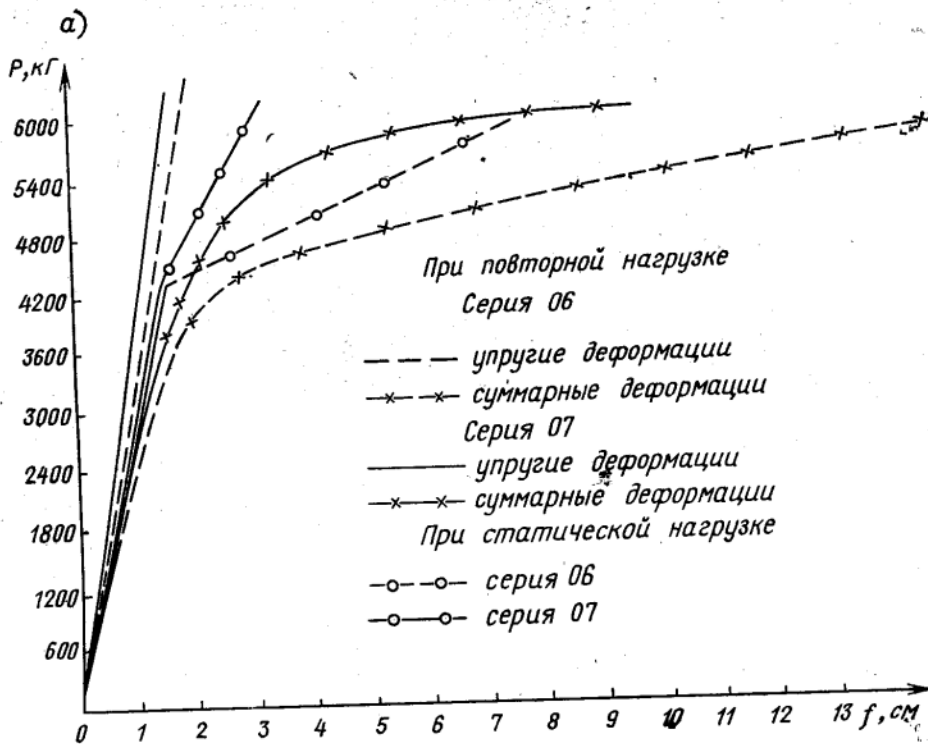


Рис. 4. Зависимость деформаций испытываемых образцов от нагрузки  
а — совмещенный график деформаций сопоставимых серий; б — удельное содержание упругих деформаций

# Крупноразмерные преднапряженные плиты покрытий 3x18 м для промышленных зданий

Кандидаты техн. наук А. Д. ДИБЕРМАН, И. А. БЕЛИНСКИЙ,  
О. М. РУБАЧ, инженеры Г. И. ТРИГОРЬЕВА, В. Н. ПИВОВАРЕНКО  
(НИИСК Госстроя СССР, Киев)

УДК 69.024:725.4

В НИИСКе Госстроя СССР разработана конструкция преднапряженных железобетонных плит размерами 3x18 м (рис. 1) для пространственных сборно-монолитных покрытий типа цилиндрических оболочек короткой и средней длины с шагом диафрагм 18 м<sup>1</sup>. Создание таких плит позволяет возводить здания с крупной сеткой колонн — 18x18, 18x24, 18x30 м и более. При этом достигается рациональное планирование технологических процессов и существенно экономятся производственные площади<sup>2</sup>; сокращается количество сборных конструктивных элементов здания и уменьшается трудоемкость их изготовления и монтажа. Возможно эффективное применение высокопрочных бетонов с целью снижения веса конструкций.

В состав покрытий-оболочек, кроме плит, входят фермы-диафрагмы и бортовые элементы. Фермы диафрагмы решаются в виде раскосных или безраскосных систем из бетона марок 500—600. Узлы сопряжения плит с верхним поясом ферм приняты по аналогии с покрытиями серии ПО-1-01.

Плиты запроектированы из бетона марки 600 в виде плоскостной конструкции с продольными и поперечными несущими ребрами (рис. 2). Продольные ребра высотой 450 мм, шириной понизу 85 мм. Толщина полки 25 мм. Поперечные ребра высотой 250 мм расположены с шагом 1,5 м. В третьем пролета два поперечных ребра имеют высоту 350 мм. На торцовых ребрах имеются выемки глубиной 20 мм, обеспечивающие надежность замоноличивания плиты в составе сборно-монолитного покрытия. Выемки устраиваются также в опорной части продольных ребер — в местах, где в шов между смежными плитами устанавливаются арматурные каркасы, создающие неразрезность кровельного настила после замоноличивания.

Рабочая предварительно напрягаемая арматура продольных ребер плит — семипроволочные пряди диаметром 15 мм по ЧМТУ 426-61. В каждом ребре размещается пять прядей: четыре в нижней зоне и одна — в верхней. Продольные ребра рассчитаны по 2-й категории трещиностойкости. Контролируемое напряжение при натяжении прядей — 11 200 кгс/см<sup>2</sup> (0,75 R<sub>н</sub><sup>н</sup>).

Поперечные ребра армированы стержнями диаметром 14 мм из стали класса А-III (один в рядовом и два в высоком ребре).

Арматура полок — сетка из холоднотянутой проволоки класса В-1. В продольном направлении плиты принята проволока диаметром 4 мм с шагом 100 мм, в поперечном — диаметром 3 мм с шагом 250 мм. Для двух крайних полей полки, примыкающих к диафрагмам оболочки, из условий работы на поперечную силу предусмотрено усиленное армирование — шаг проволоки (250 мм) уменьшен вдвое. В торце плиты сетка имеет выпуски длиной 160 мм, которые, стыкуясь внахлестку с выпусками соседней плиты, способствуют неразрезности кровельного настила в замоноличенном состоянии.

Расход бетона на плиту 3,32 м<sup>3</sup>, стали — 360 кг, в том числе прядевой арматуры 160 кг. Вес плиты 8,3 т.

<sup>1</sup> Конструкция аналогичных покрытий-оболочек с шагом диафрагм 12 м (серия ПО-01-01) описана в статье В. Ш. Козлова, С. И. Савукина, Э. И. Воловик и А. Д. Либерман, «Короткие цилиндрические оболочки в промышленном строительстве УССР», «Бетон и железобетон», 1967, № 8.

<sup>2</sup> М. Г. Костюковский, М. С. Цалалихин, А. В. Замаераев, «Экономия производственной площади при укрупнении сетки колонн одноэтажных зданий», «Промышленное строительство», 1966, № 1.

Плиты разработаны для применения в I и II снеговых районах СССР (номинальная снеговая нагрузка 70 кг/м<sup>2</sup>).

Плиты рассчитывались в двух стадиях работы:

в монтажной — как разрезные, на воздействие расчетной нагрузки 275 кг/м<sup>2</sup> (нормативная 230 кг/м<sup>2</sup>). Учитывался собственный вес конструкции и снег при C=1,0;

в эксплуатационной — как неразрезные, в составе цилиндрической оболочки, на воздействие остальных нагрузок после замоноличивания (вес утеплителя, кровли, снег при C=1,4, технологические нагрузки и т. д.). Суммарная расчетная нагрузка в эксплуатационной стадии 460 кг/м<sup>2</sup> (нормативная — 385 кг/м<sup>2</sup>).

Плиту рассчитывали так же, как и разрезную конструкцию на транспортные нагрузки.

Расчеты показали, что основной стадией работы, определяющей размеры продольных ребер плит, является монтажная стадия. Полка и поперечные ребра рассчитываются по эксплуатационной стадии — на полную нагрузку.

Использование высокопрочного бетона (марки 600) обусловлено следующими факторами.



Рис. 1. Общий вид кровельной плиты размером 3x18 м

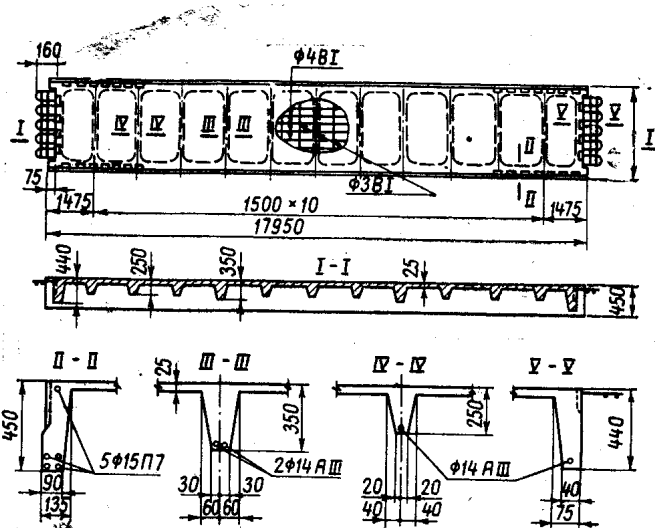


Рис. 2. Конструкция плиты



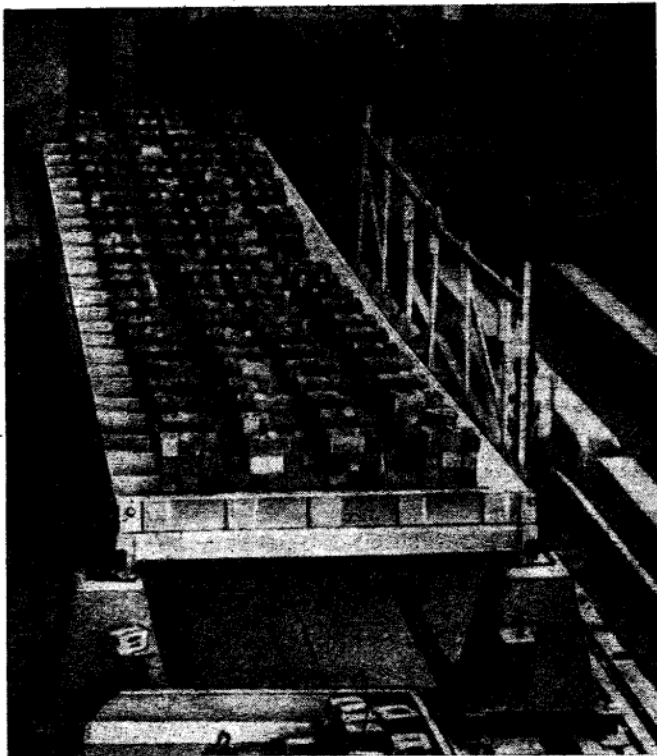


Рис. 3. Испытание плиты в монтажной стадии

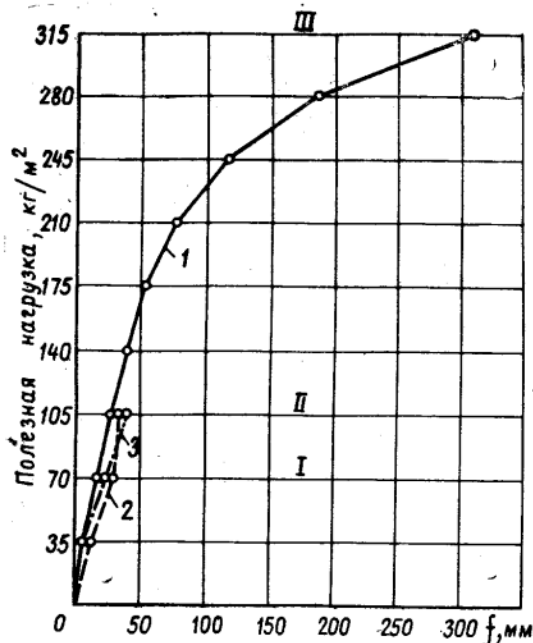


Рис. 4. Прогибы опытных плит посередине пролета I — нормативная нагрузка; II — расчетная нагрузка; III — разрушающая нагрузка; 1, 2 и 3 — номера опытных плит

Необходимостью ограничения сжимающих напряжений в бетоне  $\sigma_b$ , возникающих при обжатии ребер предварительно напряженной арматурой. При использовании бетона марок 400—500 величина  $\sigma_b$  получилась равной  $326 \text{ кг/см}^2$  или  $(0,93 \div 1,16) R_0$ , где  $R_0 = 280 \div 350 \text{ кг/см}^2$  — кубиковая прочность бетона в момент обжатия. Допускается значение  $\sigma_b$ , как известно, равное  $(0,7 \div 0,8) R_0$ . Потребовалось применить бетон марки 600, при котором  $\sigma_b = 0,78 R_0$ , где  $R_0 = 420 \text{ кг/см}^2$ .

Повышением жесткости плиты в монтажной стадии (когда конструкция работает по разрезной схеме), так как относительная высота продольных ребер  $\frac{h}{L}$  невелика. В данном случае при высоте ребра  $h = 450 \text{ мм}$  и расчетном пролете  $L = 17850 \text{ мм}$   $\frac{h}{L} \approx 1/40$  (для типовых сборных плит размером  $3 \times 12 \text{ м}$   $\frac{h}{L} \approx 1/26$ ). Применение бетона более высокой марки способствует снижению прогибов конструкции.

Ответственностью плит большого пролета. Надежность эксплуатации конструкций с применением бетонов высоких марок возрастает.

— Опытные плиты (3 шт.) были изготовлены на производственной базе НИИСКА в деревянной опалубке, обитой жестью. Прядевая арматура натягивалась на специальные упоры, закрепленные на силовом полу.

Чтобы предотвратить заклинивание плиты при отпуске прядей и облегчить ее съем, поддон формы расчленили на 3 секции, каждая по 6 м (по длине плиты). Конструкция опалубки позволяла отделить поддон от изготовленной плиты (опускать его) до отпуска предварительно напряженной арматуры.

Для приготовления бетонной смеси применялись следующие материалы (расход на  $1 \text{ м}^3$  бетона):

портландцемент Здобуновского завода марки 600 (ГОСТ 10178—62)	550 кг
гранитный щебень Гивнянского карьера фракции 5—20 мм	1300 кг
песок днепровский, рефулированный	450 кг
вода обычная (при В/Ц = 0,29)	160 л
сульфитно-спиртовая барда (ССБ)	2,88 кг

Бетонную смесь уплотняли глубинными и площадочными электровибраторами. Бетон вызревал в естественных условиях (без термообработки). Отпуск прядевой арматуры производился в возрасте бетона 11—14 сут. Кубиковая прочность бетона при обжатии плит находилась в пределах  $450 \div 490 \text{ кг/см}^2$ .

При испытаниях опытных плит исследовалась их несущая способность, деформативность и трещиностойкость, в монтажной стадии, являющейся наиболее ответственной стадией работы для такого рода конструкций. Экспериментальным путем определяли также выгиб конструкции при отпуске прядей; зыбкость плит; несущую способность полки и др. Одна из плит была испытана на транспортабельность.

Испытание плит монтажной нагрузкой проводилось (рис. 3) на 17—26-е сутки после их изготовления. Кубиковая прочность бетона при этом составляла  $575 \div 615 \text{ кг/см}^2$ . Из трех опытных плит первая доводилась до разрушения, а две другие загружались полезной нагрузкой, достигавшей  $100 \text{ кг/м}^2$  (расчетная снеговая нагрузка).

Разрушающая нагрузка оказалась равной около  $490 \text{ кг/м}^2$  (с учетом собственного веса конструкций). В качестве критерия исчерпания несущей способности принимался прогиб в  $1/50$  пролета конструкции ( $\approx 360 \text{ мм}$ ). Отношение опытной разрушающей нагрузки к монтажной расчетной составило 1,78. Величина нагрузки  $490 \text{ кг/м}^2$  хорошо согласуется с несущей способностью плиты  $510 \text{ кг/м}^2$ , вычисленной по фактическим прочностным характеристикам бетона и нормативному сопротивлению прядей (расхождение равно 4%).

Прогибы плит посередине (рис. 4) от нормативной снеговой нагрузки  $70 \text{ кг/м}^2$  составляла  $18,5 \div 22,2 \text{ мм}$  ( $\frac{1}{800} \div \frac{1}{960}$  пролета), а при расчетной нагрузке  $100 \text{ кг/м}^2$  —  $30,0 \div 36,7 \text{ мм}$ . Это свидетельствует о вполне достаточной жесткости рассматриваемой конструкции. Отмечено, что замеренные выгибы плит от обжатия (при отпуске прядей) составляли  $37,5 \div 41,5 \text{ мм}$ . Следовательно, в течение всего периода транспортирования и монтажа плиты будут сохранять определенную величину выгиба.

Трещины в продольных ребрах образовались при нагрузке  $315 \text{ кг/м}^2$  (с учетом собственного веса плиты), что в 1,37 раза превышает нормативную монтажную нагрузку.

Работа поперечных ребер и полки плит оценивалась применительно к величинам эксплуатационной нагрузки.

Появление трещин в поперечных ребрах было отмечено при нагрузке  $175 \div 210 \text{ кг/м}^2$  ( $0,85 \div 1,0$  полезной нормативной эксплуатационной нагрузки). Ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке не превышала  $0,05 \text{ мм}$ . Величина прогибов ребер составляла не более  $1/2600$  пролета.

Максимальная полезная нагрузка, которую выдержала полка, —  $735 \text{ кг/м}^2$ .

Прогиб конструкции посередине пролета от сосредоточенного груза в  $100 \text{ кг}$ , приложенного в центре плиты, составил  $0,76 \text{ мм}$ . При расположении нагрузки в середине продольного ребра прогиб под грузом оказался равным  $1,16 \text{ мм}$ . Учитывая кратковременный характер работы плит в монтажной стадии, полученные результаты испытания можно считать удовлетворительными (согласно п. 4. 15 СНиП П-В.1-62 допускаемый прогиб конструкций по жесткости в эксплуатационной стадии равен  $0,7 \text{ мм}$ ).

Дорожные испытания плит на динамические транспортные нагрузки соответствовали обычным условиям автомобильных перевозок железобетонных конструкций от завода-изготовителя к месту монтажа. Плита перевозилась панелевозом (рис. 5) в составе тягача КРАЗ-221 и полуприцепа ПК-18 (двухосная платформа, рессорная, неуправляемая, длиной  $16 \text{ м}$ ). Опирание конструкции на панелевозе было принято по схеме

Таблица 1

Максимальные значения коэффициента динамичности  $K_{дн}$

Тип участка дороги	Скорость движения в км/ч	Сечение плиты в пролете	
		по верхней сжатой зоне	по нижней растянутой зоне
Асфальт	20	2,16	1,70
	30	2,08	1,62
	40	1,75	1,41
Бульжник	20	2,62	1,83
	30	2,20	1,76
Грунт	20	2,50	1,80
	30	2,38	1,70

Примечание. Для опорного сечения величины  $K_{дн}$  не определялись, так как деформации здесь весьма малы и их измерение с помощью существующей электротензометрической аппаратуры сопряжено со значительными погрешностями.

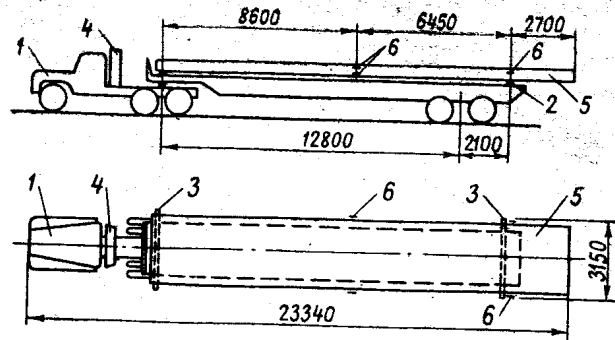


Рис. 5. Схема перевозки плиты при испытании на транспортные нагрузки

1 — тягач; 2 — полуприцеп; 3 — поперечные опорные балки; 4 — кабина с измерительной аппаратурой; 5 — испытываемая плита; 6 — электротензометрические датчики

летном и опорном (со стороны консоли) сечениях конструкции (см рис. 5). Велось также визуальное наблюдение за возможным появлением трещин в бетоне.

Испытания показали, что возникающие в плите динамические перегрузки (см. табл. 1), как правило, больше предусмотренных нормами (согласно п. 4. 9 СНиП П-В.1-62 коэффициент динамичности  $K_{дн}=1,5$ ). С повышением скорости движения панелевоза наблюдалось уменьшение динамических перегрузок (в пределах  $8-35\%$ ).

Несмотря на превышение опытных значений коэффициента  $K_{дн}$  над нормативной его величиной, рассмотренные условия транспортирования плит при заданной схеме опирания на панелевозе оказались приемлемыми. Как показал анализ напряженно-деформированного состояния плиты, максимальные сжимающие напряжения в верхней зоне пролетного сечения не превосходили  $120 \text{ кг/см}^2$ , что меньше допускаемой величины  $R_{и} = 280 \text{ кг/см}^2$  для бетона марки 600. В нижней зоне сечения также превалировало сжатие (усилие обжатия полностью не погасалось). В верхней зоне опорного сечения растягивающие напряжения превысили допустимый предел ( $29,5 \text{ кг/см}^2 > R_{т} = 21 \text{ кг/см}^2$ ) и здесь было отмечено появление нескольких трещин. Трещины доходили примерно до уровня расположения верхней пряди и имели раскрытие  $0,02-0,03 \text{ мм}$ . После снятия плиты с панелевоза и установки на опоры с расчетным пролетом ( $18 \text{ м}$ ) указанные трещины закрылись

Таблица 2

Технико-экономические показатели бесфрантовых покрытий для зданий с сеткой колонн  $18 \times 24 \text{ м}$  (без подвешенного транспорта)

Тип покрытия	Применяемые конструкции	Марка бетона	Расход бетона в см на $1 \text{ м}^2$ покрытия в плане			Расход стали в кг на $1 \text{ м}^2$ покрытия в плане	Количество монтажных элементов на блок $72 \times 72 \text{ м}$ , шт.	
			сборного	монолитного	всего			
Сборно-монолитная цилиндрическая оболочка	Плиты $3 \times 18 \text{ м}$ Фермы-диафрагмы $L = 24 \text{ м}$	600	8,26	1,80	10,06	9,74	127	
		600			100%			100%
Сборное унифицированное покрытие	Плиты $3 \times 6 \text{ м}$ серии ПК-01-74/62 Стропильные фермы $L = 24 \text{ м}$ серии 1.463-3 Подстропильные фермы $L = 18 \text{ м}$ серии 1.463-4	300	10,36	0,50	10,86	12,1	339	
		400			108%			124%
		400						

двухопорной балки с консольным свесом длиной  $2,7 \text{ м}$ . Трасса испытаний включала участки дороги с различными типами покрытий проезжей части (асфальт, бульжник, грунтовая дорога), а также участки с ухабами и выбоинами. Скорость движения составляла  $20, 30$  и  $40 \text{ км/час}$ .

