

ISSN 0005 - 9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4 • 1982



# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

## Содержание

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!	
Эффективность комплексного применения конструкций из легкого бетона	2
<b>Трибуна соревнующихся</b>	
Об итогах Всесоюзного социалистического соревнования коллективов научно-исследовательских организаций Госстроя СССР в 1981 г.	3
Об итогах Всесоюзного социалистического соревнования коллективов проектных, изыскательских и комплексных организаций Госстроя СССР за второе полугодие 1981 г.	3
<b>Экономия ресурсов</b>	
Петрова А. К., Петров Л. А., Коночкин Н. И., Потапов В. А. Совершенствование армирования и технологии изготовления ребристых панелей	4
Пинаев И. Ф., Примаков В. П., Сухоруков В. Д. Преднапряженные стеновые панели из поризованного керамзитобетона	6
<b>Бетоны</b>	
Малинина Л. А., Бруссер М. И. Эффективность применения различных цементов	8
Азелицкая Р. Д., Черных В. Ф., Пшеничный Г. Н. О применении повторного вибрирования в заводской технологии	10
<b>Арматура</b>	
Михайлов К. В., Мулин Н. М., Мамедов Т. И. О новых значениях расчетных сопротивлений арматурной стали	12
<b>Заводское производство</b>	
Грушевский А. Е., Позорелов С. А., Степанов А. М. Опыт использования отделочного материала «Белгородский белый»	14
Гусев Б. В., Зац Ю. Л., Негеса Н. И., Шубин Е. К. Повышение экономичности и качества виброгидропрессованных труб	15
Сивко В. И., Легостаев А. Д., Коваленко А. А., Яковенко В. Б., Музыченко И. П. Совершенствование режимов виброуплотнения бетона в кассетах	17
Крошкин Ю. М., Пахомов В. С. Опыт изготовления преднапряженного длинномерного бортового камня	18
<b>Строительное производство</b>	
Егоров Ю. А. Сборно-щитовая снегонезаносимая опалубка	19
<b>Вопросы экономики</b>	
Ционский А. Л. Повышение эффективности изготовления и применения виброгидропрессованных труб	20
<b>В помощь проектировщику</b>	
Манискевич Е. С., Морозенский В. Л., Пыжов Ю. К. Прочность на продавливание опорных зон перекрытий, возводимых методом подъема	21
Маркаров Н. А., Ибрагимов А. М. Определение напряжения в бетоне в момент его обжатия	23
Ильин О. Ф., Шукин В. С., Фельдман Б. И. К оценке минимального процента армирования для изгибаемых элементов	24
<b>Теория</b>	
Лабозин П. Г. Расчет многопустотных панелей	25
<b>Долговечность</b>	
Васильев Н. М. Методы обследования конструкций, пропитанных нефтепродуктами	27
Субботкин М. И., Дмитриев А. С., Кошелева Л. И. Трещинообразование в железобетонных колоннах при эксплуатации здания	28
<b>В Госстрое СССР</b>	
О дальнейшем развертывании Всесоюзного социалистического соревнования	29
<b>Стандарты</b>	
Королев К. М. О пересмотре стандартов на смесители	29
<b>Библиография</b>	
Ратинов В. Б. Книга для практиков	30

## ЭФФЕКТИВНОСТЬ КОМПЛЕКСНОГО ПРИМЕНЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА

Решениями XXVI съезда КПСС предусмотрено преимущественное развитие производства изделий, обеспечивающих снижение стоимости и трудоемкости строительства, массы зданий и сооружений и повышение их теплосаженности. Этим требованиям в полной мере отвечают конструкции на основе легких бетонов.

НИИЖБ при участии НИИЭС, ЦНИИПромзданий, ЦНИИЭП жилища, ЦНИИЭПсельстроя и НИИСК изучалась экономическая эффективность комплексного применения легких бетонов в промышленном, жилищном и сельскохозяйственном строительстве с учетом местных условий. Оценка проводилась сопоставлением объемно-планировочного и конструктивного решения здания-представителя из легкого бетона с аналогичным из тяжелого.