При проведении испытаний была получена максимальная динамическая амплитуда деформаций бетона плиты, оценка ее напряженного состояния и определение величины динамических перегрузок. Деформации измерялись с помощью электротензометрических датчиков<sup>3</sup>, наклеенных на бетон в про-

Расход материалов на покрытие производственного здания с применением плит размером  $3 \times 18 \text{ м}$  ниже расхода материалов на сборные покрытия, монтируемые из подстропильных ферм пролетом  $18 \text{ м}$ , стропильных ферм с шагом  $6 \text{ м}$  и плит размером  $3 \times 6 \text{ м}$  (см. табл. 2). Расход бетона в предлагаемом решении уменьшается на  $8\%$ , а стали — на  $24\%$ . Значительно (в 2,7 раза) сокращается количество монтажных элементов покрытия, что соответственно снизит трудозатраты при изготовлении и монтаже конструкций. Увеличение объема бетона замоноличивания в покрытии ( $1,8 \text{ см}$  против  $0,5 \text{ см}$ ) вполне компенсируется рядом его преимуществ — снижением монтажного веса элементов, повышенной жесткостью покрытия (за счет неразрезанности), его эксплуатационной надежностью и др.

<sup>3</sup> Электротензометрические исследования проводились под руководством канд. техн. наук Н. М. Тимошенко.



# Прочность и трещиностойкость узлов рам железобетонного каркаса сейсмостойких многоэтажных зданий

Кандидаты техн. наук Ю. Д. БЫЧЕНКОВ, А. А. БЕСПАЕВ

УДК 624.012.45:539.4

При колебаниях зданий на жесткие узлы рам могут воздействовать переменные усилия, в ряде случаев близкие к кососимметричным. Однако в практике проектирования размеры жестких узлов, образующихся пересечением ригелей и колонн рам, назначаются из условия расчета граневых сечений этих элементов.

Экспериментальными исследованиями жестких узлов железобетонных рам, проведенными различными организациями, установлено, что при действии на узел статических кососимметричных изгибающих моментов и поперечных сил, составляющих 15—25% разрушающих, в центральной зоне узлов образуются наклонные трещины, а разрушение опытных образцов происходило по центральной зоне узла ранее, чем разрушались граневые сечения ригелей и колонн. Аналогичный характер разрушения отмечен в железобетонных каркасах зданий при землетрясении.

В НИИЖБ проведены исследования напряженно-деформированного состояния жестких узлов железобетонных рам каркаса при статических и динамических кососимметричных усилиях. Опытные монолитные образцы крестообразной формы испытывались в специальной установке, позволяющей загружать консоли ригелей образца кососимметричной статической и циклической знакопеременной нагрузками<sup>1</sup>, а колонну — только статической. Нормальная сила в колонне принималась такой величины, чтобы в сочетании с изгибающим моментом от кососимметричного нагружения консолей ригелей обеспечивалась равнопрочность сечений колонны и ригеля по граням узла. Размеры поперечных сечений элементов образца близки к реальным конструкциям. Соотношение сторон узла в его плоскости для большинства образцов составляло  $\frac{h_k}{b_p} = 0,8$ ; а ширина равнялась 30 см.

Ригели и колонны образцов армировали вязаными пространственными каркасами с симметричной продольной арматурой диаметром 32 мм из стали марок 35ГС и Ст.5. В трех образцах консоли ригелей выполнены предварительно напряженными. Поперечная арматура консолей ригелей и колонн изготовлена из арматуры класса А-1.

<sup>1</sup> Испытания проведены в ЦНИСК Госстроя СССР.

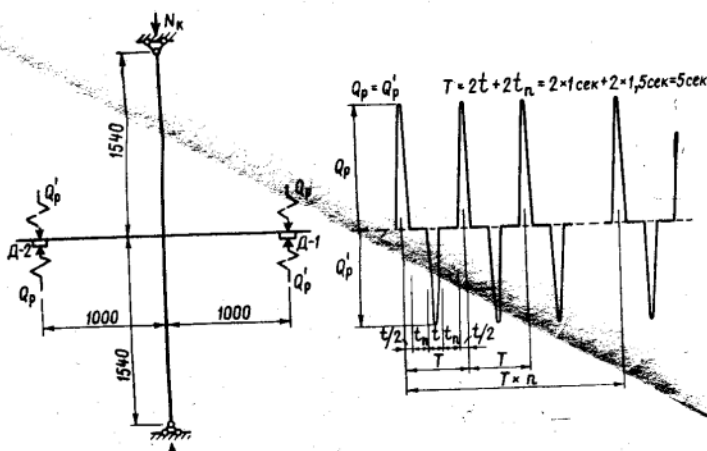


Рис. 1. Схема испытания и график нагружения образцов знакопеременной циклической нагрузкой  
Д — динамометры

Чтобы выявить влияние способов усиления центральной зоны узла на его прочность изготовлены образцы, узлы которых усилены сварными сетками, замкнутыми хомутами и бетонными приливами, имитирующими ригели противоположного направления пространственного каркаса.

Изгибающие моменты и поперечные силы по граням узла создавались при статическом нагружении консолей ригелей двумя домкратами EPZ-100, расположенными кососимметрично относительно оси колонны. Для создания знакопеременных усилий по граням узла с коэффициентом  $\rho = -1$  использованы две пары пульсирующих домкратов EPZ-100, которые попеременно нагружали консоли ригелей образцов кососимметричной нагрузкой (рис. 1). Частота приложения нагрузки при этом режиме составляла 10—12 циклов в минуту.

До образования наклонных трещин центральная зона узла способна воспринимать главные растягивающие и сжимающие напряжения, и через него могут передаваться усилия растяжения и сжатия.

Характер распределения напряжений в узле установлен расчетом пластинки методом конечных разностей. Изгибающие моменты распределялись по контуру пластинки в виде нормальных напряжений по треугольной эпюре и по закону кубической параболы, а поперечные силы — в виде касательных напряжений по эпюрам, подчиняющимся закону парабол второй и четвертой степени. Эпюры напряжений от нормальных сил принималась равномерно распределенной по противоположным сторонам пластинки.

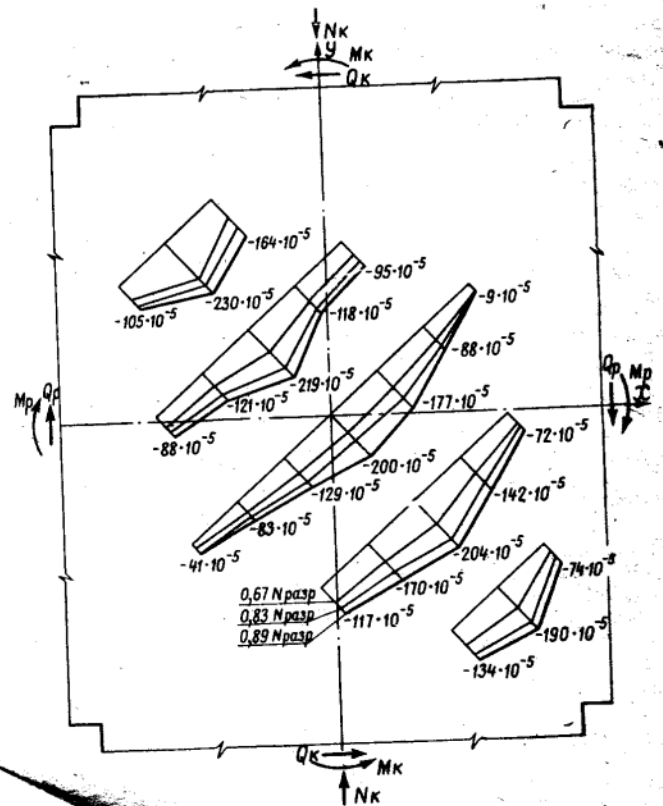


Рис. 2. Распределение деформаций сжатия в узле образца при действии кососимметричных усилий

Результаты расчета и анализ исследований напряженного состояния модели узла, проведенных МИСИ им. Куйбышева и ЦНИИСК им. Кучеренко, показали, что в случае симметричного нагружения узла изгибающими моментами и поперечными силами главные напряжения в центре узла равны нулю. В случае кососимметричного нагружения увеличиваются от граней узла к его середине и в центре узла достигают наибольшей величины. Теоретические значения главных растягивающих напряжений в центре узла опытных образцов вычислены по формуле:

$$\sigma_{r.p} = -\frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (1)$$

где

$$\sigma_y = \frac{N_k}{F_k}; \quad (2)$$

$$\tau_{xy} = \frac{2M_p + 2M_k - 0,6Q_p h_k - 0,6Q_k h_p}{h_p h_k c}. \quad (3)$$

Структура формулы (3) получена из решения плоской задачи теории упругости. Специфика работы железобетонных узлов учтена числовыми коэффициентами.

Данные испытания образцов узлов по образованию трещин достаточно хорошо согласуются с расчетом.

После образования в узлах опытных образцов первых наклонных трещин с увеличением кососимметричных усилий происходило образование новых почти параллельных трещин и их развитие. В этой стадии работы бетон узлов способен воспринимать и передавать только усилия сжатия. На рис. 2 показан характер распределения деформаций сжатия в центральной зоне узла. Величина деформаций сжатия в бетоне узла перед разрушением близка к предельной сжимаемости бетона при центральном сжатии, а в образцах, узлы которых армированы сварными сетками или хомутами, деформации сжатия бетона превышали деформации центрально сжатых призм в 1,5-2 раза. После появления наклонных трещин в узле отмечались значительные поперечные деформации бетона из его плоскости. Наибольшая величина поперечных деформаций из плоскости узла перед разрушением достигла 2-3 мм.

Появление наклонных трещин в узле отразилось на характере распределения деформаций в продольной арматуре ригеля и колонны в пределах узла. На первых этапах нагружения узла кососимметричными усилиями нулевые точки деформаций в продольной арматуре находились в середине граневых сечений узла, а после появления и в процессе развития наклонных трещин смещались в сторону сжатой зоны примыкающих элементов. В стадии, близкой к разрушению узла, деформации в продольной арматуре, расположенной в сжатой зоне граневых сечений ригеля и колонны, были даже растягивающими.

Разрушение узлов статической нагрузкой характеризовалось образованием лещадок и раздроблением бетона. За разрушающую принималась нагрузка, после создания которой наблюдалось незадухающее нарастание деформаций в элементах образцов при постоянных или уменьшающихся усилиях в домкратах.

Характер распределения деформаций в узлах и их разрушение дает основание считать, что разрушение центральной зоны узлов происходит от сжатия по наклонной зоне, которую условно можно представить в виде сжатого раскоса. Это было экспериментально проверено испытанием образца, у которого центральная зона узла выполнена в виде раскоса (рис. 3). Прочность узлов при кососимметричных усилиях можно оценивать прочностью условной бетонной наклонной призмы высотой  $H$ . Расчетная схема узла в стадии разрушения представлена на рис. 4. Для определения расчетной высоты  $H$  проведена обработка эпюр распределения деформаций сжатия в пределах узла с использованием данных испытания призм, что позволило перейти от деформаций сжатия к напряжениям. Обработкой эпюр деформаций сжатия для каждого испытанного образца получены коэффициенты полноты эпюры; среднее значение этого коэффициента равно 0,61.

Расчетное значение высоты призмы  $H$  удобно выразить через плечи внутренних пар ригеля и колонны в сечениях по грани узла и определять по формуле:

$$H = 0,4 \sqrt{Z_p^2 + Z_k^2}. \quad (4)$$

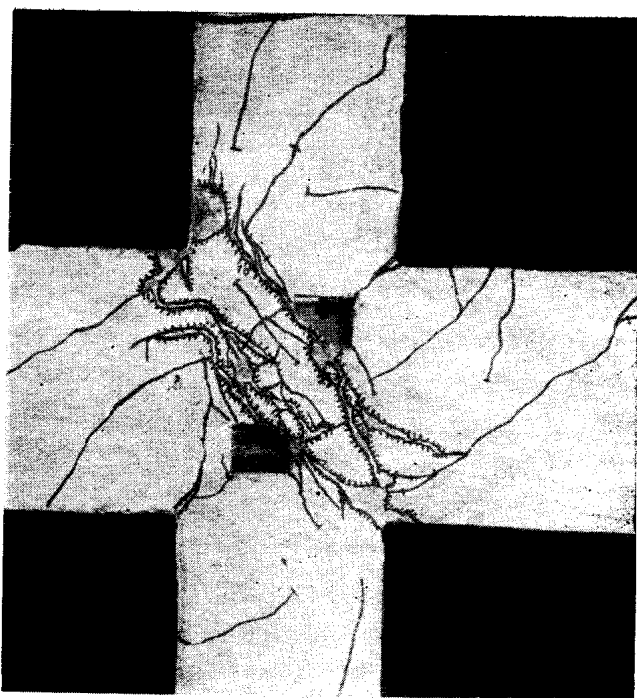


Рис. 3. Образец с центральной зоной узла в виде раскоса после испытания

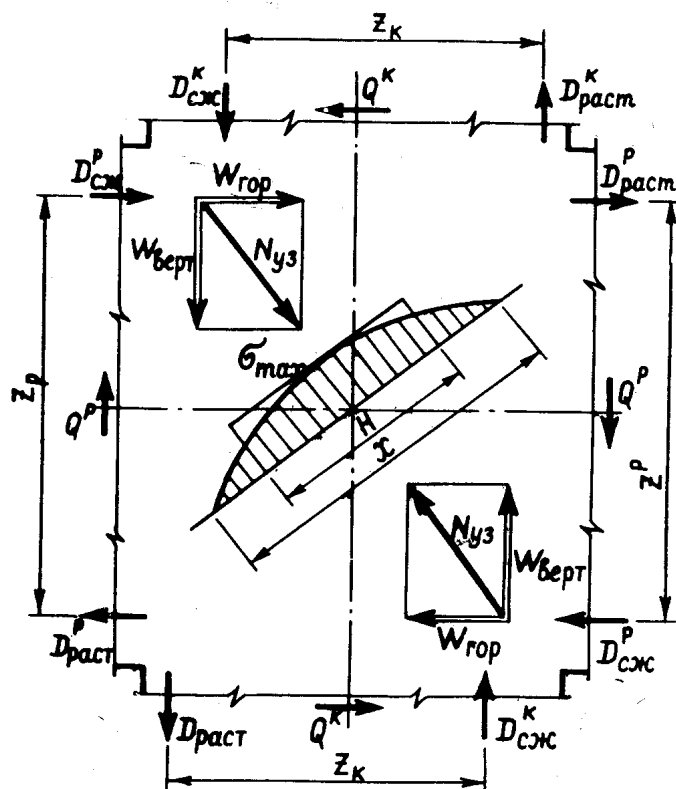


Рис. 4. Расчетная схема узла в предельной стадии

Условие прочности узла при воздействии на него кососимметричных усилий:

$$N_{uz} \leq 0,8 m_{uz} H c R_{пр}, \quad (5)$$

где  $N_{uz}$  — усилие сжатия в условной наклонной призме;  
 $m_{uz}$  — коэффициент условия работы, учитывающий характер воздействия нагрузки.

Коэффициентом 0,8 учитывается снижение призмной прочности бетона вследствие наличия в центральной зоне узла наклонных трещин.

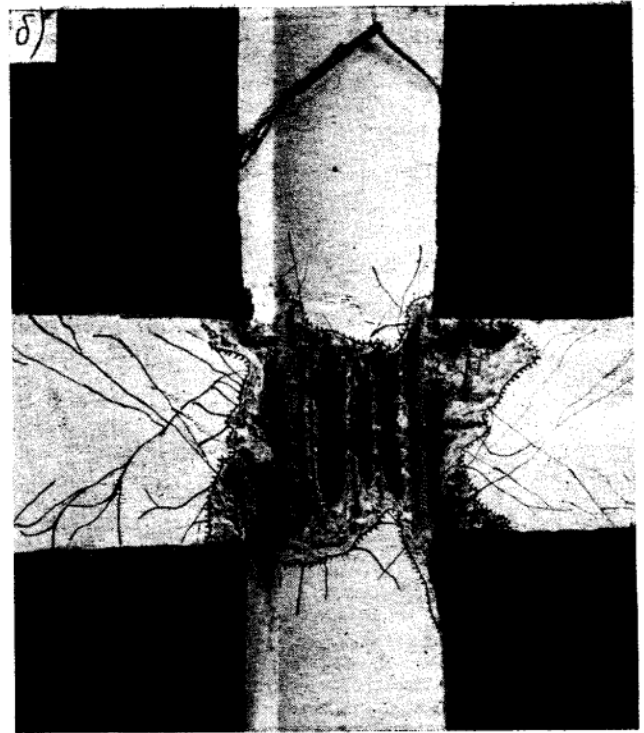
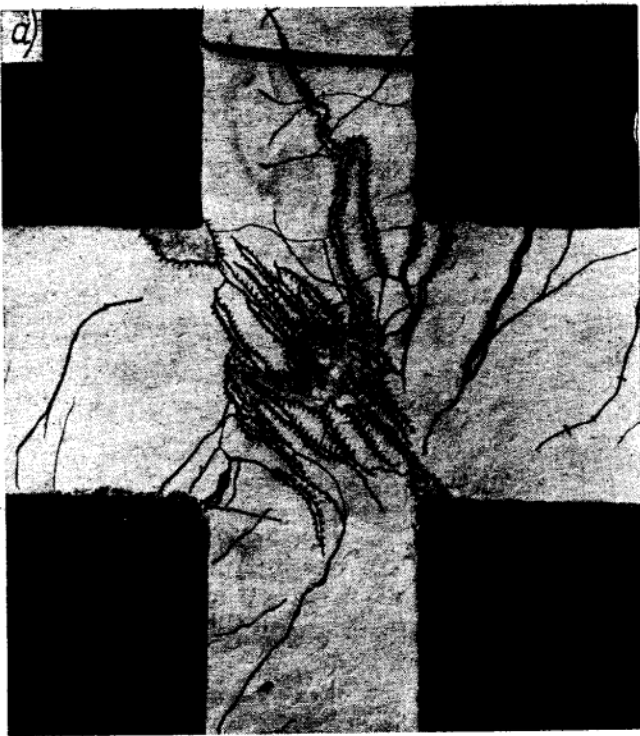
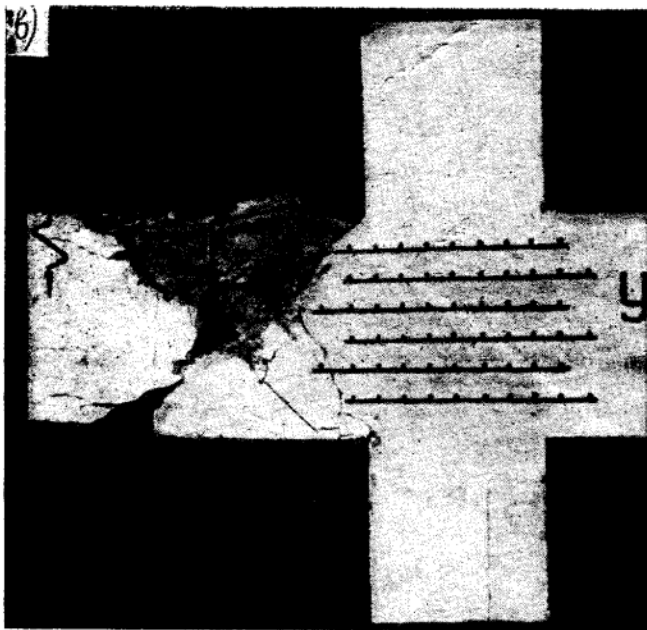


Рис. 5. Характерные разрушения образцов железобетонных узлов  
 а — при статических кососимметричных усилиях; б — при знакопеременных кососимметричных усилиях при достаточном косвенном армировании узла



По результатам испытания узлов с различным процентом косвенного армирования сетками или хомутами, различным расположением косвенной арматуры получена эмпирическая зависимость, позволяющая оценивать прочность узла

$$N_{уз} \leq m_{уз} H c_{я} [0,8 R_{пр} + 0,6(1 + \sin \alpha) \mu_k R_a], \quad (6)$$

где  $\mu_k$  — объемный коэффициент косвенного армирования, определяемый по п. 7.13 СНиП II-V.1-62;  
 $c_{я}$  — ширина узла, ограниченная контуром косвенной арматуры;  
 $\alpha$  — угол между осью условной наклонной призмы и плоскостью косвенного армирования.

В основу этой зависимости положена методика расчета центрально-сжатых элементов с косвенной арматурой.

В таблице приведены результаты испытания опытных образцов узлов и сопоставлена их фактическая прочность с теоретической, определяемой по формулам (5) и (6) при  $m_{уз} = 1$ . Фактическая прочность узлов опытных образцов определена по величинам внутренних усилий, действующих в граничных сечениях ригелей и колонн в соответствии с расчетной схемой (рис. 4) по формуле

$$N_{уз}^{оп} = \sqrt{W_{гор}^2 + W_{верт}^2}, \quad (7)$$

где

$$W_{гор} = D_{сж}^p + D_{раст}^p - Q_k,$$

$$W_{верт} = D_{сж}^k + D_{раст}^k - Q_p,$$

$D_{сж}^p$ ;  $D_{раст}^p$  } равнодействующие усилий сжатия и растяжения в сечениях ригеля и колонн по граням узла. Значения равнодействующих внутренних усилий и расстояние между ними  $Z_p^*$  и  $Z_k$  вычисляли по замеренным деформациям в арматуре и величинам внешних усилий в сечениях по граням узла по известным условиям равновесия.

Испытания узлов с бетонными приливами из плоскости узла, имитирующими ригели поперечного направления пространственного каркаса, показали, что прочность этих узлов превышала теоретическую прочность узлов плоских рам на 20—25%. Увеличение прочности объясняется тем, что приливы ограничивали деформации бетона из плоскости узла.

Для выявления особенностей поведения железобетонных узлов при динамическом приложении кососимметричных усилий и установления зависимости между прочностью узлов и числом знакопеременных циклических нагружений при  $\rho = -1$  образцы испытаны динамической нагрузкой.

Разрушение узлов при динамической знакопеременной кососимметричной нагрузке, как в случае статического действия кососимметричной нагрузки, происходило вследствие исчерпания прочности бетона на сжатие по наклонной зоне (рис. 5).

Статистическая обработка данных испытаний позволила получить зависимость прочности узлов от числа знакоперемен-



Шлакситалл, например, имеет прочность на сжатие до  $10\,000\text{ кгс/см}^2$  и модуль упругости около  $10^6\text{ кгс/см}^2$  [1]. Использование высоких прочностных качеств этих материалов представляет, однако, известные трудности из-за их хрупкости и высокой чувствительности к концентрации напряжений. Наилучшим образом несущая способность элементов (с сердечниками из шаров и цилиндров) может быть использована при применении объемного предварительного напряжения, так как наполнитель в поперечном направлении имеет предварительное сжатие, а как известно, бетоны высоких марок разрушаются при сжатии из-за

низкой растяжимости заполнителя, проявляющейся в поперечном направлении. Объемное напряжение создается навивкой по боковой поверхности напряженной спирали при ограничении осевого удлинения продольной арматурой. Таким способом<sup>1</sup> можно улучшить свойства железобетона настолько, чтобы они не уступали свойствам специальных сплавов. Прочность стальных элементов снижается с увеличением размеров поперечных сечений. В предлагаемых элементах, наоборот, с увеличением размеров рас-

клинивающее действие шаров уменьшается. При этом собственные внутренние напряжения будут незначительными и не потребуют разрезки даже большого массива на блоки. В качестве напряженной обоймы может быть применена и стеклопластиковая арматура, устойчивая к коррозии, что позволит использовать высокопрочные элементы при воздействии агрессивной среды.

В НИИЖБ проведены опыты по изучению физико-механических свойств особо прочных объемно напряженных элементов. Определялось влияние мощности обоймы, диаметра шаров и материалов, из которого они изготовлены. Об-

<sup>1</sup> Авторское свидетельство № 198606 «Бюллетень изобретений» № 14, 1967.

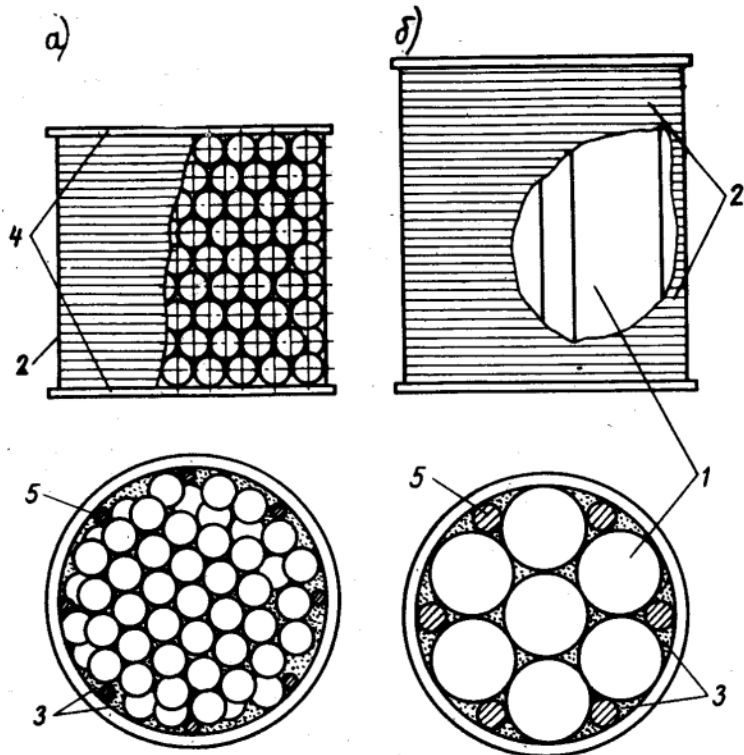


Рис. 1. Схемы образцов с заполнением сердечника шарами (а) и цилиндрами (б)  
1 — наполнитель; 2 — напряженная спиральная обойма; 3 — раствор; 4 — торцовые диафрагмы; 5 — продольная арматура

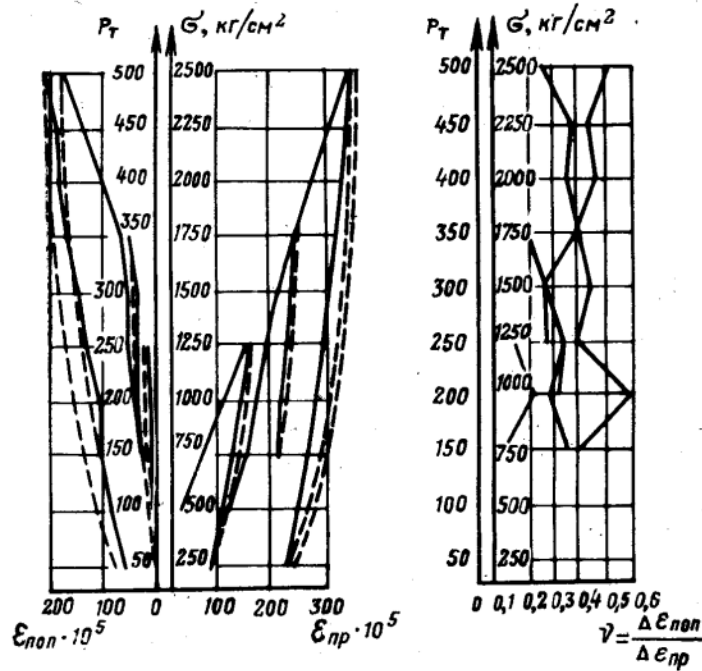
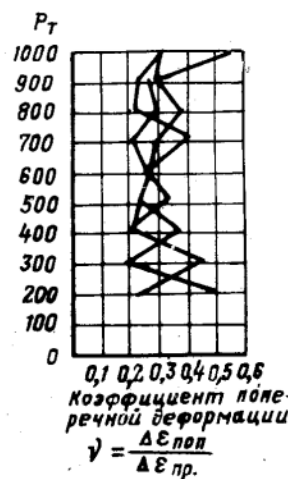
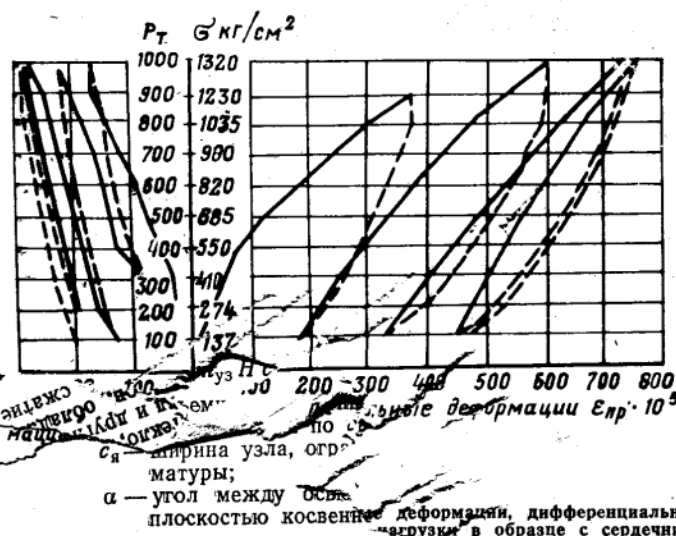


Рис. 3. Продольные и поперечные деформации, коэффициент поперечной деформации в зависимости от нагрузки в образцах с сердечником из стальных цилиндров



разцы представляли собой цилиндры диаметром 160 и 300 мм и высотой 300 мм с предварительно напряженной сплошной спиральной обоймой из высокопрочной проволоки  $\varnothing 4$  мм (ГОСТ 7348-55), навиваемой в один или несколько слоев (рис. 1).

Для выявления влияния прочности шаров на прочность элементов шары выполнялись из стекла, каменного литья и черного шлакситалла. Сердечник двух образцов образован из шлакситалловых цилиндров высотой 250 мм и  $\varnothing 50$  мм. Кроме того, испытывались образцы с сердечником из бетона.

Предварительно напряженная обойма во всех образцах создавалась навивкой высокопрочной проволоки на намоточной машине ДН-5. Испытания проводились на осевое сжатие на прессах мощностью 500, 1000 и 3000 т,



Кривые рис. 2 иллюстрируют изменение продольных и поперечных деформаций, а также коэффициента поперечной деформации в зависимости от нагрузки для групп образцов с сердечником из стеклянных шаров.

Анализ этих зависимостей показывает, что, за исключением первого цикла нагрузки, характеризуемого значительным проявлением пластической деформации, наблюдалась линейная связь деформации с напряжениями, вплоть до их максимальной величины  $1370 \text{ кг/см}^2$ . «Отжиг» пластических деформаций при первом цикле нагружения указывает на некоторые структурные несовершенства сердечника, а именно — на наличие прослоек раствора в зоне контакта между шарами. Предварительное нагружение элементов позволит устранить начальные несовершенства структуры и практически избавить конструкцию от проявления неупругих деформаций при эксплуатации. О стабильной работе элемента под нагрузкой свидетельствует и график изменения коэффициента поперечной деформации.

Абсолютное значение этого коэффициента равно примерно 0,3, т. е. близко к величине коэффициента поперечной деформации упругих материалов, его величина менялась незначительно с ростом нагрузки, что указывает на работу элемента без внутренних нарушений структуры [2].

По окончании испытаний с передачей нагрузки через штамп диаметром 305 мм проведено два цикла нагружения с передачей нагрузки через штамп диаметром 115 мм, т. е. напряжение по контакту при нагрузке 1000 т было увеличено с  $1370$  до  $9800 \text{ кг/см}^2$ . Благодаря увеличенным напряжениям по контакту пластические свойства материала проявляются сильнее, несмотря на то что значительная часть остаточных деформаций «отжата» на предыдущих этапах испытаний. Наблюдалась также более быстрый рост поперечных деформаций по отношению к продольным, что объясняется местным приложением нагрузки, вызвавшей вмятие штампа в образце, и его расклинивающим действием.

Далее образец испытывали на 3000-тонном прессе. Приложено семь циклов нагрузки, причем два из них по 2200 т. Образец разрушился на седьмом цикле при нагрузке 2270 т, что соответствует среднему напряжению в образце  $3100 \text{ кг/см}^2$ . Разрушение произошло из-за разрыва обоймы в приторцово-й части на участке, равном  $1/4$  высоты. В условиях всестороннего сжатия прочность стеклянных шаров выше прочности стали на местное сжатие, что подтверждается вмятием стеклянных шаров в поверхность, оставивших в ней следы в виде лунок.

Результаты испытания образцов с шарами из каменного литья аналогичны вышеприведенным. Напряжения, соответствующие разрушающей нагрузке, были равны  $3060 \text{ кг/см}^2$ .

На рис. 3 показаны графики изменения деформаций и коэффициента поперечной деформации с ростом нагрузки образца с сердечником из ситалловых цилиндров (испытание на прессе 500 т). Отмечается прямолинейная зависимость между напряжениями и деформациями на всем участке нагружения. Это можно сказать как о первых четырех циклах, если отбросить кривые разгрузки, так и

Таблица 1

Вид сердечников	Боковое обжатие $P_0$ в $\text{кг/см}^2$	Величина $E$ и $\nu$ при $\sigma$ в $\text{кг/см}^2$						Предел упругой работы $\sigma_y / R_y / R_{пр}$
		500		1000		1500		
		$E \cdot 10^{-5}$ $\text{кг/см}^2$	$\nu$	$E \cdot 10^{-5}$ $\text{кг/см}^2$	$\nu$	$E \cdot 10^{-5}$ $\text{кг/см}^2$	$\nu$	
Стекло	450	4,5	0,25	3,3	0,25	2,5	0,25	1860/0,6
Каменные шары	300	5	0,35	3,0	0,3	2,0	0,3	1530/0,5
Ситалловые шары	585	11	0,2	8,0	0,25	7,0	0,3	2400/0,8
Ситалловые цилиндры	585	10,6	0,18	10	0,18	8,5	0,2	4000/—
Бетон марки 500 <sup>1</sup>	575	3,4	0,12	3,4	0,12	—	—	—
Бетон марки 500 <sup>2</sup>	80	3,2	0,2	2,8	0,28	—	—	—
Бетон марки 600	275	3,4	0,12	3,4	0,12	—	—	940/0,4

<sup>1</sup> Опыты Т. С. Каранфилова, И. Г. Воеводы, Г. А. Якушевой.

<sup>2</sup> Опыты Ю. В. Ситникова.

о пятом цикле, когда нагружение осуществлялось непрерывно от 50 до 500 т. Разрушился образец при нагрузке, вызвавшей напряжение  $3000 \text{ кг/см}^2$ . Деформировался он по прямолинейному закону до нагрузки, составляющей 84% разрушающей (возможно уровень упругой работы был даже выше, если бы удалось замерить величину деформации незадолго до разрушения).

График изменения коэффициента  $\nu$  показывает, что образец деформировался на значительном участке без нарушения сплошности сердечника. Не останавливаясь далее на описании опытов с остальными образцами приведем сводные данные (таблица 1) деформирования образцов с сердечниками, составленными из различных материалов.

Материал шаров и мощность наружной напряженной обоймы оказывает определенное влияние на физико-механические свойства. В табл. 1 также указаны пределы упругой работы элементов (в числителе — абсолютное значение, в знаменателе — относительное). За предел упругой работы принимается величина нагрузки или напряжения, соответствующего началу искривления зависимости  $P - \epsilon$ .

По сравнению с обычным бетоном ситалловые шары и цилиндры дают ощутимое превосходство в величинах модуля упругости и пределов упругой работы.

Вычисления теоретической прочности элементов с использованием формул Залитера, Рихарда, Гвоздева и др. показали, что для образцов с заполнением из стеклянных и ситалловых шаров эти формулы переоценивают их несущую способность. Причиной этого является разрушение сердечника до наступления предельного состояния обоймы.

Для практического пользования представляет интерес формула Г. А. Гамбарова, которая оценивает предельное состояние элемента, характеризующееся началом нарушения сплошности сердечника и резкого возрастания реактивного давления обоймы [3]:

$$P_{разр} = \frac{R_{пр}^H + 4P_0}{1 - 4\alpha} F_0 + R_a^H F_a,$$

где

$P_{разр}$  — разрушающая нагрузка;

$R_{пр}^H$  — прочность сердечника при од-

ноосном сжатии;

$P_0$  — давление обоймы до прило-

жения внешней нагрузки (в

обычных формулах используется реактивное давление обоймы в момент разрушения);

$$\alpha = 0,5 \mu_c \nu n$$

( $\mu_c$  — процент армирования спирали,

$\nu$  — коэффициент Пуассона,  $n = \frac{E_a}{E_0}$ );

$F_0$  — площадь сердечника;

$R_a^H$  — сопротивление ненапрягаемой продольной арматуры;

$F_a$  — площадь ненапрягаемой арматуры.

В таблице 2 даны сравнения фактической нагрузки (разрушение обоймы) с теоретической (начало разрушения сердечника), вычисленной по формуле Г. А. Гамбарова.

Таблица 2

Разрушающая нагрузка в т	Материал заполнителя			
	Стекло	Каменное литье	Ситалл	Бетон
Фактическая	2270	2160	600	1735
Теоретическая по Г. А. Гамбарову . . .	1450	1250	533	1060

Разница, как легко видеть, весьма ощутимая, но идет целиком в запас прочности. Это обстоятельство подчеркивает специфику работы элементов с хрупкими сердечниками, в которых сильное вовлечение обоймы в работу невозможно из-за преждевременного разрушения сердечника.

Так, при испытании образцов с заполнением из ситалловых цилиндров приращение напряжения в спиральной обойме к моменту разрушения сердечника составляло лишь 10% временного сопротивления. В этом смысле важным мероприятием, направленным на повышение прочности элемента, является увеличение бокового давления за счет напряженной обоймы. Но при увеличении бокового давления относительный уровень микро-разрушений повышается лишь до некоторого предела (2) и затем перестает зависеть от него. Это, видимо, характерно для любых подобных материалов, обладающих су-щественно различием по прочности при сжатии и растяжении. Оптимальным является пятикратное повышение бокового обжатия над давлением до момента разрушения для спиральной обоймы. Это ставит примерно

700—900 кг/см<sup>2</sup>). Дальнейшее увеличение бокового давления сердечников из хрупких материалов становится бесполезным, так как хотя прочность образца и увеличивается, но не может уберечь материал сердечника от образования микротрещин.

Применение в трехоснапряженных элементах таких материалов, как стекло, ситалл, каменное литье, которые были использованы в исследованиях, позволяет значительно полнее использовать их высокие прочностные качества. В этом направлении необходимы дальнейшие исследования.

**Выводы**

Образцы с заполнением шарами из каменного литья и стекла в обойме из высокопрочной предварительно напряженной проволоки показали высокую прочность на сжатие. Разрушение образцов с обоймой из двух рядов высокопрочной проволоки происходило при напряжении свыше 3000 кг/см<sup>2</sup>.

Наиболее эффективным материалом для заполнения сердечника спирально армированных элементов являются ситалловые шары и цилиндры. Элементы с таким заполнением имеют более высо-

кие упругие характеристики ( $\omega_0$  до 4000 кг/см<sup>2</sup>).

Прочность подобных элементов можно рассчитывать по формуле Г. А. Гамбарова.

**ЛИТЕРАТУРА**

1. Мадаминов М. Ф. Механические свойства шлакосталлов, «Строительные материалы», 1964, № 4.
2. Берг О. Я., Соломенцев Г. Г. Исследование напряженного и деформативного состояния бетона при трехосном сжатии. Труды ЦНИИСа вып. 70. Изд. «Транспорт», 1969.
3. Михайлов В. В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Госстройиздат, 1963.

## Влияние неточностей очертания сборных криволинейных элементов на трещиностойкость стен силосов

Д-р техн. наук Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ,  
канд. техн. наук Ф. А. ИССЕРС, инж. Е. К. ГРИНЕВА

УДК 725.36:620.191.53

В строительной практике получают распространение сборные кольцевые элементы диаметром 6 м и более, собираемые на строительной площадке из криволинейных элементов заводского изготовления с армированием обычной и предварительно напряженной арматурой.

Кривизна элементов стен силосов в процессе изготовления может отклоняться от расчетной из-за внецентренного обжатия элементов, а также из-за неточностей геометрических размеров формы. Допускаемые отклонения от проектных размеров при укрупнительной сборке и монтаже могут вызвать дополнительные отклонения кольца от кругового очертания. За счет этого в стенах силосов в процессе их работы под эксплуатационными нагрузками, кроме кольцевых растягивающих усилий, возникают дополнительные изгибающие моменты, которые снижают их трещиностойкость.

Рассмотрим деформацию кольца при отсутствии изменений длины оси. Внутренние силы (равномерно-распределенное горизонтальное давление интенсивностью  $p$ ) в любом поперечном сечении кольца приводятся к постоянной осевой растягивающей силе  $N = pr_0$  и изгибающему моменту, возникающему в результате деформации оси кольца.

Начальная форма оси стержня может быть задана уравнением

$$\omega_0 = A \cos \frac{2\pi}{\alpha} \varphi, \tag{1}$$

где  $\omega_0$  — начальное отклонение в любой точке кольца;  
 $A$  — максимальное значение начального отклонения;  
 $\alpha, \varphi$  — центральные углы, как показано на рис. 1.