В качестве одноэтажных промзданий принималось здание в виде квадратного в плане блока со стороной 72 м с пролетами 18 м (4×18) при шаге колонн 6 и 24 м (3×24) при шаге колонн 12 м. Здания имели полный железобетонный каркас и покрытия в виде сегментных ферм и ребристых плит шириной 3 м. Пролеты располагались параллельно без перепадов по высоте смежных пролетов. В здании с сеткой колонн 18×6 м пролеты оборудовались двумя подвесными кран-балками грузоподъемностью по 3,2 т, а с сеткой колонн 24×12 м — мостовыми кранами грузоподъемностью 20/5 т. При этом отметка низа несущих конструкций в первом случае принималась 7,2 м, во втором — 10,8 м.

Многоэтажное промздание было принято 4-этажным по серии 1.420 с высотой этажа 4,8 м и полным железобетонным каркасом (сетка колонн 12×6 м), рассчитанным под полезную нагрузку на перекрытие до 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Здание имело прямоугольную форму в плане (размер сторон 36×60 м) с параллельным расположением пролетов и без перепада высот смежных пролетов.

Для жилищного строительства принято здание по типовой серии III.99 крупнопанельного дома с узким шагом поперечных несущих стен. Рассматривалось 9-этажное здание с размерами в плане, соответствующими одной секции типового этажа. Для сопоставления принимался крупнопанельный дом типовой серии III.90 из тяжелого бетона.

Сельскохозяйственные одноэтажные здания производственного назначения имели стоечно-балочную схему либо однопролетное рамное решение. Здания были прямоугольными в плане с размерами сторон 18×72 м, с полным железобетонным каркасом и покрытием из сборных железобетонных стропильных конструкций, кроме здания с каркасами из полурам. Шаг продольных опор колонн 6 м, поперечный шаг в здании стоечно-балочной схемы — 6 м (3×6).

Принимались административные районы с низким и высоким уровнем действующих оптовых цен на керамзитовый гравий: Куйбышевская обл. — до 5 р/м<sup>3</sup>; Томск, Тынды, Хабаровск и др. — более 12 р/м<sup>3</sup>, а также районы практически без запасов камня естественных пород. При выборе районов учитывались региональные условия: сосредоточенность объемов строительно-монтажных работ по конкретному виду строительства; наличие предприятий по производству сборных железобетонных конструкций, а также базы по производству крупных естественных и искусственных пористых заполнителей; расчетные снеговые и ветровые нагрузки; сейсмичность района.

Эффективность комплексного применения конструкций из легкого бетона оценивали по приведенным затратам, определяемым по СН 508-79. При этом основное внимание уделяли исследованию эффективности применения несущих конструкций. Конструкции подбирали по действующим типовым проектам либо разрабатывали специально с сохранением опалубочных размеров аналогичной конструкции из тяжелого бетона. Для всех случаев фундаменты принимались с плоской подошвой из монолитного тяжелого бетона с основанием из однородных песчаных грунтов средней плотности, маловлажных с условным расчетным давлением 3 кгс/см<sup>2</sup>. Объемная масса конструкционного керамзитобетона в состоянии естественной влажности принималась 2000 кг/м<sup>3</sup> при объемной массе керамзитового гравия 1800 кг/м<sup>3</sup>.

Применение легкого бетона в несущих надземных конструкциях одноэтажных промзданий снижает массу этих конструк-

ций на 13—19% по сравнению с конструкциями из тяжелого бетона. В здании с сеткой колонн 18×6 м это позволяет уменьшить площадь подошвы, общие размеры фундаментов, а также расход арматурной стали от 130 до 1030 кг и бетона от 2 до 5 м<sup>3</sup> на 1000 м<sup>2</sup> площади здания. Однако экономия бетона не компенсирует полностью дополнительный расход цемента. В здании с сеткой колонн 24×12 м масса несущих конструкций снижается на 13—14% только на стропильных фермах с меньшим насыщением рабочей арматурой вследствие уменьшения массы ребристых плит покрытия. Экономия натуральной стали составляет от 250 до 900 кг на 1000 м<sup>2</sup> площади здания.