В упругой системе под действием изгибающего момента начальный прогиб оси стержня  $\omega_0$  (рис. 1) в процессе приложения нагрузки уменьшается на некоторую величину  $\omega'$ . Прогиб оси кольца в любой точке при данной нагрузке определится величиной

$$\omega = \omega_0 - \omega'. \tag{2}$$

Для определения прогиба  $\omega'$  представим его в виде тригонометрического ряда:

$$\omega' = a_1 \cos \frac{2\pi}{\alpha} \varphi + a_2 \cos \frac{4\pi}{\alpha} \varphi + a_3 \cos \frac{6\pi}{\alpha} \varphi + \dots + a_n \cos \frac{2n\pi}{\alpha} \varphi = \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} a_n \cos \frac{2n\pi}{\alpha} \varphi. \tag{3}$$

Учитывая симметрию системы и нагрузки и принимая, что при значении  $\varphi$ , равном  $\frac{\pi}{2}$  и  $\frac{3}{2}\pi$   $\cos \alpha = 1$ , следует брать только нечетные числа ряда, т. е.  $n = 1, 3, 5, \dots$

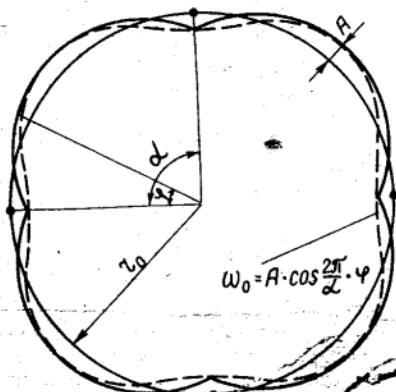


Рис. 1. Изменение начальной формы оси кольца в процессе загрузки

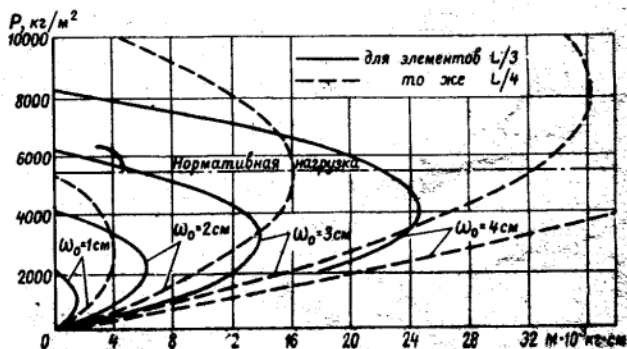


Рис. 2. Графики зависимости изгибающего момента от равномерно распределенной нагрузки сборных колец диаметром 6 м



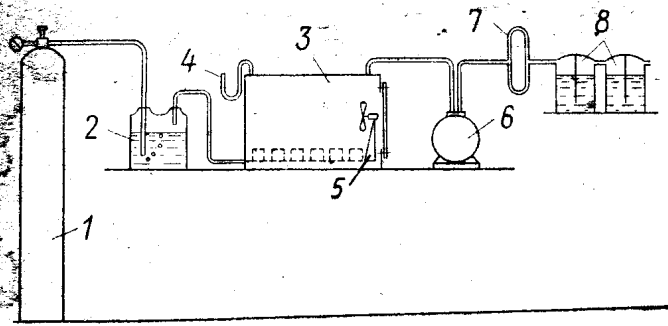


Рис. 1. Схема карбонизационной установки

1 — баллон с товарной углекислотой; 2 — сосуд для увлажнения углекислого газа; 3 — карбонизационная камера; 4 — манометр; 5 — вентилятор; 6 — газовый счетчик; 7 — реометр; 8 — сосуд с известковой водой

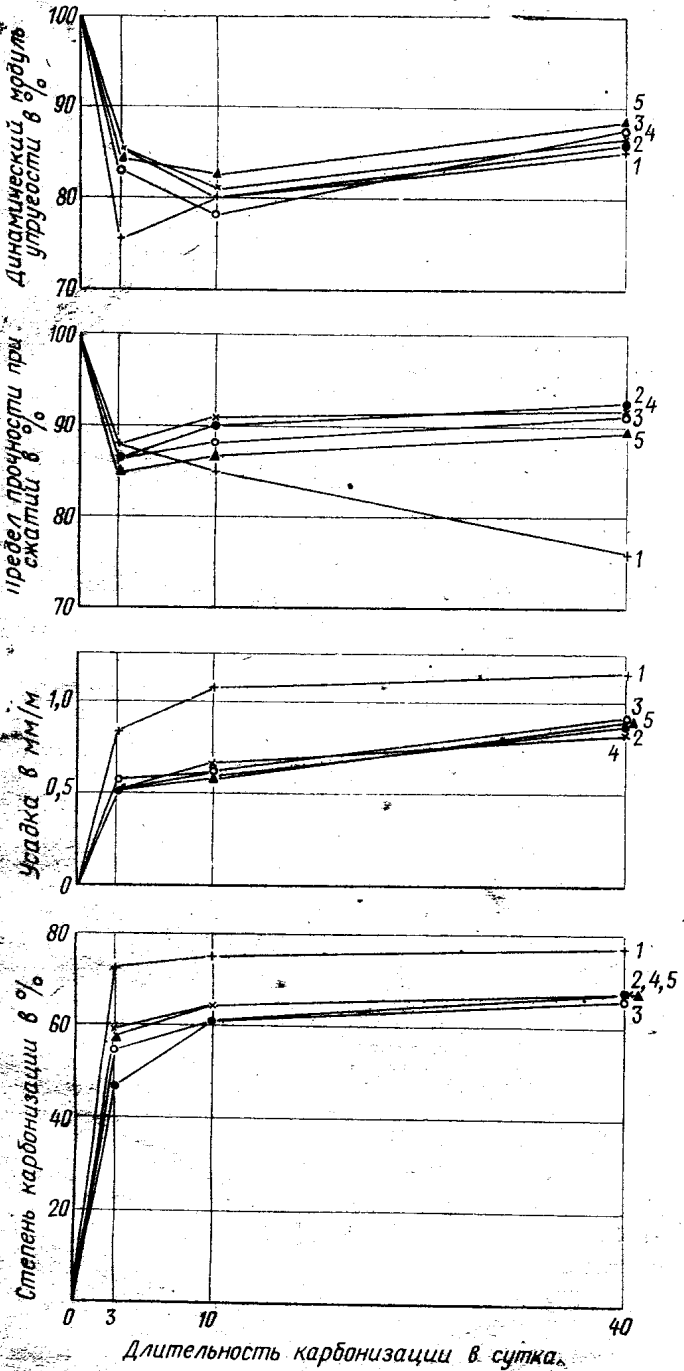


Рис. 2. Влияние карбонизации на свойства газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками  
1 — без добавок; 2 — добавка известняка; 3 — доломит; 4 — мрамор; 5 — мел

Количество связанной с окисью кальция углекислоты определялось весовым методом, основанном на разложении содержащих  $CO_2$  минералов 10%-ным раствором соляной кислоты и поглощением выделяющейся при этом углекислоты натронной известью.

Данные по содержанию связанного газобетоном в процессе карбонизации углекислого газа приведены в табл. 1.

Таблица 1

Вид карбонатных микро-наполнителей	Содержание $CO_2$ в бетоне в %		
	Продолжительность карбонизации в сут.:		
	3	10	40
Известняк	17,10	17,70	18,50
Доломит	11,10	13,85	14,75
Мрамор	12,95	13,80	14,60
Мел	14,30	14,50	14,70
	13,90	14,40	14,70

Химический анализ карбонизированных образцов из газобетона без тонкомолотых карбонатных добавок показывает, что степень карбонизации<sup>1</sup> их за 3 сут. составляет 72,8%, за 10 — 75%, за 40 — 76,9%. Степень карбонизации газобетона с карбонатными микронаполнителями за это же время составляет соответственно 54,6; 61,3 и 65,8%.

На более низкую степень карбонизации газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками указывает и менее значительное увеличение объемной массы его после карбонизации. Так, из приведенных в табл. 2 данных видно, что после 40 сут. карбонизации объемная масса газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками увеличивается в среднем на 16,1%, тогда как у газобетона без этих добавок — на 19,1%.

Таблица 2

Вид карбонатных микро-наполнителей	Увеличение объемной массы образцов в % после карбонизации в течение суток:		
	3	10	40
Известняк	14,50	18,0	19,1
Доломит	11,30	14,8	16,1
Мрамор	12,50	15,7	16,7
Мел	11,35	14,2	15,9
	12,30	13,9	15,6

<sup>1</sup> Под степенью карбонизации понимается отношение  $CaO$ , связанной с  $CO_2$ , к общему содержанию  $CaO$  в бетоне.

Уменьшение карбонизации газобетона при введении в состав сырьевой смеси его тонкомолотых карбонатных добавок происходит, по-видимому, благодаря повышению плотности межпоровых перегородок и замедлению в связи с этим диффузии углекислого газа в глубь образцов. Однако благодаря диффузии происходит, по-видимому, постепенное увеличение объема твердой фазы и уменьшение в силу этого последствий от деструктивных процессов. Подтверждением этому являются результаты изменения физико-механических и деформативных свойств карбонизированного газобетона (рис. 2). Из рисунка видно, что после 3, 10 и 40 сут. карбонизации динамический модуль упругости газобетона без тонкомолотых карбонатных добавок уменьшается соответственно на 25, 20 и 15%, тогда как с карбонатными добавками он уменьшается в среднем соответственно на 15, 18 и 13%. За эти же сроки карбонизации предел прочности при сжатии газобетона без тонкомолотых карбонатных добавок уменьшается соответственно на 12, 15 и 24%, а с карбонатными добавками в среднем на 13, 11 и 10%.

Об уменьшении микро- и макродефектов в структуре газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками свидетельствует еще и то, что после 40 сут. карбонизации предел прочности на растяжение при изгибе уменьшается лишь на 12%, тогда как у газобетона без карбонатных добавок он уменьшается за это же время на 25%.

**Выводы**

При введении в состав сырьевой смеси газобетона тонкомолотых карбонатных добавок стойкость автоклавных ячеистых бетонов при воздействии на них углекислого газа увеличивается. Причиной этого является, по-видимому, более высокая плотность межпоровых перегородок и более замедленная диффузия углекислого газа в глубь образцов.

Сырьем для приготовления микронаполнителей могут быть использованы различные карбонатные отходы, образующиеся в большом количестве при дроблении и сортировке карбонатных пород как на карьерах нерудных строительных материалов, так и на щебеночных и известковых заводах.

## К определению осредненной жесткости железобетонных внецентренно сжатых стоек с учетом трещин в растянутых зонах

Канд. техн. наук Э. Е. СИГАЛОВ, инж. В. А. ПРОТАСОВ

УДК 624.041.2

Для расчета статически неопределимых конструкций (например, многэтажных рамных каркасов) необходимы значения жесткости элементов или отношения их величин. Для внецентренно сжатых элементов, в которых при нагрузках, соответствующих стадии определения деформаций, могут появиться трещины, способ определения величины жесткости  $B$  в нормах отсутствует и рекомендуется использовать кривизну.

В статье рассматриваются внецентренно сжатые стойки прямоугольного сечения симметрично армированные при различных очертаниях эпюры моментов (рис. 1).

Для внецентренно сжатых стоек без предварительного напряжения общее выражение кривизны оси будет:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_3}{h_0 z_1} \left[ \frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_6}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_6 \gamma} \right] - \frac{N}{h_0} \cdot \frac{\psi_a}{E_a F_a} \quad (1)$$

Обозначения формулы (1) кривизны приняты согласно СНиП [1]. Продольную сжимающую силу представим как  $N = M/e_0$ , а заменяющий момент (момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры) как  $M_3 = Me/e_0$  (рис. 1,а).

Тогда формула (1) принимает вид:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{e_0 h_0} \left[ \frac{e}{z_1} \left( \frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_6}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_6 \gamma} \right) - \frac{\psi_a}{E_a F_a} \right] \quad (2)$$

Отсюда жесткость сечения внецентренно сжатых стоек:

$$B = \frac{e_0 h_0 z_1}{\frac{\psi_a}{E_a F_a} (e - z_1) + \frac{\psi_6}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_6 \gamma}} \quad (3)$$

Имея в виду, что  $e = e_0 + 0.5h - a$ ,  $h \approx 1.1h_0$ ,  $a \approx 0.1h_0$  (рис. 1,а) и умножая числитель и знаменатель выражения (3) на  $\frac{bh_0}{12}$ , получим

$$B = k(x) E_6 J_6, \quad (4)$$

где

$$k(x) = \frac{9,0225 \beta \chi}{\frac{\psi_a}{\mu n} (0,45 + \chi - \beta) + \frac{\psi_6}{\nu (\gamma' + \xi)} (0,45 + \chi)}; \quad (5)$$

$$\beta = \frac{z_1}{h_0}; \quad n = \frac{E_a}{E_6}; \quad \mu = \frac{F_a}{b h_0}; \quad \chi = \frac{e_0}{h_0}.$$

Заметим, что  $k(x)$  по длине стойки величина переменная вследствие изменения эксцентриситетов  $e_0$  и  $e$ .

При треугольной кососимметричной эпюре моментов (рис. 1,б) относительный эксцентриситет  $\chi$  в любом сечении по длине стойки с координатной  $\varphi = x/l$ , выраженный через его значение на опоре  $\chi_0$ , будет:

$$\chi = \chi_0 (1 - 2\varphi). \quad (6)$$

Для прямоугольных сечений, имеющих арматуру  $A'$ , плечо внутренней пары сил  $z_1$  определяем по формуле из [1]:

$$z_1 = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{2a'}{h_0} \gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right]. \quad (7)$$

Тогда относительное плечо внутренней пары сил

$$\beta = \frac{z_1}{h_0} = 1 - \frac{0,1 \mu n + 0,5 \gamma \xi^2}{\mu n + \nu \xi}. \quad (8)$$

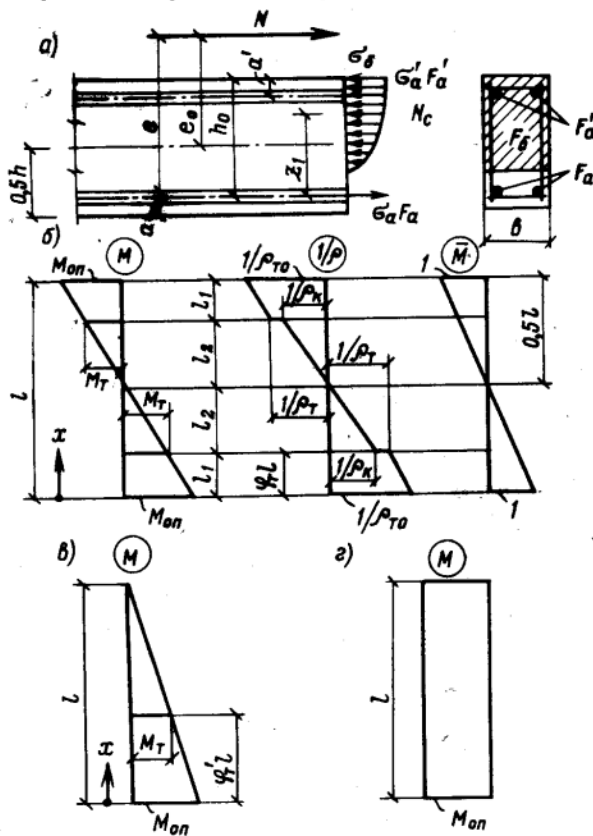


Рис. 1. Внецентренно сжатая железобетонная стойка

а — схема сечения, усилия и напряжения; б — эпюры  $M$ ,  $\frac{1}{\rho}$  и  $\bar{M}$  при расчете деформаций стойки с учетом трещин на крайних участках ее длины — треугольная кососимметричная эпюра изгибающих моментов; в — треугольная эпюра изгибающих моментов; г — прямоугольная эпюра изгибающих моментов

Относительная высота сжатой зоны определяется по формуле [1]

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(L+T)}{10\mu n}} + \frac{1,5 + \gamma'}{11,5 \frac{e}{h_0} - 5}, \quad (9)$$

где

$$L = \frac{M_3}{R_n^H b h_0^2}; \quad \gamma' = \frac{n}{\nu} \cdot \frac{F_a'}{b h_0} = \frac{\mu n}{\nu}; \quad (10)$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{2a'}{2h_0}\right) = 0,9 \frac{\mu n}{\nu}. \quad (11)$$

С целью определения  $L$  вычислим значение  $M_3 = N^H e$ . Расчетное значение  $Ne$  найдем из условия прочности, которое для бетона марки 400 и ниже, при  $A_0 = 0,4$ , для случаев больших и малых эксцентриситетов согласно формулам (4.167) и (4.172) [1] или формулам [2] принимает вид:

$$Ne = 0,4 R_n b h_0^2 + R_{a,c} F_a' (h_0 - a) = b h_0^2 (0,4 R_n + 0,9 \mu R_{a,c}). \quad (12)$$

Для арматурной стали классов А-II и А-III имеем  $R_a = R_{a,c}$ . Принимая осредненный коэффициент перегрузки  $n = 1,2$ , получим нормативное значение:

$$N^H e = b h_0^2 (0,33 R_n + 0,75 \mu R_a). \quad (13)$$

Тогда, учитывая (13) при коэффициенте однородности  $k_0 = 0,6$  получим:

$$L = \frac{M_3}{R_n^H b h_0^2} = 0,2 + 0,75 \mu \frac{R_a}{R_n^H}. \quad (14)$$

Преобразуем формулу (9) с учетом (10), (11) и (14):

$$\xi = \frac{10 \mu n}{2 + 18 \mu n + 3,75 \mu \frac{R_a}{R_n^H} + 4,5 \frac{\mu n}{\nu}} + \frac{1,5 \nu + \mu n}{\nu [11,5 \chi_0 (1 - 2\varphi) + 0,175]}. \quad (15)$$

Коэффициент  $\psi_a$  определяем по эмпирической формуле из [1]

$$\psi_a = 1,3 - 1,1 m - \frac{1 - m}{6 - 4,5 m}; \quad m = \frac{N_T (e - z_{1T})}{N (e - z_1)}. \quad (16)$$

Для нахождения величины  $N_T$  используем момент сопротивления приведенного сечения:

$$W_T = 1,75 W_0, \quad (17)$$

где

$W_0$  — момент сопротивления сечения относительно его крайнего растянутого волокна, определяемый по правилам сопротивления упругих материалов.

Тогда

$$M_T = W_T R_p^H = 1,75 \left[ \frac{b h^3}{6} + n (F_a + F_a') \left( \frac{h - 2a}{2} \right)^2 \frac{2}{h} \right] R_p^H = 1,75 (0,166 + 0,612 \mu n) b h^3 R_p^H. \quad (18)$$

Расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки определяем по формуле

$$r_a = \frac{W_0'}{F_n} = \frac{(0,166 + 612 \mu n) h}{1 + 1,8 \mu n}. \quad (19)$$

Согласно формуле (5,29) и примеру 6.4 инструкции [1]:

$$N_T = \frac{M_T}{e_0 - r_a}. \quad (20)$$

Величину  $z_{1T}$  вычисляем по формуле (7), но при этом для определения  $\xi_T$  значение  $L_T$  вычисляем по формуле (14) с заменой  $M_3$  на  $M_{3,T}$ :

$$M_{3,T} = N_T e. \quad (21)$$

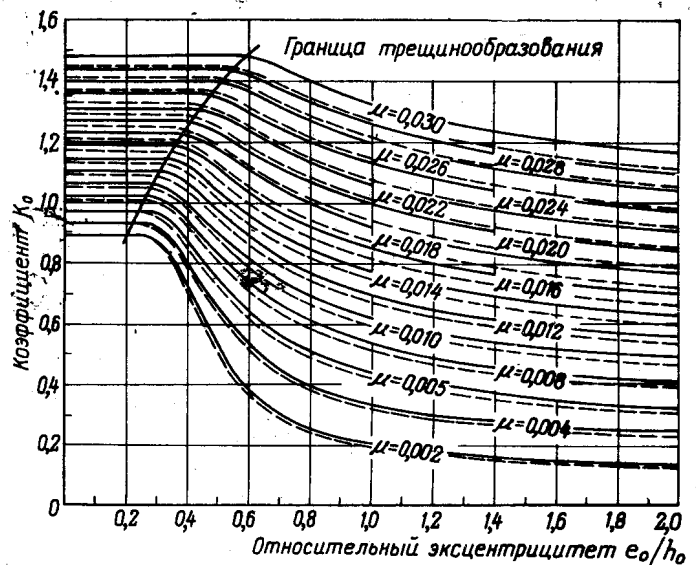


Рис. 2. Коэффициент  $K_0$  для определения осредненной жесткости железобетонных внецентрично сжатых стоек с учетом переменного по длине эксцентриситета и трещин на краевых участках  
Марка бетона 300, арматура: — А-II; - - - А-III класса

Находим границу распространения трещин по длине стойки в зависимости от величины опорного изгибающего момента  $M_{оп}$  и продольной сжимающей силы  $N^H$ :

$$\varphi_T = 0,5 - \frac{M_T + N^H r_a}{2 M_{оп}} = 0,5 \left(1 - \frac{M_T + N^H r_a}{M_{оп}}\right). \quad (22)$$

Жесткость сечений на участках без трещин при кратковременном действии нагрузки определяем в соответствии с нормами:

$$B_k = 0,85 E_0 I_n = a E_0 I_0, \quad (23)$$

где

$$a = 0,85 + 3,2025 \mu n, \quad (24)$$

а жесткость сечения, работающего с трещинами ( $M > M_T$ ) при  $\varphi = 0$  и  $\varphi = 1$  вычисляем по формуле (4).

Жесткость в сечениях по границам участков  $l_1$  и  $l_2$  (т. е. в сечениях, где  $M = M_T$ ) определяем дважды: во-первых, как для сечения с трещиной по формуле (4) и, во-вторых, как для сечения без трещин по формуле (23). Вследствие этого в сечениях с координатой  $\varphi = \varphi_T$  и  $\varphi = 1 - \varphi_T$  эпюра жесткости имеет скачок.

Затем, допуская изменение кривизны оси стойки на участках без трещин пропорционально величине изгибающего момента, а на участках с трещинами, считая ее прямолинейной, находим величину кривизны по формуле

$$\frac{1}{\rho_x} = \frac{(1 - 2\varphi) M_{оп}}{B} \quad (25)$$

и строим эпюру кривизны (см. рис. 1,6).

Угол поворота опорного сечения стойки, имеющей трещины на приопорных участках, где  $\varphi < \varphi_T$  и  $\psi < 1 - \varphi_T$ , находим по формуле:

$$\theta = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M \bar{M}}{B} dx = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{\rho_x} \bar{M} dx. \quad (26)$$

Угол поворота  $\theta$  определим согласно правилу Верещагина по эпюре кривизны  $1/\rho_x$  и эпюре моментов от действия единичного момента  $\bar{M}$ , приложенного по направлению искомого перемещения в сечении на конце стойки.

Тогда

$$\theta = \frac{2 l^2}{3 \rho_{к1} l} + \frac{l_1}{6} \left( 2 \frac{1}{\rho_{т.о}} + 2 \frac{1}{\rho_{т.о}} \frac{2 l_2}{l} + \frac{1}{\rho_{т.о}} \frac{2 l_2}{l} + \frac{1}{\rho_T} \right). \quad (27)$$

$l_0/h_0$	0,2	0,3	0,5	0,6	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4
0,002	1,00	0,83	0,71	0,72	0,77	0,83	0,87	0,89	0,91
0,004	1,00	0,85	0,78	0,78	0,81	0,87	0,90	0,91	0,93
0,006	1,00	0,91	0,83	0,83	0,85	0,88	0,91	0,92	0,93
0,008	1,00	0,91	0,85	0,85	0,86	0,89	0,92	0,93	0,93
0,010	1,00	0,93	0,88	0,88	0,88	0,90	0,92	0,93	0,93
0,012	1,00	0,94	0,90	0,89	0,89	0,91	0,93	0,93	0,94
0,014	1,00	0,95	0,92	0,91	0,92	0,93	0,93	0,94	0,95
0,018	1,00	0,96	0,93	0,92	0,92	0,93	0,93	0,95	0,96
0,024	1,00	1,00	0,96	0,93	0,93	0,93	0,95	0,97	0,97
0,030	1,00	1,00	0,97	0,97	0,94	0,94	0,96	0,97	0,97

Имея в виду, что  $l_1 = \varphi_T l$  и  $l_2 = (0,5 - \varphi_T) l$ , с учетом (25) получим:

$$\theta = \frac{M_{оп} l}{6 E_6 I_6} \left[ \frac{8(0,5 - \varphi_T)^3}{a} + \frac{\varphi_T(3 - 2\varphi_T)}{k(0)} + \frac{\varphi_T(1 - 2\varphi_T)(3 - 4\varphi_T)}{k(l_1)} \right]. \quad (28)$$

С другой стороны, применяя осредненную жесткость  $B_{оср}$ , при внецентренном сжатии угол поворота опорного сечения можно записать в следующем виде:

$$\theta = \frac{M_{оп} l}{6 B_{оср}}. \quad (29)$$

Из равенства выражений (28) и (29) найдем:

$$B_{оср} = \frac{E_6 I_6}{\frac{8(0,5 - \varphi_T)^3}{a} + \frac{\varphi_T(3 - 2\varphi_T)}{k(0)} + \frac{\varphi_T(1 - 2\varphi_T)(3 - 4\varphi_T)}{k(l_1)}}. \quad (30)$$

или 
$$B_{оср} = k_0 E_6 I_6. \quad (31)$$

где 
$$k_0 = \frac{1}{\frac{8(0,5 - \varphi_T)^3}{a} + \frac{\varphi_T(3 - 2\varphi_T)}{k(0)} + \frac{\varphi_T(1 - 2\varphi_T)(3 - 4\varphi_T)}{k(l_1)}}. \quad (32)$$

При этом  $k_0$  по длине стойки величина постоянная. Если трещины не возникали ( $\varphi_T = 0$ ), то  $k_0 = a$  и осредненную жесткость находим по формуле (23).

По формуле (32) для внецентренно сжатых стоек, выполненных из бетонов марки 200, 300, 400 и 500, с арматурой классов А-II и А-III, при проценте армирования 0,2—3,0% в зависимости от величины относительного эксцентриситета  $e_0/h_0$  на ЭЦВМ протабулированы значения коэффициента  $k_0$  и построены графики, один из которых для бетона марки 300 приводится на рис. 2.

Из анализа таблиц и графиков следует, что при  $\mu > 0,02\%$  осредненную жесткость железобетонных внецентренно сжатых стоек независимо от величины относительного эксцентриситета можно принимать по опорному сечению с учетом трещин.

**Пример.** Железобетонная внецентренно сжатая стойка прямоугольного сечения с размерами  $b=30$  см;  $h=50$  см;  $a=a'=4$  см; из бетона марки 200;  $E_6=2,65 \cdot 10^5$  кг/см<sup>2</sup> с продольной арматурой из горячекатаной стали класса А-II, площадью сечения  $F_a=F'_a=14,73$  см<sup>2</sup> (3Ø25). Эпюра изгибающих моментов в стойке кососимметричная (см. рис. 1,б) с величиной эксцентриситета на опоре от нормативных нагрузок  $e_0=19,5$  см.

<sup>1</sup> В работе непосредственное участие принимал В. С. Поляков.

Требуется определить осредненную жесткость стойки. Вычислим

$$I_6 = \frac{b h^3}{12} = 3,12 \cdot 10^5 \text{ см}^4; \quad h_0 = h - a = 46 \text{ см.}$$

Относительный эксцентриситет  $e_0/h_0=0,42$ . Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} = \frac{14,73}{30 \cdot 46} = 0,0107.$$

По графику (рис. 2,а) находим коэффициент  $k_0=1,06$ . По формуле (31) вычислим осредненную жесткость:

$$B_{оср} = k_0 E_6 I_6 = 1,06 \cdot 2,65 \cdot 10^5 \cdot 3,12 \cdot 10^5 = 8,75 \cdot 10^{10} \text{ кг/см}^2.$$

При треугольной эпюре изгибающих моментов (рис. 1,б) границу распространения трещин по длине стойки в зависимости от опорного изгибающего момента и продольной сжимающей силы найдем по формуле

$$\varphi'_T = 1 - \frac{M_T + N^H r_a}{M_{оп}}, \quad (33)$$

а величину коэффициента  $k_0$  по формуле

$$k_0 = \frac{2}{\frac{2(1 - \varphi'_T)^3}{a} + \frac{\varphi'_T(3 - \varphi'_T)}{k(0)} + \frac{\varphi'_T(1 - \varphi'_T)(3 - 2\varphi'_T)}{k(l_1)}}. \quad (34)$$

С учетом, что  $\varphi'_T = 2\varphi_T$ , выражение (34) приводится к выражению (32).

При прямоугольной эпюре изгибающих моментов (рис. 1,а) трещины распространяются по всей длине стоек, жесткость стоек принимается по опорному сечению в зависимости от величины относительного эксцентриситета  $e_0/h_0$  и коэффициента армирования  $\mu$ .

В этом случае полученные таблицы и графики могут быть использованы с коэффициентом  $k_1$ :

$$B_{оср} = k_1 k_0 E_6 I_6. \quad (35)$$

### Выводы

При расчете статически неопределимых конструкций перемещения железобетонных внецентренно сжатых стоек можно определять с использованием осредненной жесткости  $B_{оср}$ , учитывающей перемещенный по длине эксцентриситет продольной силы и образование трещин на концевых участках стойки.

Для практического определения величины осредненной жесткости внецентренно сжатых стоек могут применяться разработанные нами графики.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. Стройиздат, М., 1968.
2. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции, общий курс, Госстройиздат, М., 1962.

# Несущая способность и деформативность треугольных плит перекрытий

Канд. техн. наук В. С. ЗЫРЯНОВ

УДК 624. 073. 7

В МНИИТЭП проведены испытания треугольных железобетонных плит, предназначенных для перекрытий киноконцертных залов. Конструкция плит разработана мастерской №1 Моспроекта-4. Плиты представляют в плане равноносторонний треугольник со стороной 4,29 м (рис.1); опираются на ригеля по трем точкам — вершинам треугольника. Полезная нормативная нагрузка — 600 кг/м<sup>2</sup>, в том числе временная — 400 кг/м<sup>2</sup>.

В соответствии с условиями опирания рабочая арматура плит располагалась вдоль свободных краев в виде плоских каркасов с расчетным числом стержней по 6 ∅12 А-III. Арматуру в сжатой зоне устанавливали конструктивно 1 ∅12 А-III. Внутреннее поле плит армировали тремя трапециевидными сетками из проволоки класса В-1 в направлении, перпендикулярном биссектрисам углов, ∅4 мм с шагом 100 мм, а вдоль биссектрис — ∅3 мм с шагом 150 мм.

Опорные участки плит в связи с недостаточным сопротивлением поперечной силе усилены двумя швеллерами №10 длиной 50 см, сваренными попарно в вершинах углов плит.

Запроектированы два варианта плит: из обычного бетона толщиной 12 см и из керамзитобетона объемным весом 1500 кг/м<sup>3</sup>, толщиной 20 см. Состав бетона на 1 м<sup>3</sup>: цемента БТЦ-400 с Мосмехцементзавода 360 кг, песка классифицированного (M<sub>к</sub>=2,8) 700 кг, щебня гравийного фракции 5—20 мм — 1140 кг; В/Ц=0,5. Состав керамзитобетона на 1 м<sup>3</sup>: цемента БТЦ марки 500 300 кг, песка Татаровского карьера (M<sub>к</sub>=1,62) 700 кг, керамзитового гравия фракции 5—20 мм марки 450 Лянозовского завода 330 кг, В/Ц=0,6. Бетон подвергался вибрированию и пропариванию.

Испытания проводили на кратковременное действие нагрузки, которую передавали от 50-т гидравлического домкрата через распределительные траверсы в 12 точках.

Теоретические значения несущей способности плит вычисляли по методу предельного равновесия [1]. На рис. 2 показан характер трещинообразования плит, из которого видно, что трещины пересекали свободные края в средней трети пролета, соединяясь в центре плит. Исходя из полученной картины образования трещин и расположения линий пластических шарниров выбрана расчетная схема (рис. 3).

Плиту рассматривали состоящей из трех жестких дисков 1, 2, 3, вращающихся относительно неподвижных опор А, В, С. Расчетную формулу получили исходя из равенства виртуальных работ при перемещении центра плиты Д, равном 1. При равномерной нагрузке

$$qV = \sum M_k \Phi_k, \quad (1)$$

где  $q$  — равномерная расчетная нагрузка;

$V$  — объем, описанный плитой при виртуальном перемещении;

$M_k$  — предельный изгибающий момент на длине каждого линейного пластического шарнира;

$\Phi_k$  — скорость взаимного поворота звеньев в каждом линейном пластическом шарнире.

На рис. 3 показан план скоростей треугольной плиты, опертой на три вершины. При скорости виртуального перемещения центра  $D$ , равной 1, объем пирамиды на всей площади плиты  $V = \frac{0,875 l^3}{2\sqrt{3}}$ , где  $l$  — сторона плиты.

Взаимная угловая скорость любых двух звеньев  $\Phi_{12} = \Phi_{23} = \Phi_{31} = \Phi_k = \frac{3}{l}$ . Из уравнения (1) получаем

$$\sum M_k = q \frac{0,875 l^3}{6\sqrt{3}}.$$

Величина изгибающего момента на одну боковую сторону при равномерной нагрузке:

$$M = \frac{0,875}{18\sqrt{3}} q l^3 = 0,0281 q l^3. \quad (2)$$

Этому моменту в предельном состоянии должен удовлетворять момент внутренних сил, вычисляемый по формуле СНиП для рассматриваемого сечения (DE, DF или DG на рис. 3,а)

$$M_{\text{нес}} = R_k b x (h_0 - 0,5x), \quad (3)$$

где  $b = \frac{a}{3} = \frac{l}{2\sqrt{3}}$  — ширина сечения DE, DF или DG;

$a$  — высота треугольной плиты;  
 $x$  — высота сжатой зоны сечения;

Условие предельного равновесия, выраженное через нагрузку

$$q < \frac{M_{\text{нес}}}{0,0281 l^3}. \quad (4)$$

Так как в наших опытах нагрузка, кроме собственного веса, передавалась в виде сосредоточенных грузов, то необходимо было получить формулу для изгибающих моментов при такой нагрузке.

В качестве исходного использовали выражение

$$gV + \sum Q_i y_i = \sum M_k \Phi_k, \quad (5)$$

где  $g$  — масса плиты в кг/м<sup>2</sup>;

$Q_i$  — сосредоточенные грузы;

$y_i$  — виртуальные перемещения под грузами.

При расположении грузов  $Q_i$  по рис. 3,г получили:

$$M = 0,0281 g l^3 + 0,797 Q l. \quad (6)$$

Теоретические значения несущей способности, вычисленные по формуле (3), и опытные, найденные из выражения

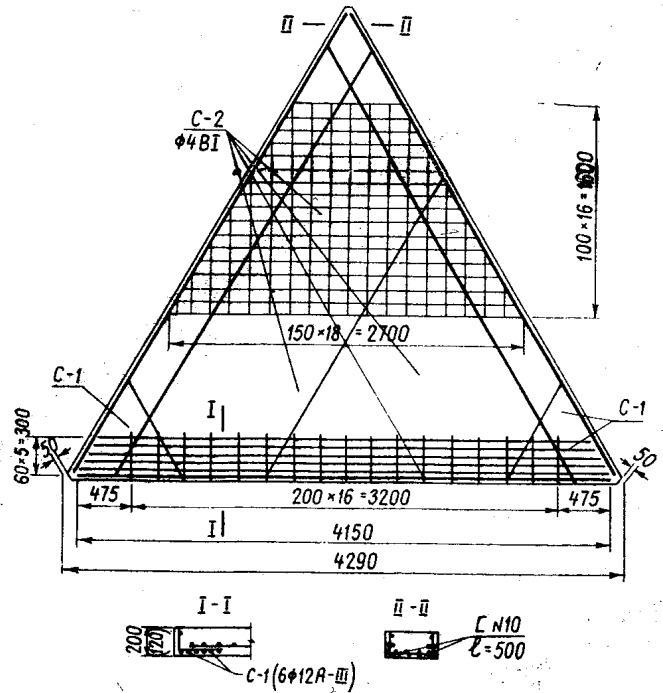


Рис. 1. Армирование плиты

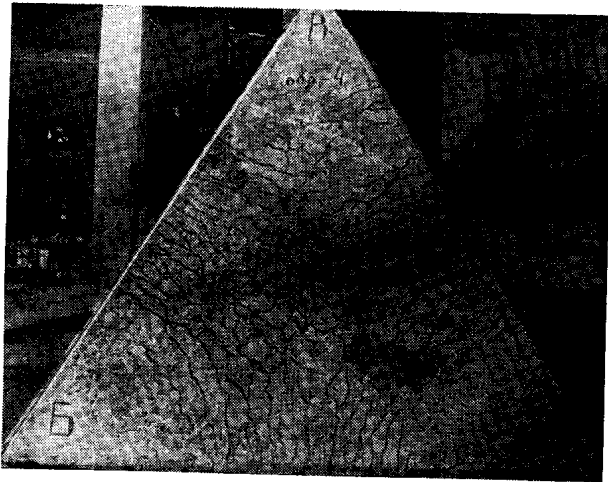


Рис. 2. Характер трещинообразования

(6) при опытных нагрузках  $g=300; 340; 340 \text{ кг/м}^2$  и  $Q=842; 1435; 1395 \text{ кг}$ , приведены в таблице. Опытные и теоретические величины несущей способности в среднем хорошо совпали. Поэтому равномерно нагруженные плиты можно рассчитывать по формуле (2).

№ образцов	Бетон	Характеристика плит											
		геометрические размеры в см				прочность бетона в кгс/см <sup>2</sup>		арматура		$\frac{R_a F_a}{R_n b} \cdot \frac{1}{x}$	$M_{\text{теор}}$ по (3), кгм	$M_{\text{оп}}$ по (6), кгм	$M_{\text{оп}}/M_{\text{теор}}$
		$h$	$l_0$	$\frac{b}{3}$	$h_0$	$R_b$	$R_n$	$F_a, \text{ см}^2$	$R_a, \text{ кгс/см}^2$				
1	Обычный	12	403	124	9,5	235	205	6,92	4380	1,19	2690	3251	1,21
4	Керамзитобетон	20	403	124	17,3	146	137	6,72	4507	1,78	4950	5220	1,05
5						173	159	6,86	4347	1,51	4930	5090	1,03

Фактические разрушающие нагрузки превышали расчетные в 1,74; 2,56 и 2,51 раза, следовательно, плиты удовлетворяли заданным расчетным нагрузкам  $1070$  и  $1110 \text{ кг/м}^2$  с значительным запасом. Опорные участки плит не имели каких-либо признаков разрушения.

Теоретические значения прогибов центра плит при нагрузке  $q^n$  определяли по методике, изложенной в инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных кон-

струкций с учетом перераспределения усилий (1961 г.) и работе [1], по формуле

$$f = f_T + \frac{q^n - q_T}{q - q_T} (f_n - f_T), \quad (7)$$

где  $q_T$  и  $f_T$  — нагрузка и прогиб плиты перед образованием трещин;

$q$  и  $f_n$  — нагрузка и прогиб, соответствующие моменту образования пластических шарниров.

В теории упругости отсутствуют решения треугольных плит, опертых на три вершины, необходимые для вычисления величин  $q_T$  и  $f_T$ . С достаточным приближением величину  $f_T$  можно найти как прогиб, отсеченной двумя биссектрисами треугольной в плане балки АВД (рис. 3). При равномерной нагрузке

$$f_T = k \frac{5}{384} \frac{q_T l^4}{EI}, \quad (8)$$

где  $k=1,2$  — коэффициент, учитывающий влияние двух других отсеченных частей плиты; получен из сравнительного расчета плиты и балки в предельном состоянии;

$q_T = q_T b$  — погонная нагрузка в середине пролета;

$EI$  — жесткость сечения высотой  $h$  и шириной  $b$ .

Изгибающий момент на единицу сечения

$$M_T = \frac{q_T l^2}{12} + (0,0248 q_T a^2) \cos 30^\circ = \sim 0,1 q_T l^2,$$

где первый член равен моменту на 1 м сечения в середине пролета треугольных в плане балок шириной  $b=a/3$ ; выражение в скобках взято из работы [2] и равно максимальному моменту в плите, опертой по контуру, направленному по биссектрисам углов вершин.

Подставив вместо  $M_T$  его величину, выраженную через характеристики сечения по формуле  $M_T = R_p^n \frac{h^2}{3,5}$ , получили

$$q_T = R_p^n \frac{h^2}{3,5 \cdot 0,1 l^2} = 2,85 R_p^n \frac{h^2}{l^2}. \quad (9)$$

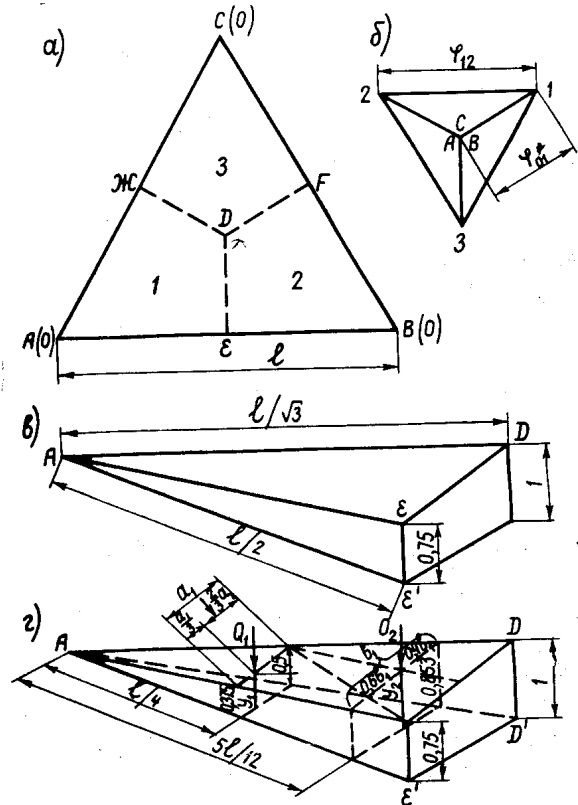


Рис. 3. Расчетные схемы

$a$  — расположение пластических шарниров; — — — линии излома; 0, 1, 2, 3 — звенья; б — план угловых скоростей; в — пирамида виртуальных перемещений при равномерной нагрузке; г — то же, от сосредоточенных грузов



Для определения величин  $f_{II}$  и  $q$  использовали расчетные схемы в предельном состоянии. При перемещении центра плиты  $DD' = f_{II}$  взаимный угол поворота двух смежных звеньев  $\varphi_{12} = \varphi_{23} = \varphi_{31} = \varphi = \frac{3f_{II}}{l}$ .

С другой стороны,  $\varphi_{12} = \dots = \varphi_{31} = \Delta \frac{1}{\rho}$ , где  $\Delta$  — ширина участка плиты с значительным развитием трещин, принимаемая из опыта;  $\frac{1}{\rho}$  — кривизна на этом участке.

Приравняв два выражения для  $\varphi_{12}$ , получили

$$f_{II} = \Delta \frac{1}{\rho} \cdot \frac{l}{3}. \quad (10)$$

Кривизну  $\frac{1}{\rho}$  в предельном состоянии по аналогии с работой [3] определяли по формуле СНиП

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[ \frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_b}{(\gamma^2 + \xi) b h_0 E_b} \right] \quad (11)$$

с учетом рекомендаций [4]. Для стадии в предельном состоянии дополнения к формуле (11) выразились в принятии  $\psi_a = 1$ ;  $\xi$  из расчета на прочность и  $\nu$  по формуле  $\nu = 270 \frac{R_b}{E_b}$ .

Величину  $q$  определяли из выражения (4), в котором  $M_{нес}$  находили по формуле (6).

Расчет  $q_T$  по формуле (9) превышал ее величину. По-видимому, причиной этого являлся разброс фактических величин  $R_p$ . Поэтому для оценки прогибов за величину  $q_T$  были приняты нагрузки, соответствующие характерным точкам перелома на кривых опытных прогибов.

Величина  $\Delta$  для образца № 1 составила в среднем 0,18 l, для образцов № 4 и 5 соответственно 0,28 l и 0,26 l, которые использовали при анализе. При практических расчетах, очевидно, целесообразно для керамзитобетонных плит толщиной 20 см с небольшим запасом принимать  $\Delta = 0,3 l$ , а для железобетонных плит толщиной 12 см  $\Delta = 0,2 l$ . Фактические величины модулей упругости составили по испытанным призмам для образца № 1 —  $2,8 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$  ( $\approx 2,8 \cdot 10^4 \text{ н/м}^2$ ) для образцов № 4 и 5 соответственно  $1,28 \cdot 10^5$  и  $1,32 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$ .