Приведенные затраты несущих конструкций из легких бетонов для здания с сеткой колонн 18×6 м примерно равнозначны во всех рассмотренных административных районах страны, кроме Иркутской области, Владивостока, Томска, Тынды, Хабаровска. Применение несущих конструкций из легких бетонов для здания с сеткой колонн 24×12 м выгодно в Куйбышевской области и Ташкенте.

Использование легкого бетона в несущих конструкциях многоэтажных промзданий позволяет уменьшить их массу на 12—15%. В сейсмических районах замена тяжелого бетона легким не снижает расчетные сейсмические усилия в элементах каркаса и не влияет на расход материалов. Приведенные затраты на производство несущих конструкций многоэтажных промзданий из легкого и тяжелого бетона по всем административным районам примерно одинаковы, кроме Иркутской области и Томска.

Применение керамзитобетона в жилых зданиях позволяет снизить их массу на 33—35% при увеличении толщины внутренних несущих стен с 16 до 20 см. Использование легкого бетона в панелях перекрытий, перегородок и т. п. позволяет уменьшить их толщину при сохранении звукопоглощающих свойств конструкции. Из-за снижения общей массы здания можно применять фундаментные плиты под поперечные несущие стены меньшей ширины. В результате сокращается расход натуральной стали от 11,6 до 15% и бетона от 2 до 4,5%. Расчет приведенных затрат показал, что применение керамзитобетона в несущих конструкциях крупнопанельных жилых домов экономически целесообразно во всех рассмотренных административных районах страны, кроме Иркутской области и Томска.

Опыт предприятий, выпускающих железобетонные конструкции для сельского строительства, показывает, что плотный природный заполнитель (щебень, гравий) поставляется неритмично, что повышает условно-постоянные расходы на 1 м<sup>3</sup> сборного железобетона. По данным ЦНИИЭПсельстроя, повышение ритмичности работ при замене тяжелого бетона легким снижает заводскую себестоимость в среднем на 4%. Экономически целесообразно применение несущих конструкций из керамзитобетона в сельскохозяйственных зданиях производственного назначения во всех рассмотренных областях. Экономия приведенных затрат составляет от 240 до 270 р. на 1000 м<sup>2</sup> площади здания.

Эффективность применения легкого бетона для несущих конструкций жилых, промышленных и сельскохозяйственных зданий зависит в основном от соотношения стоимости крупного пористого и плотного заполнителя в регионе. Это соотношение не должно превышать для одноэтажных промышленных зданий 1,1; многоэтажных промышленных — 1,2; крупнопанельных жилых — 1,8; сельскохозяйственных, с учетом коэффициента ритмичности, — 1,6, а без учета коэффициента ритмичности — 1,1.

Комплексное применение легких бетонов для несущих и ограждающих конструкций зданий повышает их эффективность. Оно экономически оправдано в районах с соотношением стоимости крупного пористого и плотного заполнителя, не превышающим в одноэтажных и многоэтажных промзданиях 1,5; крупнопанельных жилых зданий — 2,5; сельскохозяйственных зданий — 3.

При учете региональных условий комбинированное применение конструкций из легких и ячеистых бетонов может способствовать повышению эффективности легкого бетонного строительства в стране.

## Трибуна соревнующихся

### Об итогах Всесоюзного социалистического соревнования коллективов научно-исследовательских организаций Госстроя СССР в 1981 г.