Прогибы, вычисленные по формуле (7), удовлетворительно

совпали с опытными величинами. Следовательно, изложенная методика расчета прогибов может быть рекомендована для практического использования.

Опытные величины прогибов при кратковременном нагружении нормативной нагрузкой составили у плит № 4 и 5 0,65 и 0,72 см, по отношению к пролету  $1/650$  и  $1/560$ . Поэтому жесткость плит следует признать удовлетворяющей заданной нормативной нагрузке. При разработке рабочих чертежей плит целесообразно сделать их перерасчет для исключения излишнего запаса.

Отношение прогиба к пролету плиты № 4 при кратковременном нагружении составило  $1/220$ . С учетом длительного действия нагрузки жесткость плиты была бы недостаточной. При данной величине нормативной нагрузки следует увеличить толщину плиты.

Средняя ширина раскрытия трещин на нижней поверхности плит при действии нормативной нагрузки не превышала 0,1 мм.

#### Выводы

Расчет несущей способности равномерно нагруженных треугольных железобетонных плит при опирании по трем вершинам можно производить по методу предельного равновесия по формуле (2). Испытанные образцы плит по несущей способности пролетных сечений и опорных узлов удовлетворяли заданным расчетным нагрузкам.

Прогибы плит можно определять по методу интерполяции по формулам (7—11). По величине полученных в опытах прогибов от нормативной нагрузки керамзитожелезобетонные плиты толщиной 20 см с запасом удовлетворяли требованиям СНиП. Железобетонная плита толщиной 12 см оказалась недостаточно жесткой.

При рабочем проектировании следует сделать перерасчет плит: целесообразно в керамзитобетонных плитах снизить сечение арматуры или толщину плит, а в железобетонных — увеличить толщину.

#### Литература

1. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, Стройиздат, 1964.
2. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластики и оболочки, Изд. «Физматгиз», 1963.
3. Антонов К. К. и др. Экспериментальное исследование железобетонных плит, опертых на железобетонный контур. «Бетон и железобетон», № 6, 1969.
4. Коковин О. А. Деформации изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при кратковременно действующей нагрузке в стациях, близких к разрушению. Сб. НИИЖБ «Прочность и жесткость железобетонных конструкций». Стройиздат, 1968.

## В помощь заводским лабораториям

### Ускоренная проверка марки цемента в бетоне и назначение фактора его прочности ( $C/V$ )

Доктора техн. наук С. А. МИРОНОВ, И. М. ФРЕНКЕЛЬ

УДК 691.54:539.4

Задача получения требуемой прочности тяжелого бетона на портландцементе возникла с самого начала внедрения этого материала в практику строительства. Ряд исследователей добивался установления аналитической связи между прочностью бетона и параметрами бетонной смеси [1—4]. При этом зависимость прочности бетона от главного фактора ее в бетонной смеси, установленная проф. Абрамсом, имеет вид:

$$R_0 = f(R_c, V/C) \quad (1)$$

и графически изображается кривой типа гиперболы.

Боломей, приняв в качестве аргумента величину, обратную  $V/C$ , т. е.  $C/V$  придал функции  $R_0$  линейную форму. По М. Боломею в переработке А. И. Яшвили связь  $C/V$  с прочностью бетона имеет вид:

$$R_{28} = K R_c (C/V - \sigma), \quad (2)$$

где  $K$  и  $\sigma$  — постоянные;

$R_c$  — активность цемента.

Поскольку величина  $R_c$  зависит от метода испытаний, а коэффициенты  $K$  и  $\sigma$  не могут не отражать свойств применяемых материалов, проф. Б. Г. Скрамтаев уточнил эти коэффициенты как для

ранее применявшегося метода испытания цемента в жестких растворах, так и для применяющегося в настоящее время метода испытания цемента в пластичных растворах.

В 50-х годах в связи с широким применением жестких бетонных смесей особенно в бетонах с малым значением  $V/C$  и с относительно невысоким расходом цемента, а также рядом трудностей, связанных с уплотнением таких смесей, возникло сомнение в линейности функции (2) на всем диапазоне практически применяемых значений  $C/V$  от 1,43 ( $V/C = 0,7$ ) до 3,3 ( $V/C = 0,3$ ). Появились



предложения рассматривать эту функцию как кусочнолинейную, имеющую точку перелома при абсциссе 2,5.

О том, что функция  $R_6 - Ц/В$  при очень больших и очень малых значениях  $Ц/В$  перестает быть линейной, хорошо известно.

Бетонные смеси с высокими расходами цемента и большими величинами  $Ц/В$  плохо уплотняются и, более того, по окончании уплотнения самопроизвольно разуплотняются, если у отформованного изделия имеется хотя бы одна свободная поверхность.

Бетонные смеси с малым расходом цемента и малым  $Ц/В$  не удерживают внесенной в смесь воды, которая легко отделяется и вытекает из смеси. Естественно, что в обоих случаях нарушится характер изменения прочности, установленный в вышеупомянутых нами границах значений  $В/Ц$ .

Применение величин  $Ц/В$  больших, чем 3,3, или меньших, чем 1,25, явление редкое и важно отметить, что бетоны с высокими расходами цемента являются невыгодными, они испытывают большие внутренние напряжения, приводящие к деструктивным явлениям; нормальной гидратации всей массы цемента в них обычно не происходит и, следовательно, потенциальные возможности введенного цемента нужным образом не используются.

Таким образом, не отрицая возможности нарушения линейного характера функции  $R_6 - Ц/В$ , авторы этой статьи не подтверждают предлагаемого в этом случае значения  $Ц/В = 2,5$ , при котором имеется перелом в линейной зависимости  $R_6 - Ц/В$ .

Л. А. Кайсером (ВНИИЖелезобетон) была разработана новая формула расчета прочности бетона, имеющая следующий вид:

$$R_6 = (A R_{ц} + f) Ц/В + m, \quad (3)$$

где  $A, f, m$  — постоянные.

После сопоставительной проверки формулы (3) с формулой (2) в НИИЖБе установлено, что формулы (3) и (2) для высокомарочных цементов и бетонов дают одно и то же значение  $Ц/В$ , а при цементах и бетонах низких марок формула (3) дает меньшее значение  $Ц/В$ , что увязывается с практикой бетонных работ.

Ввиду этого НИИЖБ в своих инструкциях наряду с формулой (2) приводит также формулу (3) для предварительных расчетов состава бетона — его фактора прочности —  $Ц/В$  для умеренных марок.

Все расчетные формулы являются результатом усреднения многих данных, связывающих прочность бетона с активностью цемента и водо-цементным (це-

ментно-водным) отношением. При этом имеется в виду 28-суточная прочность бетона. Для случаев, когда требуется обеспечить прочность в более ранние или более поздние сроки, приходится прибегать, опять-таки, к усредненным коэффициентам и, естественно, погрешности могут не только нивелироваться, но и накапливаться, что в ряде случаев совершенно недопустимо.

Кроме того, в связи с массовым изготовлением конструкций на заводах ЖБИ с применением тепловой обработки пользование формулами приобретает характер условного ориентира и не может обеспечить необходимой степени приближения к заданным условиям.

Главным недостатком всех приведенных формул является необходимость знать истинное значение прочности цемента и вести ориентировку на 28-суточную прочность бетона. Поэтому на заводах ЖБИ в соответствии с рекомендациями НИИЖБа используется прямая формула построения зависимости  $R_6 - Ц/В$  на бетонах из материалов заводов, работающих с тепловой обработкой, не вызывающей деструкции бетона. При этом устанавливаемый фактор прочности бетона  $Ц/В$  гарантирует как нужную прочность после пропаривания — отпусную прочность, — так и достижение к 28 суткам в нормальных условиях полной проектной прочности.

Новые нормы расхода цемента в бетоне СН 386—68, которые не должны быть превышены, накладывают дополнительные требования: цемент должен полностью соответствовать его марке. Поэтому потребовалось найти способ оценивать марку цемента по результатам испытания его в бетоне.

В НИИЖБе закончен первый этап работы, позволяющий предложить строителям прием быстрой приблизительной оценки активности цемента и назначения фактора прочности  $Ц/В$  в бетонах разных марок.

В течение 3 лет производились испытания портландцементов по ГОСТ 310—60 и одновременно в бетоне сначала при четырех значениях  $Ц/В$  (1,43; 1,67; 2,26 и 3,3), а затем при трех: 1,43; 2,0; 3,3 по 9 шт. на каждое значение  $Ц/В$ . Изготовленные бетонные образцы с крупным заполнителем из гранитного щебня подвергались разным условиям хранения до испытания на сжатие, а именно: 6 образцов с каждым  $Ц/В$  после 2-часового выдерживания пропаривались по разработанному в лаборатории методу ускорения твердения бетона НИИЖБа режиму 3—6—2 при изотерме 80—85°: три из шести пропаренных образцов испытывались на сжатие через 4—6 ч остывания, три других образца-близнеца хранились 27 сут. в камере нормальных ус-

ловий. Кроме того, три образца-близнеца не подвергались пропариванию и испытывались в возрасте 28 сут. после хранения в нормальных условиях.

Таким образом, в результате опытов были получены следующие данные:

1) активность и марка цемента по ГОСТ 310—60 (в пластичных растворах при  $Ц/В = 2,5$ ), которую мы обозначим  $R_{ц}$ ;

2) прямая прочности бетона в зависимости от  $Ц/В$ , построенная по результатам испытаний пропаренных образцов сразу после остывания. Прочность такого бетона обозначим  $R_1$ ;

3) прямая прочности бетона, хранившегося после пропаривания в нормальных условиях в течение 27 сут. Прочность этого бетона обозначим  $R_2$ ;

4) прямая прочности бетона, хранившегося с момента приготовления в нормальных условиях и испытанного в возрасте 28 сут. Прочность этого бетона обозначим  $R_3$ .

Результаты испытания 25 цементов представили следующие важные для практики данные:

$$R_2 = f(R_1); \quad R_3 = f(R_1);$$

$$R_1 = f(R_{ц}); \quad R_2 = f(R_{ц});$$

$$R_3 = f(R_{ц}); \quad R_1 = f(R_3); \quad R_2 = f(R_3).$$

Статистические подсчеты сводились к определению средних величин  $M$ , средних квадратических отклонений  $\sigma$  и изменчивости  $C_v$  (коэффициентов вариации).

Результаты работы представлены в табл. 1, пользование которой легко увязывается из следующего положения и подкрепляющих его примеров.

1. На строительстве или на заводе ЖБИ с использованием имеющихся там качественных стандартных материалов — цемента и заполнителей, должна быть построена функция  $R = f(Ц/В)$ . Для ее построения необходимо затворить 3 бетонные смеси по составам, приведенным в табл. 2.

Таблица 2

№ состава	$Ц/В$	Расход на один замес в кг			
		цемент	песка	$Щ$ (Гр)	воды
1	3,3	2,60	1,50	3,55	0,77
2	2,0	1,20	2,50	4,10	0,60
3	1,43	0,84	2,76	4,60	0,58

Из каждой бетонной смеси при тщательном уплотнении должно быть изготовлено 3 кубика с ребром 10 см и заполнителем 5—20 мм.

Изготовленные кубики в количестве 9 шт. 2 ч выдерживаются в формах при  $t \approx 20^\circ$ , после чего в тех же формах под-

Таблица 1

Определение активности цемента ускоренным испытанием его в бетоне и назначения  $Ц/В$  для бетона заданной марки

$Ц/В$	$R_2 = f(R_1)$			$R_3 = f(R_1)$			$R_1 = f(R_{ц})$			$R_2 = f(R_{ц})$			$R_3 = f(R_{ц})$			$R_1 = f(R_3)$			$R_2 = f(R_3)$		
	M	$\sigma$	$C_v$	M	$\sigma$	$C_v$	M	$\sigma$	$C_v$	M	$\sigma$	$C_v$	M	$\sigma$	$C_v$	M	$\sigma$	$C_v$	M	$\sigma$	$C_v$
1,43	177	44	25	158	37	23	27	10	37	44	16	36	39	10	26	67	14	21	116	18	15
2,00	143	23	16	131	22	17	51	10	20	71	14	20	63	13	21	78	11	15	115	17	15
2,50	138	24	17	123	20	17	72	12	17	96	19	20	85	16	18	81	13	16	112	16	14
3,30	133	22	17	118	21	18	106	16	15	136	30	22	120	25	21	86	14	17	114	16	14

вергаются пропариванию на заводе ЖБИ, а также и на стройплощадке — по стандартному режиму 3—6—2 ч. После 4—6-часового остывания кубики распадаблывают, обмеряют, взвешивают и испытывают на сжатие. Из каждых трех кубиков соответственно требованиям ГОСТ 10180—67 «Бетон тяжелый, методы определения прочности» выводят среднее, приводят его множением на  $K$  к прочности кубика ребром 20 см, и по этим прочностям в координатной системе  $R_0$  —  $C/B$  откладывают три точки, которые при правильном приготовлении кубов и правильном их испытании лягут на одну прямую. На этом заканчивается эксперимент.

Пусть, например, в результате проведенного опыта для построения  $R_0$  —  $C/B$  были получены следующие результаты (в пересчете на куб с ребром 20 мм).

$C/B$	$R_0, \text{кг/см}^2$
1,43	160
2,0	250
3,30	480

Если для пропариваемого бетона марки 300 нужно назначить фактор прочности  $C/B$ , при котором после пропаривания обеспечивается 70% прочности, т. е.  $210 \text{ кг/см}^2$ , то, как видно из рисунка, требуемая величина  $C/B$  составит 1,76. Если бы после пропаривания следовало иметь полную марочную прочность, пришлось бы  $C/B=2,28$ .

Последующее твердение в нормальных условиях пропаренного бетона может быть выяснено из построения функции  $R_2=f(R_1)$ . Из табл. 1 имеем:  $R_2$  при  $C/B=3,3$  составляет 133% от  $R_1$ ;  $R_2$  при  $C/B=1,43$  составляет 177% от  $R_1$ . Следовательно, крайние точки прямой  $R_2$  будут иметь ординаты:  $160 \text{ кг/см}^2 \times 1,77=285 \text{ кг/см}^2$ ;  $380 \text{ кг/см}^2 \times 1,33=642 \text{ кг/см}^2$ . Аналогично может быть построена прямая  $R_3$  по данным  $R_3=f(R_1)$  табл. 1.

Построенная на рисунке прямая  $R_2$  показывает, что твердение пропаренного бетона дает большую прочность, нежели твердение его в нормальных условиях без предварительного пропаривания по стандартному режиму.

Для выяснения приблизительной активности портландцемента также обращаемся к табл. 1. В колонке  $R_1=f(R_0)$  замечаем, что наименьшая изменчивость относится к  $C/B=3,3$  и составляет  $C_0=15\%$ .

Отсюда заключаем, что прочность бетона при  $C/B=3,3$  составляет 106% от активности цемента, т. е.

$$\frac{106}{100} R_0 = 480,$$

откуда  $R_0=450 \text{ кг/см}^2$  и, по всей вероятности, нами был использован портландцемент со средней маркой 400.

Здесь же следует отметить те границы, в которых может находиться величина активности цемента. Если принять возможные отклонения от среднего в пределах одного стандарта, что охватывает собою около 70% всех возможных значений активности, то

$$R_{0\text{мин}} = M(1 - C_0) = 450 \cdot 0,85 = 385 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{0\text{макс}} = M(1 + C_0) = 450 \cdot 1,15 = 515 \text{ кг/см}^2.$$

Этот подсчет подкрепляет наши предположения, что использованный цемент относится к марке 400.

Из колонки  $R_2=f(R_1)$  видно, что через 27 сут. следующего за пропариванием хранения в нормальных условиях бетон повышает свою прочность в среднем не менее, чем на 33%, т. е. обеспечивает требуемую прочность, если сразу после пропаривания было обеспечено 70% проектной марки.

2. Рассмотрим другую задачу, встречающуюся при работах с монолитным бетоном. Пусть требуется назначить фактор прочности в бетоне марки 300, причем марка бетона должна быть обеспечена к возрасту 28 сут.

Сделав затворение бетона на материалах, отвечающих требованиям стандарта, как описано выше, и получив по данным испытания зависимость  $R_1=f(C/B)$ , мы, пользуясь зависимостью  $R_2=f(R_1)$ , подсчитываем предполагаемую прочность бетона 28-суточного нормального твердения.

Так,  $R_3$  при  $C/B=3,3$ , составит 118% от  $R_1$ , т. е.

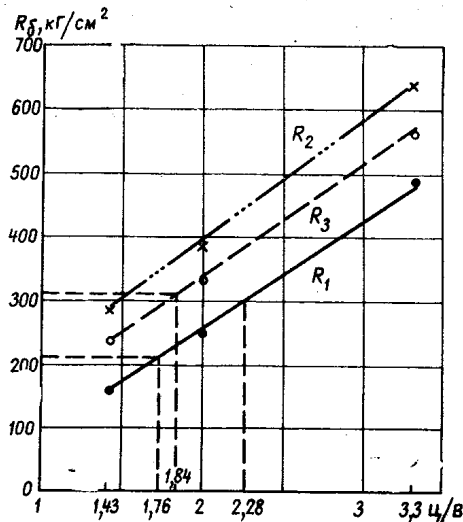
$$R_3 = \frac{118}{100} \cdot 480 = 570 \text{ кг/см}^2.$$

и при  $C/B=2$  составит 131% от  $R_1$ , т. е.

$$R_3 = \frac{131}{100} \cdot 250 = 330 \text{ кг/см}^2.$$

Наметив эти две точки на графике, проведем пунктирную прямую и по ней найдем искомую величину  $C/B$  для бетона марки 300 при твердении в нормальных условиях. В этом примере  $C/B=1,84$ .

Из табл. 1 видно, что пользование ею приводит к быстрому решению задач выбора фактора прочности для бетонов разных марок как при пропаривании бе-



Прочность бетона в зависимости от цементно-водного отношения

$R_1$  — суточная прочность пропаренных образцов;  $R_2$  — 28-суточная прочность пропаренных образцов;  $R_3$  — 28-суточная прочность образцов, твердевших без пропаривания в нормальных условиях

тона по стандартному режиму, так и при нормальном твердении, а также к оценке активности и марочности примененного портландцемента.

Публикуя вышеприведенные результаты работы, авторы обращают внимание, что поскольку результаты получены статистической обработкой ряда опытов, на практике могут иметь место и несоответствия фактических данных с ожидавшимися. Однако это несоответствие не выйдет за рамки границ, характеризующих полученной изменчивостью.

Авторы рассчитывают, что пользование предлагаемым методом ускоренного испытания цемента в бетоне и расчета прочности бетона позволит накопить обширный статистический материал, пользуясь которым удастся уточнить предлагаемый метод.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Малюга И. Г. Составы и способы приготовления цементного раствора (бетона) для получения наибольшей крепости. СПб, 1895.
2. Беляев Н. М. Метод подбора состава бетона. 2-е изд. ЛИИЖТ, Ленинград, 1929.
3. Проектирование и контроль составов бетона по Абрамсу. Перевод под редакцией инж. В. В. Бургмана, Гостехиздат, М., 1929.
4. Скрамтаев Б. Г. «Новые научно-технические проблемы технологии бетона в промышленности сборного железобетона». Доклад на всесоюзном совещании по современным проблемам технологии бетона в промышленности сборного железобетона. Стройиздат, 1965.

## Развитие преднапряженного железобетона в США

Б. ГЕРВИК

УДК 624.012.46(73)

В 1890 г. инженер-строитель Генри Джексон из Сан-Франциско изготовил несколько балок-перемычек из преднапряженного железобетона и получил патент. Однако через два-три года эти балки разрушились из-за больших потерь напряжения в бетоне и стали (были использованы бетон низкой прочности и стержни из мягкой стали); техника преднапряжения не была принята строителями США.

В тридцатых годах текущего столетия техника преднапряжения применялась в стране при возведении круглых резервуаров и труб с использованием наружной обмотки предварительно напряженной проволокой.

Однако этим ограничивалось использование преднапряжения в США до нового пробуждения в 50-е гг. под влиянием стимулирующего воздействия Европы. Так же, как и во многих странах, рост этой промышленности был феноменален, и на сегодняшний день создана хорошо организованная отрасль производства, распространенная по всей стране с большим разнообразием использования ее продукции.

В США возникли интересные направления и имеются определенные достижения в этой области.

Применение в качестве напрягаемой арматуры семипроволочных прядей оказалось весьма эффективным способом сокращения трудозатрат при производстве работ и обеспечения концентрированного приложения силы натяжения. Первоначально пряди были предложены для конструкций с напряжением арматуры на упоры; сейчас они широко применяются также и в системах с натяжением на бетон.

Длинные напольные стенды для изготовления предварительно напряженных конструкций (рис. 1) быстро превратились в стандартный и предпочитаемый

<sup>1</sup> Статья написана специально для журнала «Бетон и железобетон» известным американским инженером Бен Гервиком, который является первым вице-президентом Международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИНП).

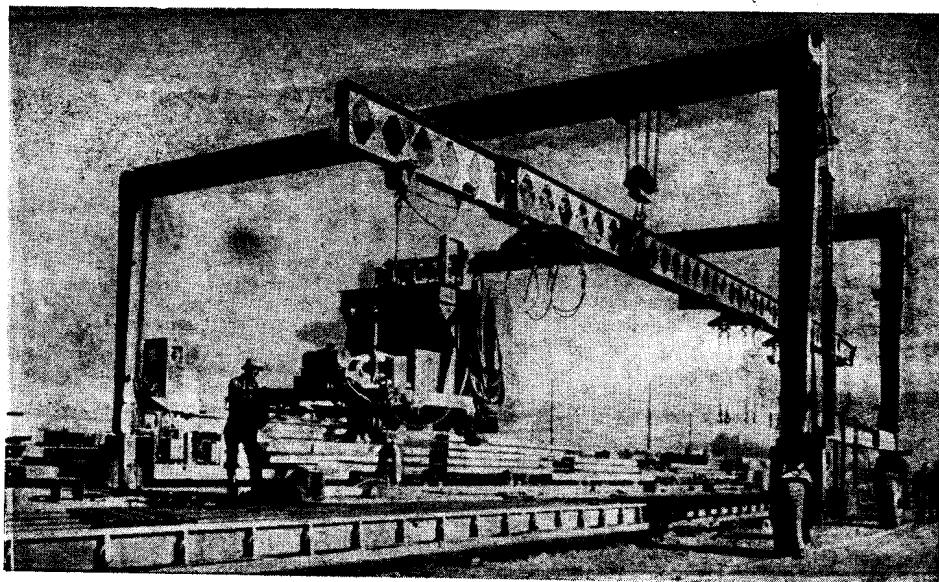


Рис. 1. Специальное оборудование, используемое при изготовлении, хранении и погрузке предварительно напряженных элементов

способ производства. Эта технология позволяла изготавливать длинные и крупные элементы, требовала минимального и оборудования, свела к минимуму необходимость в высококвалифицированном труде. Элементы сечением 2Т и Т (с одним или двумя продольными ребрами и горизонтальной полкой) получили наибольшее распространение благодаря эффективности конструктивного решения и их архитектурной приемлемости. Эти элементы широко используются для покрытий, перекрытий и стен (рис. 2), малых мостов и переходов. Реб-

ра таких элементов используются для внутреннего и наружного архитектурного оформления в сочетании с освещением и акустической отделкой.

Возможно, одной из основных черт в развитии производства предварительно напряженных конструкций в США является преодоление многочисленных трудностей. Появление конструкций было встречено официальным запретом, продиктованным строительными нормами и местными правилами, возражениями со стороны представителей хорошо оснащенной промышленности строительных материалов и незнакомством части ин-

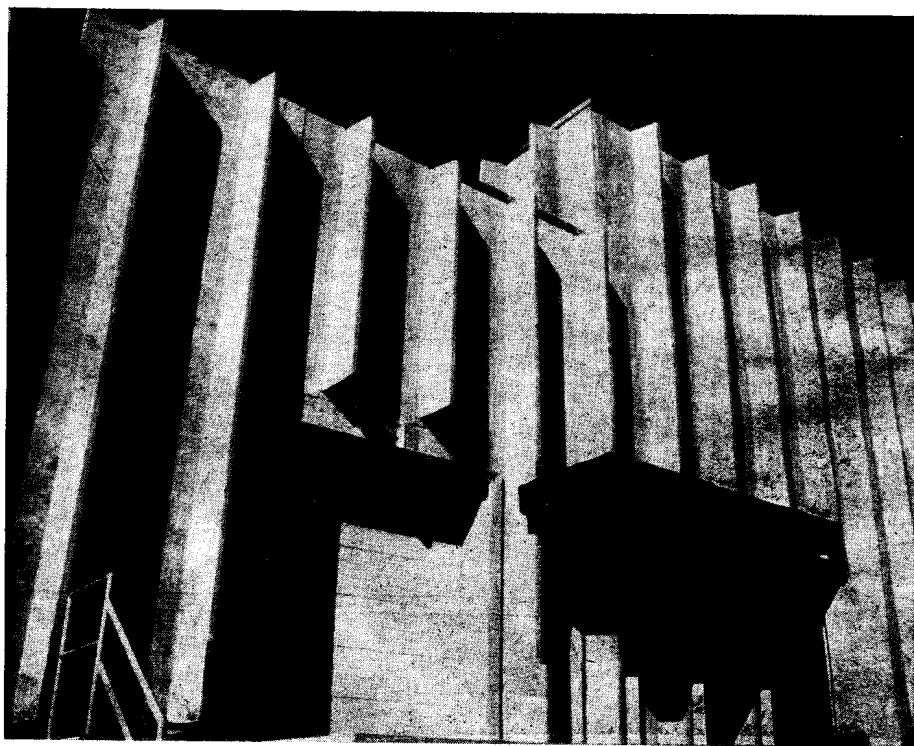


Рис. 2. Использование плит 2Т в качестве панелей стен

женеров с техникой преднапряжения. Поэтому первоначально предварительно напряженный железобетон применялся в таких частных областях, где специальные требования давали ему некоторые преимущества. Следует отдать должное предвидению и мужеству небольшого числа людей, которые на ранней стадии развития поняли технические преимущества использования этих конструкций и продолжали настойчиво работать в экономически неблагоприятных условиях.

Быстрому распространению преднапряженного железобетона в США способствовал широкий обмен информацией и идеями по всем аспектам от изготовления до эксплуатационных качеств и сбыта. Все это осуществлялось под руководством Института преднапряженного железобетона (ПСИ). Такую работу на международной основе осуществляет федерация по предварительно напряженному железобетону (ФИП), преодолевая аналогичные трудности.

Для строителей может представить интерес краткий обзор наиболее распространенных случаев применения преднапряженного железобетона в США.

**Мосты.** Конструкция пролетного строения из стандартных сборных двутавровых балок с монолитной плитой широко используется для виадуков, путепроводов и мостов пролетом от 15 до 36 м.

Сборные двутавровые балки изготавливаются на стендах с отгибом натягаемой прядевой арматуры на опорных участках в стенку балки (рис. 3).

Для больших пролетов (до 93 м и более) широко применяются балки коробчатого сечения с натяжением арматуры на бетон. В большинстве случаев это неразрезные конструкции в монолитном исполнении, опирающиеся в период возведения на строительные леса и подмости.

Пролетные строения, собираемые из отдельных блоков, использовались в относительно небольшом количестве мостов, хотя такая конструкция с сухими стыками и соответствующей пригонкой блоков была применена впервые в мире (насколько нам известно) при строительстве моста Сан-Франциско — Окленд в 1961 г. (рис. 4).

**Сваи.** Железобетонные сваи для морских и портовых сооружений — один из

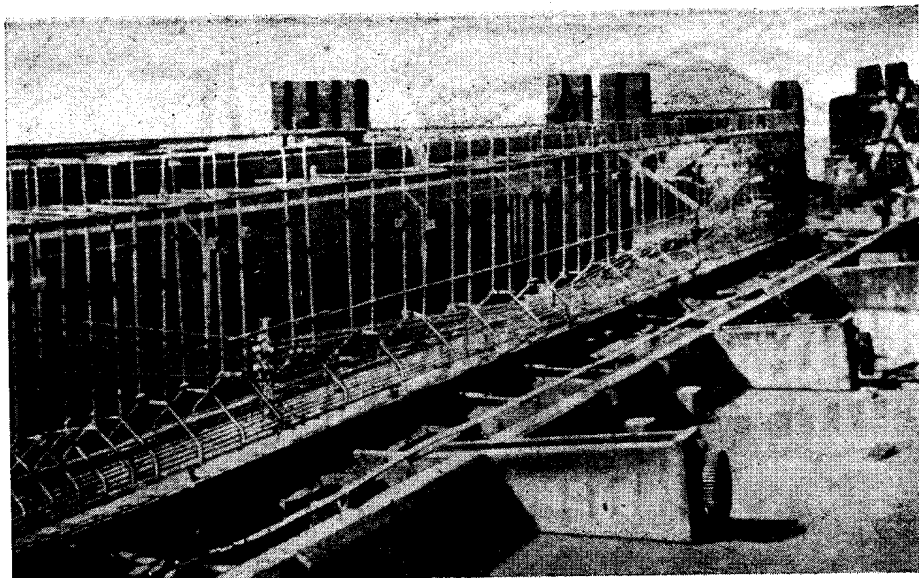


Рис. 3. Армирование двутавровых мостовых балок

первых случаев использования преднапряжения, при котором разрешалась проблема экономии и долговечности, прочности на сжатие и на изгиб, чего нельзя было добиться при использовании других существующих материалов. Для всех портовых сооружений конструкция предварительно напряженных железобетонных свай сплошного сечения стала стандартной. Цилиндрические сваи с натяжением на упоры и на бетон широко использовались для длинных надводных виадуков и мостов (рис. 5).

Сваи изготавливаются и устанавливаются длиной до 60 м. Стыки используются редко, только в особых условиях.

В 60-е годы стандартные сваи со сплошным поперечным сечением начали широко применяться при строительстве зданий и других наземных сооружений. Они оказались самыми дешевыми в деле на тонну расчетной нагрузки вследствие легкости и быстроты установки, низкой стоимости изготовления за счет применения способов массового производства, хорошего взаимодействия с

грунтом и надежности. Сейчас всем остальным видам свай предпочитают предварительно напряженные железобетонные сваи. В Калифорнии, например, ежегодно применяется от 1,2 до 1,5 млн. пог. м таких свай.

**Здания.** Основными строительными элементами зданий из преднапряженного железобетона являются плиты 2Т и Т, широко применяемые для покрытий и перекрытий. В случае применения для перекрытий плиты усиливают слоем из монолитного бетона. Эти элементы в качестве стеновых панелей все шире используются с расположением ребер наружу и внутрь в зависимости от замысла архитектора.

Быстро возрастает популярность плоских пустотелых преднапряженных плит, механизированное производство которых осуществляется на длинных стендах.

Конструктивный легкий бетон широко используется в строительных элементах зданий не только из-за его низкой объемной массы; принимается также во внимание его огнестойкость, простота тран-

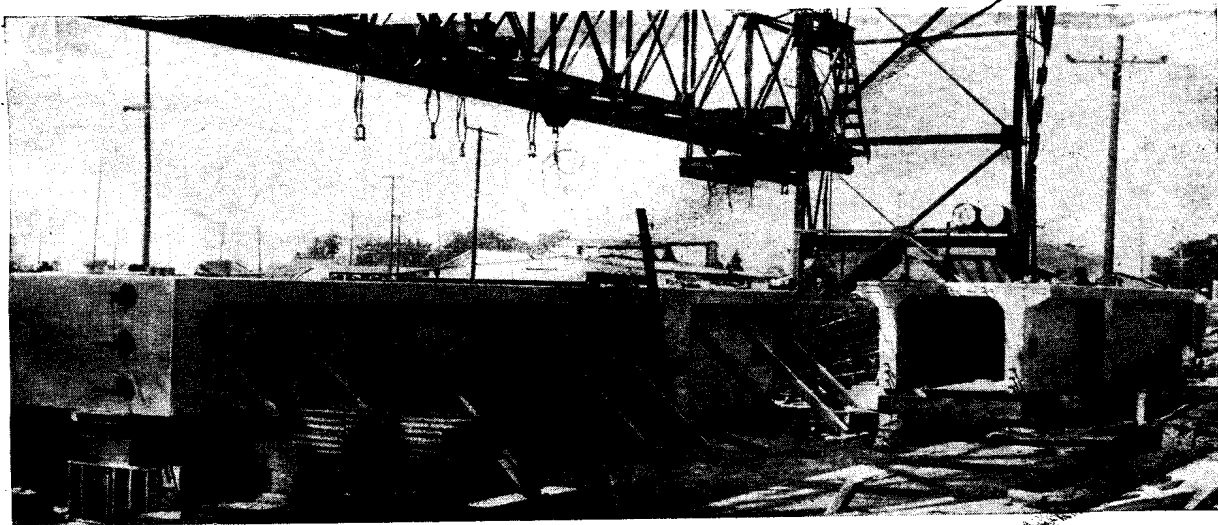
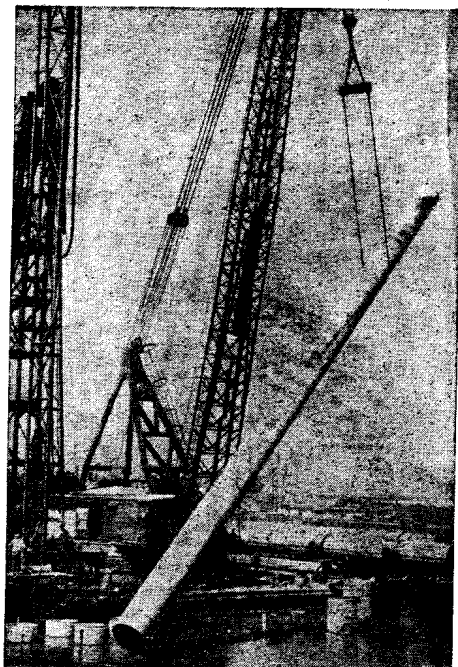


Рис. 4. Изготовление сборных блоков моста с сухими стыками. Для снижения собственного веса был применен конструктивный легкий бетон





↑ Рис. 7. Преднапряженные железобетонные шпалы на линии метро



← Рис. 5. Цилиндрическая свая длиной 40 м, используемая в качестве опоры моста в Калифорнии

спортировки и сборки, снижение сейсмических воздействий и т. д.

В торговых центрах, школах (рис. 6) и гаражах наиболее часто используется преднапряженный железобетон, и только в промышленных и жилых зданиях этот материал еще мало применяется. В последнее время особое распространение получили в США жилищно-строительные системы: сейчас усовершенствован целый ряд систем из преднапряженного железобетона, и они находятся в различной степени использования. В настоящее время продолжается обсуждение вопроса о том, покажут ли системы из преднапряженного железобетона в течение продолжительного времени наибольший экономический эффект или модульные элементы из преднапряженного железобетона будут применяться вместе с другими материалами.

**Шпалы для железных дорог.** Производство шпал развивалось в США очень медленно; в настоящее время оно пошло значительно быстрее на основе произ-

водства шпал на длинных стендах и их использования для быстрых систем транспорта (метро) и железных дорог в промышленности и на шахтах (рис. 7).

**Конструкции атомного реактора.** В большинстве случаев они осуществляются с натяжением арматуры на бетон. Тщательно разработанные и продуманные критерии инспекции и приемки очень удобны и для других технических использований преднапряженного железобетона и систем с натяжением арматуры на бетон.

Отличительной особенностью преднапряженного железобетона в США является его высокое качество. Это вызывается рядом причин: дороговизной ремонтных работ, отделки и пригонки. Все это вынуждает применять такие способы и такое оборудование для производства, которые дают возможность получать единообразные, высококачественные изделия. Установленный архитекторами и инженерами стандарт стал общепринятым. Применение конкуриру-

ющих строительных материалов тоже имело значение. И мы пришли к выводу о необходимости «продавать» преднапряженный железобетон как материал высокого и постоянного качества. Особенно это касается высокой прочности, так как многие экономические и конструктивные преимущества достигаются только при более высоких прочностях, чем постоянно получаемые в этой области. Это придает особое значение контролю качества, в том числе выдерживанию допусков по геометрическим размерам, ограничению искривления, изгиба, размещению вкладышей и архитектурной отделке.

Архитекторы являются главными потребителями преднапряженного железобетона, так как они свободны в выборе форм и пролетов, но они же и наиболее требовательны к обработке и внешнему виду поверхности. Они придают значение текстуре и цвету, поэтому часто используют преднапряжение и там, где это не требуется конструктивно, чтобы обеспечить трещиностойкость.

**Исследование и техническое усовершенствование.** Усилия ученых в последние годы сконцентрированы на улучшении и стандартизации соединения деталей, принимая во внимание и сейсмические воздействия; на подготовке и публикации справочника для облегчения инженерам проектных работ; на бетонах высокой прочности, учитывая новую технику пропитывания мономером с последующей полимеризацией с помощью лучистого обогрева; на концентрированных системах с натяжением на бетон, включая анкеры устройства и арматурные напрягаемые элементы мощностью 450 т и более.

**Новые области применения.** В настоящее время применение преднапряженного железобетона расширилось и, кроме элементов зданий и железнодорожных шпал, этот материал употребляется еще и для плавучих аэропортов, находящихся на расстоянии от берега, для барж (рис. 8) и емкостей; особенно перспективно применение конструкций из преднапряженного железобетона для сооружений, которые потребуются при освоении Северного Ледовитого океана. Преднапряженный железобетон обещает обеспечить экономически выгодные способы использования потенциальных возможностей океанов и решить проблемы экологии и защиты рек, портов и морей.

Экономические условия в США быстро изменяются. Работа на строительной площадке становится все более дорогой и редкой, строевой лес больше не является неограниченным источником для дешевого строительного материала, требования к рабочим характеристикам строительных элементов все возрастают. Ответом на это является быстрый рост производства элементов заводского изготовления; из всех сборных строительных элементов преднапряженный железобетон оказался наиболее выгодным. Сейчас производство таких элементов рентабельно даже при некотором снижении спроса в последние годы, но предполагается быстрое расширение с созданием общей организации и значительно больших капиталовложений в производство оборудования и приспособлений.

**Проблемы, требующие разрешения.** В данной области еще существует ряд не-

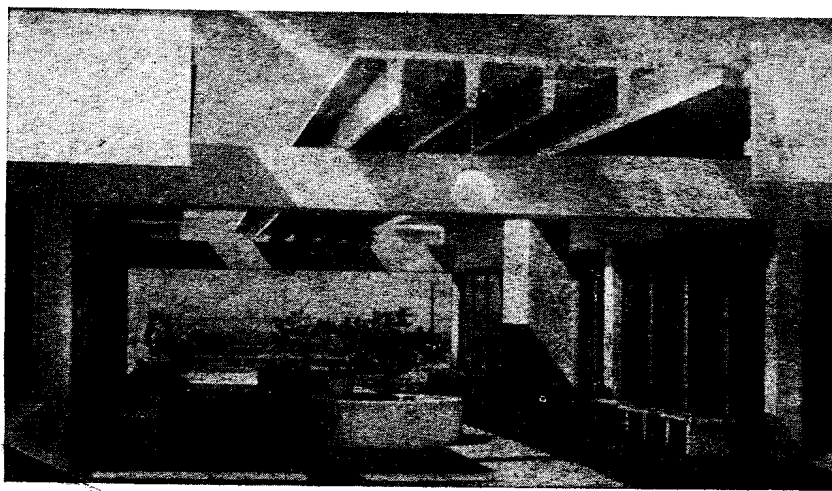


Рис. 6. Применение плит 2Т в здании студенческого клуба университета в Нью-Мексико

разрешенных проблем. Усиленная конкуренция внутри самой промышленности приводит пока к низкой прибыли и снижает таким образом денежные фонды, необходимые для расширения. Расчет преднапряженного железобетона все еще сложен и труден в сравнении с расчетом обычного монолитного железобетона. Мы надеемся преодолеть эти трудности путем включения курса преднапряженного железобетона в программу технического обучения, а также в программу курсов для инженеров-практиков, путем создания справочника по расчету и стандартизации соединительных деталей.

Ориентация на выгодное использование и продажу должна поощрять и облегчить еще более широкое применение. По-видимому, наибольшая выгода, но и наибольшая трудность заключается в том, чтобы усовершенствовать строительные системы или модульные методы для широкого универсального использования преднапряженного железобетона в жилищном строительстве.

Возможности и виды на будущее огромны. Они переступают национальные границы и потребности. Отдельные исследования и целые группы обмениваются информацией, заимствуют результаты

опытов друг у друга. Международный обмен информацией осуществляется на общей основе через Международную федерацию по преднапряжению и это является наилучшей гарантией того, что материалы и техника будут развиваться

в нужном направлении, чтобы выполнить требования мирового стандарта при строительстве лучших городов, решении экологических и транспортных проблем, короче говоря, чтобы лучшими и более красивыми стали условия жизни людей.

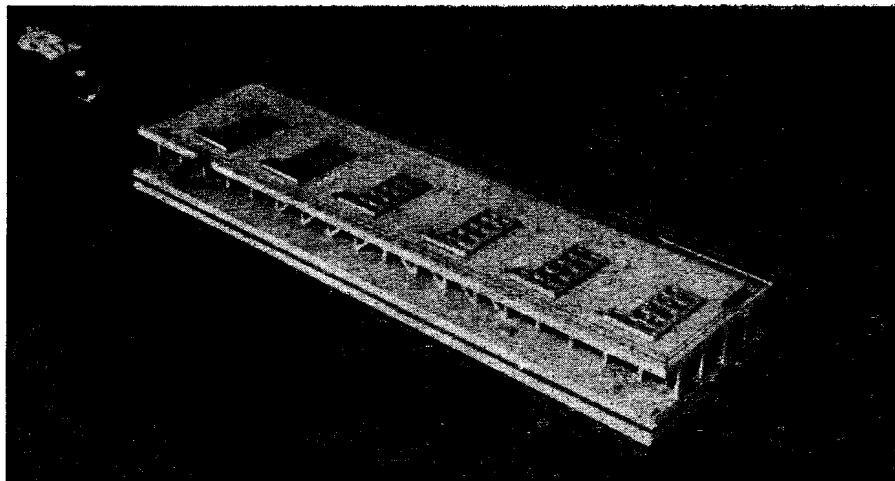


Рис. 8. Предварительно напряженная железобетонная баржа для морской добычи нефти

## Информация

# Производство и применение высокопрочной напрягаемой арматурной стали за рубежом

(по материалам VI конгресса ФИП)

Канд. техн. наук С. А. МАДАТЯН

УДК 691.87

Вся производимая и применяемая за рубежом (ФРГ, США, Великобритания и другие страны) высокопрочная арматурная сталь может быть разделена на три группы по основному способу производства: высокопрочная холоднотянутая проволока и пряди; термически упрочненная бунтовая арматура; горячекатаная и упрочненная вытяжкой стержневая арматура.

Высокопрочная холоднотянутая проволока в большинстве стран выпускается диаметром до 8 мм, а в ФРГ—до 10 мм включительно. При этом, наибольший объем выпуска и применения составляет проволока диаметром 7—8 мм. В настоящее время высокопрочная проволока и пряди, как правило, вместо патентирования подвергаются стабилизации по технологии, разработанной фирмой «Соммерсет» (GKN Sommerset wire Ltd), Великобритания [1]. Пряди типа «Дайформ» фирмы «Брайдон» отличаются тем, что после свивки они протравливаются через фильеру непосредственно перед

стабилизацией. В результате создается более полное заполнение металлом поперечного сечения прядей и несколько повышается агрегатная прочность пряди в целом. Кроме того, для ряда случаев, например, при обмотке резервуара и других емкостей такие пряди обеспечивают лучший контакт с бетоном, что способствует лучшему сохранению поверхности бетона.