Широко развернувшееся Всесоюзное социалистическое соревнование коллективов научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР за успешное выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки способствовало успешному выполнению и перевыполнению важнейших плановых заданий и социалистических обязательств в 1981 г., созданию и внедрению новой техники, обеспечивающей снижение трудозатрат, материалоемкости и экономии топливно-энергетических ресурсов. В 1981 г. условия Всесоюзного социалистического соревнования выполнили коллективы 15 научно-исследовательских организаций Госстроя СССР и госстроев союзных республик.

Рассмотрев итоги соревнования, коллегия Госстроя СССР и президиум ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов постановили:

1. Признать победителями соревнования с сохранением переходящих Крас-

ных знамен Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов с выплатой первых денежных премий коллективы:

Ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательского института бетона и железобетона Госстроя СССР (Москва);

Ордена Трудового Красного Знамени Центрального научно-исследовательского института строительных конструкций имени В. А. Кучеренко Госстроя СССР (Москва);

2. Признать победителями соревнования и наградить переходящими Красными знаменами Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов с выплатой первых денежных премий коллективы:

Научно-исследовательского института строительных конструкций Госстроя СССР (Киев);

Научно-исследовательского института строительства Госстроя Эстонской ССР (Таллин).

### Об итогах Всесоюзного социалистического соревнования коллективов проектных, изыскательских и комплексных организаций Госстроя СССР за второе полугодие 1981 г.

В результате широко развернувшегося Всесоюзного социалистического соревнования коллективов проектных, изыскательских и комплексных проектно-исследовательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР за успешное выполнение планов социалистических обязательств по вынесению решений XXVI съезда КПСС, держав инициативу научных работников и проектировщиков института по проекту имени С. Я. Жука по понижению научно-технического уровня проектирования и снижения на этой основе сметной стоимости строительства экономии ресурсов, многие организации за счет применения прогрессивных технических решений, эффективных методов, конструкций и изделий, использования электронно-вычислитель-

ной техники, современных средств и методов проектирования обеспечили перевыполнение плановых заданий, повышение производительности труда, выдачу заказчикам высококачественной проектно-сметной документации с опережением установленных сроков, со снижением материалоемкости, в том числе металлоемкости зданий и сооружений, и расхода тепловых и энергетических ресурсов.

Коллективы 47 проектных, изыскательских и комплексных проектно-исследовательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР выполнили условия Всесоюзного социалистического соревнования.

Рассмотрев итоги соревнования за второе полугодие 1981 г., коллегия Госстроя СССР и президиум ЦК профсою-

за рабочих строительства и промышленности строительных материалов постановили:

1. Признать победителями социалистического соревнования с сохранением переходящих Красных знамен Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов с выплатой первых денежных премий коллективы:

Государственного ордена Трудового Красного Знамени проектного института Промстройпроект Госстроя СССР (Москва);

Проектного института № 2 Госстроя СССР (Москва);

Всесоюзного проектного и научно-исследовательского института промышленного транспорта Промтранспроект Госстроя СССР (Москва);

Государственного ордена Трудового Красного Знамени проектного института Союзводоканалпроект Госстроя СССР (Москва);

Государственного проектного института Киргизгипрострой Госстроя Киргизской ССР (Фрунзе);

Государственного проектного института Эстипросельстрой Госстроя Эстонской ССР (Таллин).

3. Наградить вторыми денежными премиями коллективы:

Литовского научно-исследовательского института строительства и архитектуры Госстроя Литовский ССР (Каунас);

Всесоюзного научно-исследовательского и проектного института труда в строительстве Госстроя СССР (Москва);

Ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательского института оснований и подземных сооружений имени Н. М. Герсеванова Госстроя СССР (Москва);

Научно-исследовательского института экономики строительства Госстроя СССР (Москва);

Всесоюзного научно-исследовательского института информации по строительству и архитектуре Госстроя СССР (Москва).

4. Отметить хорошую работу коллективов:

Научно-исследовательского института строительной физики Госстроя СССР (Москва);

Латвийского научно-исследовательского и экспериментально-технологического института строительства Госстроя Латвийской ССР (Рига);

Научно-исследовательского института строительства и архитектуры Госстроя Армянской ССР (Ереван);

Белорусского научно-исследовательского и проектно-технологического института организации и управления строительством Госстроя БССР (Минск);

Научно-исследовательского института автоматизированных систем планирования и управления в строительстве Госстроя Украинской ССР (Киев);

Центрального научно-исследовательского и проектно-экспериментального института организации, механизации и технической помощи строительству Госстроя СССР (Москва).

2. Признать победителями социального соревнования и наградить переходящими Красными знаменами Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов с первыми денежными премиями коллективы:

Государственного проектного института Днепрпроектстальконструкция Госстроя СССР (Днепропетровск);

Государственного ордена Трудового Красного Знамени проектного института Приднепровский Промстройпроект Госстроя СССР (Днепропетровск);

Государственного территориального проектного института Армпромпроект Госстроя Армянской ССР (Ереван);

Зонального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий Госгражданстроя (Киев);

Центрального научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования зданий торговли, общественного питания, бытового обслуживания и туристских комплексов Госгражданстроя (Москва);

Государственного проектного института Молдгипрострой Госстроя Молдавской ССР (Кишинев);

Кировского государственного института по проектированию объектов городского и сельского строительства Госстроя РСФСР (Киров);

Узбекского государственного института инженерно-технических изысканий Госстроя Узбекской ССР (Ташкент).

3. Присудить вторые денежные премии коллективам:

Государственного проектного и научно-исследовательского института Казахский Промстройинипроект Госстроя СССР (Алма-Ата);

Государственного проектного института Эстпромпроект Госстроя Эстонской ССР (Таллин);

Центрального научно-исследовательского и проектно-экспериментального института инженерного оборудования городов, жилых и общественных зданий Госгражданстроя (Москва);

Государственного проектного института Ворошиловградгражданпроект Госстроя Украинской ССР (Ворошиловград);

Государственного проектного института Казсевсельпроект Госстроя Казахской ССР (Павлодар);

Государственного проектного института Грузгипрогорстрой Госстроя Грузинской ССР (Тбилиси);

Северо-Кавказского зонального ордена «Знак Почета» научно-исследовательского и проектного института типового и экспериментального проектирования сельского строительства Госстроя РСФСР (Ростов-на-Дону);

Государственного проектного института Грузгипросельстрой Госстроя Грузинской ССР (Тбилиси);

Центрального треста инженерно-строительных изысканий Госстроя РСФСР (Москва);

Карагандинского государственного института инженерных изысканий Госстроя Казахской ССР (Караганда).

Отмечена хорошая работа коллективов 23 других организаций системы Госстроя СССР.

## Экономия ресурсов

УДК 69.024:666.97.033.4

А. К. ПЕТРОВА, Л. А. ПЕТРОВ, кандидаты техн. наук (Коммунарский горно-металлургический ин-т);

Н. И. КОНОЧКИН, В. А. ПОТАПОВ, инженеры (комбинат Ворошиловграджилстрой)

## Совершенствование армирования и технологии изготовления ребристых панелей

В ребристых панелях покрытий марок ПР-1-7 домов серии 121 (рис. 1) проектом предусмотрен сварной пространственный арматурный каркас. Ввиду отсутствия на заводах сборочного кондуктора этот каркас собирают непосредственно в металлической форме, куда подают отдельные его элементы — плоские каркасы ребер и арматурную сетку плиты.