В то же время, при применении натяжения сцепление прядей типа «Дайформ» с бетоном недостаточное при использовании их без дополнительных концевых анкеров недопустимо.

Стабилизированные пряди отличаются высокими другими свойствами, значения  $\sigma_{0,2}$  составляют  $\approx 0,8\sigma_b$ , а условный предел текучести  $\sigma_{0,2}$  — не ниже  $0,6\sigma_b$ .

Потери напряжения от релаксации за 1000 ч при температуре 20°C и начальном напряжении  $\sigma_0 = 0,7\sigma_b$  не превышают 1—2%  $\sigma_0$ . Это позволяет широко использовать пряди в наиболее ответ-

ственных сооружениях, таких как атомные электростанции, резервуары, мосты и т. д. Стоимость стабилизированной проволоки и прядей не превышает стоимости патентированной проволоки и отпущенных прядей и составляет примерно 220—250 руб. за 1 т. В то же время их использование позволяет не только существенно расширить область применения предварительно напряженных железобетонных конструкций, но и экономить до 7% напрягаемой проволочной арматуры за счет высокой релаксационной стойкости стали.

Зарубежные фирмы большое внимание уделяют также вопросам защиты от коррозии высокопрочных прядей как в процессе транспортирования и хранения, так и при использовании их в железобетоне.

В связи с тем, что в США и Великобритании довольно широко начинают применять системы с натяжением прядей на бетон без последующего инъектирования каналов, пряди по специальным за-



Рис. 1. Стержень арматуры с винтовым профилем

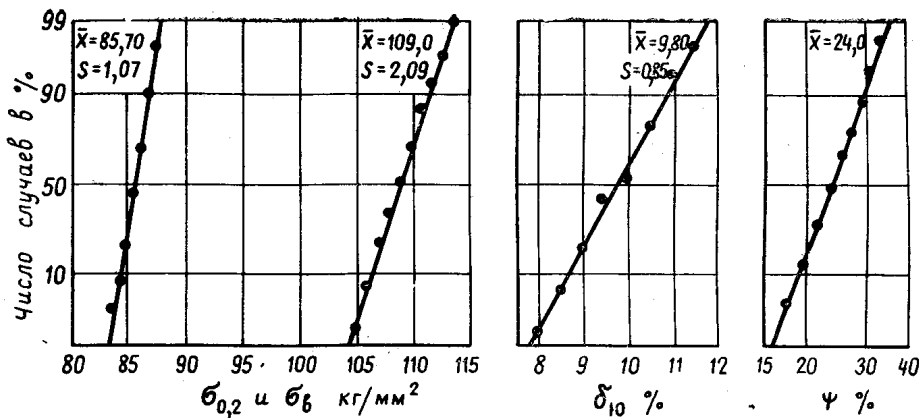


Рис. 2. Результаты статической обработки 60S испытаний стали ST 80/105, Ø 32 мм (фирма «Крупп», ФРГ)

казам поставляются в специальных полипропиленовых трубках. Надежно защищая сталь от коррозии, трубки не препятствуют перемещению в них прядей при натяжении.

Термически упрочненная бунтовая арматурная сталь гладкая и периодического профиля производится фирмами ФРГ в виде круглой арматуры диаметром от 6 до 16 мм включительно и овальной катанки с площадью поперечного сечения от 40 до 120 мм<sup>2</sup>. По механическим свойствам эта арматурная сталь приблизительно соответствует отечественной стали классов Ат-VII и Ат-VIII.

В последние годы западногерманские фирмы достигли значительных успехов в производстве термоупрочненной стали. Увеличился диаметр арматуры периодического профиля (до 16 мм), улучшились механические свойства стали и, главное, существенно повысилась ее надежность. На конгрессе мы ознакомились с результатами работ в этой области, проведенных фирмой «Крупп» [2].

Термическое упрочнение стали в ФРГ производится закалкой горячекатаной стали путем специального нагрева и последующего отпуска в расплаве свинца. Стоимость 1 т стали примерно 250—300 руб.

Первоначально эта арматура отличалась склонностью к коррозионному растрескиванию в агрессивных средах. Однако в результате изменения химического состава стали и внесения некоторых улучшений в технологию фирма «Крупп» сумела добиться существенного повышения коррозионной стойкости и сопротивления стали многократным повторным нагрузкам. В частности, из материалов исследований, сообщенных на конгрессе ФИП [2], видно, что даже после выдерживания такой стали под напряжением  $\sigma_0 = 0,6 \sigma_b$  в течение 700 ч в концентрированном кипящем нитратном растворе разрушения не происходило. Ранее в аналогичных условиях образцы этой стали разрушались через 10—20 ч. Одной из причин повышения надежности можно считать принятый химический состав стали: С—0,45%; Мп—0,7%; Si—1,8% и Cr—0,4%. Однако для выяснения всех причин столь существенного улучшения качества термически упрочненной стали, производимой в ФРГ, потребуется более детальное изучение полученных результатов исследований, а возможно техно-

логического процесса производства такой арматуры.

Прочность описанного вида стали при воздействии многократно повторных нагрузок также вполне удовлетворительная. В частности при  $\rho = 0,7$  и  $\sigma_{\max} \approx 0,5 \sigma_b$  образцы термически упрочненной стали выдерживают без разрушения более 2 млн. циклов.

Следует отметить высокую однородность механических свойств термически упрочненной арматуры, производимой фирмой «Крупп». Изменчивость величин  $\sigma_{0,2}$  и  $\sigma_b$  в пределах одного класса составляет 10 кг/мм<sup>2</sup>, а  $\delta_{10}$  — 3%.

С вероятностью 0,95 ( $M_{cp} = 1,64S$ ) значения относительного равномерного удлинения  $\delta_0$  для всех классов и диаметров такой стали выше 2,8%. Упругие свойства термически упрочненной стали также достаточно высокие:  $\sigma_{0,01}$  составляет  $\approx 0,8—0,9 \sigma_s$ , что в свою очередь приводит к сравнительно низким потерям напряжения от релаксации, которые за 1000 ч при  $\sigma_0 = 0,7 \sigma_b$  не превышают 4,5%  $\sigma_0$ .

Важно также отметить, что арматура диаметром 12,2 и 16 мм может производиться с винтовым профилем (рис. 1). Выступы располагаются по однозаходной винтовой линии, что позволяет анкеровать ее с помощью обычных гаек, которые при стендовой или агрегатно-поточной технологии могут быть инвентарными. В ряде случаев такую арматуру поставляют со специальным антикоррозионным покрытием на резино-битумной основе.

Стержневая арматура, производимая фирмами ФРГ и Великобритании, может быть разделена по механическим свойствам на три группы: ст. 60/90, ст. 80/105 и ст. 90/110<sup>1</sup>.

Арматура 60/90 производится из углеродистой стали типа 65ГС и по своим показателям соответствует широко применяемой в СССР арматуре класса А-IV марки 80С.

<sup>1</sup> Числитель дроби соответствует браковочному минимуму предела текучести, а знаменатель — временному сопротивлению в кг/мм<sup>2</sup>.

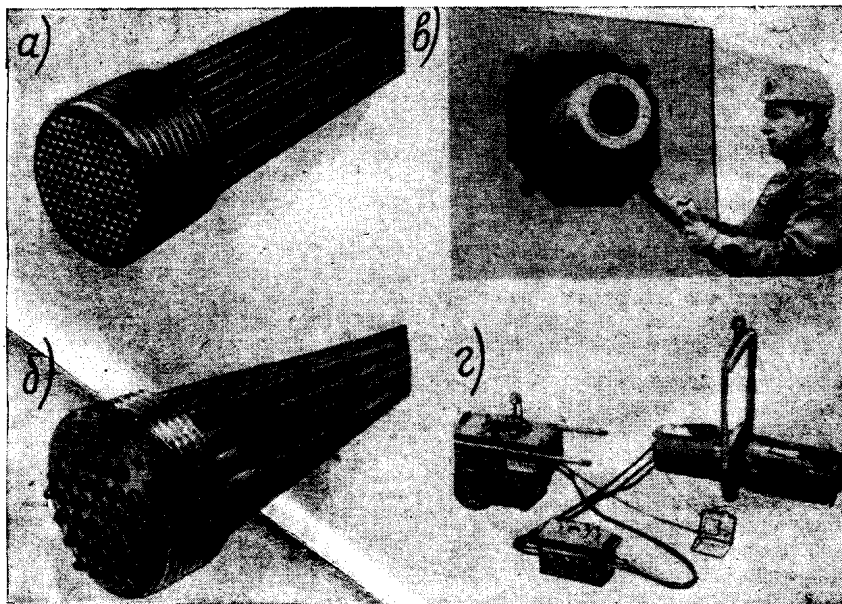


Рис. 3. Оборудование для натяжения пучков арматуры с усилием до 1200 т (фирма ББРВ, Швейцария)

а — анкерная обойма с 1963 проволоками диаметром 7 мм; б — анкерная обойма с 37 прядями диаметром 15 мм; в — общий вид анкера после натяжения; г — домкрат с дистанционным управлением и насосной станцией



Из этой же стали путем ее упрочнения вытяжкой [3] до относительного удлинения порядка 2—2,5% получают сталь типа 80/105 и 90/110. На ряде заводов вытяжка дополняется скручиванием. Для улучшения пластических свойств и обезводородивания сталь подвергают низкотемпературному отпуску при температуре 400°C. Стержневая арматура этого типа, выпускаемая за рубежом, достаточно хорошо изучена. Она отличается относительно низкой стоимостью и высокими эксплуатационными свойствами; в частности, высокой однородностью (рис. 2) и высокой коррозионной стойкостью в различных средах, более высокой, чем у проволочной и термически упрочненной арматуры.

Отметим также, что за прошедшие 4 года со времени V конгресса ФИП фирмы-производители этой стали увеличили максимальный ее диаметр с 32 до 40 мм, а фирма «Дивидга» (ФРГ) освоила производство стержней с винтовым профилем, что в этом случае позволяет стыковать стержни арматуры специальными муфтами без сварки и упрощает ее анкеровку. Такие стержни обладают, естественно, лучшим сцеплением, чем выпускавшиеся ранее прутки с гладкой поверхностью.

В докладах, технических сообщениях и на выставке VI конгресса ФИП, значительное внимание было уделено домкратам, насосным станциям, инвентарным захватам и другим устройствам для натяжения и закрепления арматуры. Следует отметить, что развитие такого оборудования идет в двух основных направлениях:

1) создания мощных домкратных устройств для натяжения арматурных элементов, составленных из большого числа прядей или проволок на затвердевший бетон;

2) разработки возможно более простых, компактных и быстроходных домкратов для натяжения отдельных прядей, проволок или стержней на упоры стенов или на затвердевший бетон.

Фирмы Великобритании и Швейцарии представили домкраты и соответствующие натяжные и анкерные устройства, которые обеспечивают натяжение арматурных элементов с усилием до 1400 т. В частности, фирма ББРВ продемонстрировала домкраты и натяжные станции с дистанционным управлением (рис. 3), которые обеспечивают натяжение с усилием до 1200 т 163 проволочек диаметром 2 мм с высаженными на концах головками или 37 прядей диаметром 15 мм.

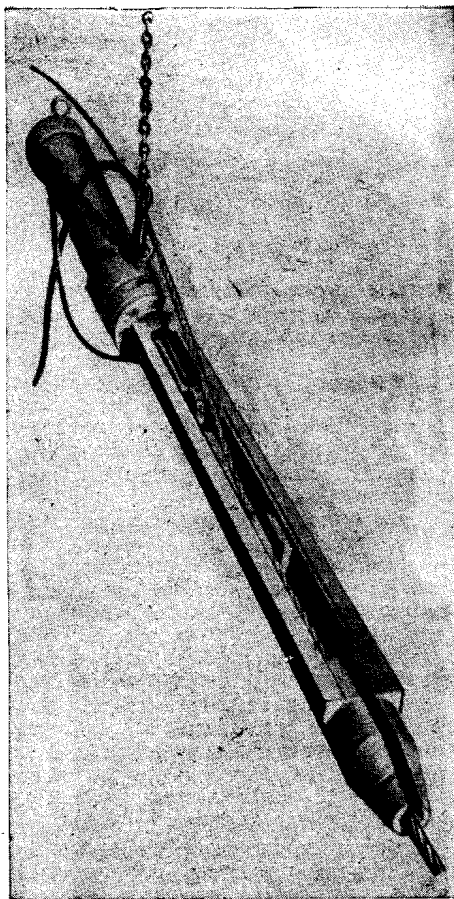


Рис. 4. Домкрат типа «Супер К» для натяжения прядей на упоры стенов

Этим методом уже изготовлены конструкции на ряде объектов в США, Канаде, Франции, Англии. Значительный интерес представляет переход к заводскому изготовлению напрягаемых арматурных элементов. Гибкий каналобразователь из рифленой подосы герметически соединяется с опорными анкерными элементами, внутрь помещается пакет проволочек или прядей, на которых устанавливаются анкера или высаживаются головки, и затем весь готовый арматурный элемент сматывают на барабан и доставляют на строительный объект.

Дальнейшим развитием системы Фрейссине являются устройства типа «Моногрупп» (Великобритания). Домкраты и опорные анкерные элемен-

го типа изготавливаются в трех модификациях в зависимости от предельного усилия натяжения арматуры.

Максимально возможное количество одновременно натягиваемых в пучке прядей типа «Дайформ» диаметром 15,2 мм или 18 мм — 37 шт. При этом в прядях диаметром 18 мм обеспечивается напряжение, равное 0,7  $\sigma_b$ , а в прядях диаметром 15,2 мм — до 0,85 от их временного сопротивления.

Для натяжения используют специальные домкраты с предельным усилием 700 и 1400 т и весом соответственно 850 и 3500 кг. Для анкеровки прядей типа «Дайформ» используются специальные новые по конструкции захваты.

Из оборудования, предназначенного для натяжения отдельных прядей или стержней арматуры, отметим следующее. Домкрат «Супер К» фирмы PSC (Великобритания) отличается тем, что позволяет осуществлять натяжение пряди на упоры стенов без ее предварительной обрезки. Благодаря такой конструкции (рис. 4) удается экономить напрягаемую сталь и уменьшить затраты труда на резку арматуры. Весма производительные и компактные домкраты для натяжения одиночных проволок или прядей представила Британская фирма CCL. Для натяжения на упоры стенов одной пряди диаметром 12,2 мм этим домкратом требуется всего 30 сек. Вес домкратов при максимальном усилии 30,16 и 6 т составляет соответственно 42,24 и 12 кг.

Фирма ББРВ (Швейцария) показала основные данные по новой машине типа SW 8500 для натяжения прядей диаметром 9,5 мм при изготовлении предварительно напряженных железобетонных резервуаров, реакторов и т. п. (рис. 5). Предельное усилие натяжения 8500 кг, скорость навивки 2,5 м/сек. Натяжение может производиться не только на ровной кольцевой поверхности, но также и внутри желобов практически любой глубины, как это показано на рис. 5.

#### Выводы

Представленные на VI конгрессе ФИП материалы по производству и применению новых видов высокопрочной арматурной стали и оборудованию для натяжения этой арматуры могут быть использованы в отечественной практике.

Целесообразно ускорить решение вопросов, связанных с производством в СССР стабилизированной проволоки и прядей.

При дальнейшем развитии производства высокопрочной стержневой арматуры необходимо учесть положительный опыт производства термоупрочненной бунтовой стали и упрочненной вытяжкой арматуры больших диаметров в ФРГ.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов К. В. Арматура для предварительно напряженного железобетона за рубежом «Бетон и железобетон», 1967, № 2.
2. Stolte E. Statistische Anwertung der Ergebnisse von Güterprüfungen an Spannstählen. VI конгресс ФИП, 1970.
3. Мадатян С. А. Применение высокопрочной арматурной стали для предварительно напряженных железобетонных изделий в Великобритании. «Бетон и железобетон», 1964, № 2.

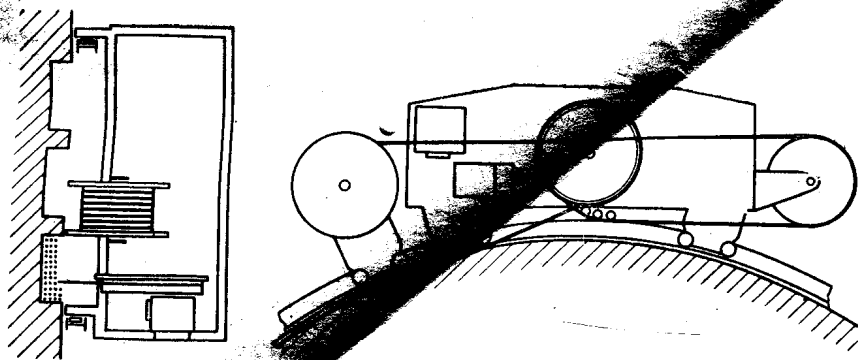


Рис. 5. Натяжная машина типа SW 8500 для прядей диаметром 9,5 мм

Пособие нужное для бетонщиков<sup>1</sup>

УДК 693. 54

Отечественная цементная промышленность занимает первое место в мире не только по объему производства, но и по богатству ассортимента выпускаемой продукции, в составе которой большое внимание уделяется выпуску специальных цемента. Несомненно, что эффективность службы специальных цемента в строительстве может быть надлежащим образом обеспечена только при правильном понимании особенностей их производства, хорошем знании их строительно-технических свойств, обоснованном выборе областей их применения и квалифицированном выполнении строительных работ. В этом свете следует признать своевременным выход в свет книги С. М. Рояка и Г. С. Рояка по этой проблеме. Книга написана на высоком научном и техническом уровне. В ней получили отражение последние достижения научно-исследовательских организаций, специальных кафедр вузов и передовых цементных заводов в области изучения фазового состава, процессов гидратации и твердения специальных цемента в связи с их техническими свойствами.

Авторы правильно отмечают, что действующая номенклатура и классификация вяжущих веществ устарела и не отражает современного состояния вопроса.

<sup>1</sup> С. М. Рояк, Г. С. Рояк. Специальные цементы. Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебного пособия для студентов инженерно-строительных вузов и факультетов и студентов специальности «Химическая технология вяжущих веществ». Стройиздат, 1969.

Считаем также правильным разделение специальных цемента в книге на четыре группы и рассмотрение каждой группы в отдельности. Большая часть специальных цемента, как известно, представляет собой разновидности портландцемента и отличается либо фазовым составом исходного клинкера, либо веществным составом цемента, содержанием специальных добавок и т. п.

Авторы поступили правильно, включив в первый раздел книги все то, что является общим для специальных цемента, содержащих в своей основе портландцементный клинкер. Поэтому первые три главы этого раздела посвящены рассмотрению химико-минералогического состава цементного клинкера, научным основам технологии производства, а также процессам твердения и свойствам портландцемента. Изложенный в этих главах материал важен для последующего рассмотрения данных по специальным портландцементом.

Заслуживает одобрения принятый авторами порядок рассмотрения отдельных видов специальных цемента. В каждом отдельном случае сначала описываются особенности службы цемента в специфических условиях его применения, выявляются на этой основе требования к нему и показываются способы их удовлетворения путем изменения состава и технологии, а затем излагаются физико-химические основы получения и твердения цемента.

Специалист строитель найдет в книге интересующие его данные по специаль-

ным портландцементом, шлакопортландцементом, пуццолановым портландцементом, глиноземистым и расширяющимся цементом на их основе, расширяющим цементом, кислотоупорным и др.

Несомненный интерес представляет заключительный раздел книги, в котором изложены технико-экономические показатели производства цемента и эффективности их применения.

В заключении считаем необходимым высказать пожелание, чтобы авторы при переиздании книги более углубленно изложили свойства, профилирующие описываемый вид специального цемента, осветили наиболее важные специальные методы испытания, указали бы рациональные области применения цемента, а также расширили физико-химические обоснования некоторых процессов производства цемента. Для этого, конечно, необходимо увеличить объем книги.

Рецензируемая книга написана хорошим литературным языком, ее основные положения сформулированы кратко и ясно и поэтому она нужна не только в качестве учебного пособия для студентов, но будет полезной широкому кругу инженерно-технических работников строительной индустрии, промышленности строительных материалов, а также других отраслей народного хозяйства, потребляющих различные виды цемента.

Доктора техн. наук А. Е. Шейкин,  
Г. И. Горчаков,  
кандидаты техн. наук Г. А. Бужевич,  
Е. А. Ерофеева

## Редакционная коллегия:

К. В. Михайлов (главный редактор), Б. В. Алехин, И. Н. Ахвердов, В. Н. Байков, О. Я. Берг, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, А. И. Казарян, Р. И. Каралов (зам. главного редактора), М. В. Киселев, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. А. Михайлов, В. В. Михайлов, П. И. Моряшов, В. М. Москвин, М. М. Новиков, В. С. Подлесных, Н. К. Проскураков, С. И. Сименко, А. А. Сусников, Д. М. Чудновский, А. В. Шерстнев

## Редакция:

Научные редакторы: В. М. Самсонов, М. П. Балдина,  
старший редактор И. И. Гусенкова, младший редактор Н. И. Тимофеева  
Адрес редакции: Москва, К-12, пр. Владимирова, 4. Телефон 295-88-09

Технический редактор В. М. Абрамова

Корректор Е. Н. Кудрявцева

Подписано к печати 11/XII—1970 г.  
Объем 6 печ. л. + 1/4 п. л. накидкаТ-18344  
УИЛ 8,55Бумага 60X90%  
Тираж 22090 экз.Цена 40 коп.  
Заказ № 825

Подольская типография Главполиграфпрома Комитета по печати при Совете Министров СССР  
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

МОСКВА