Поскольку борта формы раскрываются лишь на незначительную величину, свободного доступа к узлам сопряжений каркасов продольных и поперечных ребер нет, что чрезвычайно затрудняет их сварку. Кроме того, производить сварные работы в металлических формах вообще нежелательно, так как при этом нарушается их сохранность и целостность, поэтому каркасы продольных ребер просто примыкают к каркасам поперечных ребер и при этом заводятся за грань последних всего на 65 мм. Такая их анкеровка явно недостаточна, так как не составляет даже  $5d$ . Дополнительные мероприятия по анкеровке отсутствуют, и даже анкерующий поперечный стержень смещен с торца настолько, что оказывается вне опоры (рис. 2,а). При таком сопряжении каркасов ребер не обеспечивается качество стыковых соединений арматурного блока панели, не гарантируется передача усилий с несущих продольных ребер на поперечные, как это предусматривалось проектом. Кроме того, конструктивные решения ребристых панелей покрытий не увязаны с технологией их изготовления.

При небольшой толщине плиты ребристой панели даже незначительные смещения сетки относительно проектного положения резко снижают ее несущую способность, увеличивают деформативность и приводят к преждевременному раскрытию трещин. Обычно в подобных конструкциях фиксация сетки достигается высотой увязки каркасов продольных и поперечных ребер и соответствующим положением монтажных стержней каркасов, чего не предусмотрено в существующем проекте. Обеспечить же заданное положение арматурных сеток в рассматриваемых панелях другими способами весьма затруднительно. Это объясняется тем, что тонкая плита панели имеет еще и консольные свесы, в пределах которых сетка располагается вверху. На практике получается, что при изготовлении пространственного арматурного блока панели каркасы поперечных ребер не только не поддерживают в проектном положении арматурную сетку, а наоборот, подвываются к ней.

Результаты испытаний ребристых панелей, изготавливаемых без сборочного кондуктора и фиксирующих устройств, показали, что их несущая способность, жесткость и трещиностойкость не соответствуют требованиям ГОСТ 8829—77. Разрушение их происходит по наклонным сечениям в продольных ребрах при нагрузке, составляющей 0,6—0,7 контрольной разрушающей (см. таблицу).

На основе проведенных исследований нами предложены более совершен-

Ребристая панель	Разрушающая нагрузка, кгс/м <sup>2</sup>		Прогиб, мм		Величина раскрытия трещин, мм	
	контрольная	фактическая	контрольный	фактический	контрольная	фактическая
Проектная	268	165±13	14,8	35±1,5	0,25	0,65±0,018
Усовершенствованная	268	275±11	14,8	13±1,3	0,25	0,2±0,02

Рис. 1. Схема ребристой панели покрытия  
 1 — продольные несущие ребра; 2 — торцевые ребра; 3 — поперечные ребра; 4 — консольные свесы плиты; 5 — балочные участки плит

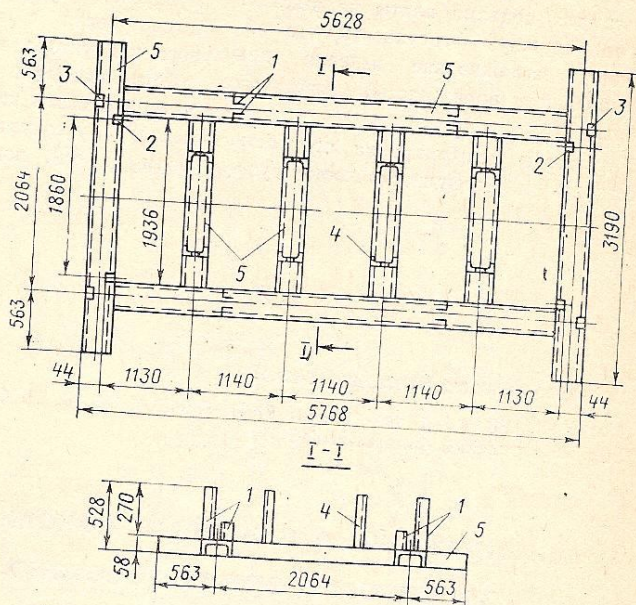
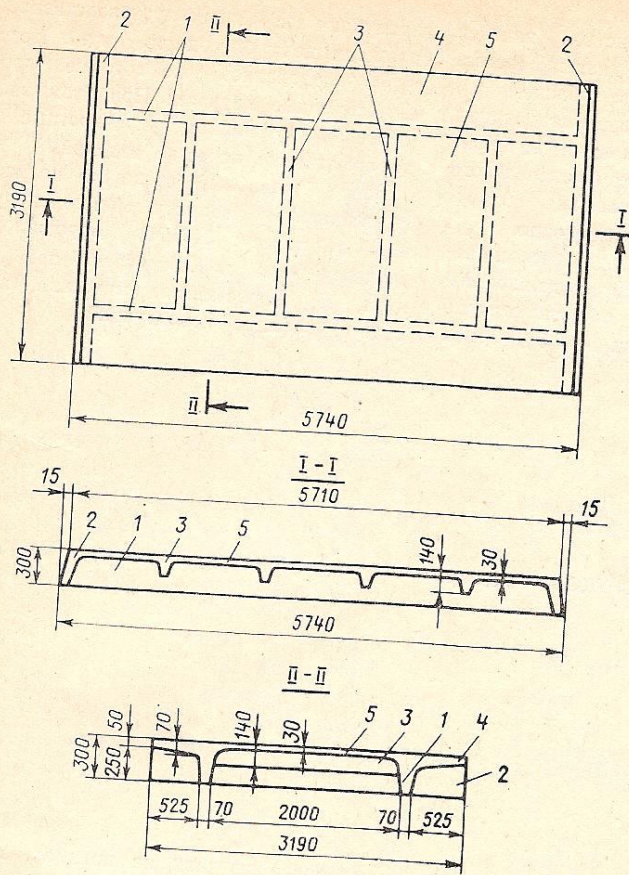


Рис. 3. Сборочный кондуктор для пространственного каркаса ребристой панели  
 1, 2 — направляющие Н-1 и Н-2; 3 — упоры У-1; 4 — фиксатор Ф-1; 5 — рама кондуктора

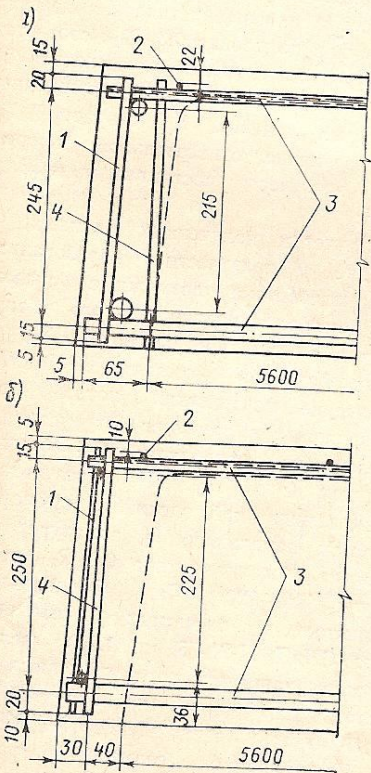


Рис. 2. Существующее (а) и предложенное (б) решения узла сопряжения продольных и торцевых каркасов  
 1 — каркас торцевого ребра К-1; 2 — арматурная сетка С-1; 3 — каркас продольного ребра К-2; 4 — анкерующий поперечный стержень продольного каркаса

ные конструктивные решения ребристых панелей, в которых учтены технологические особенности их производства, разработаны кондуктор для сборки и сварки пространственного каркаса и фиксирующее устройство, позволяющее изготавливать плоские каркасы ребер в строгом соответствии с проектом.

Сопряжение каркасов производится при помощи сварки, которая при свободном доступе к узлам выполняется качественно. При этом анкеровка рабочих стержней продольных каркасов на опорах обеспечивается путем приварки поперечного стержня диаметром 10 мм, максимально сдвинутого к торцу панели, а также сваркой рабочих стержней продольных и поперечных каркасов (рис. 2, б).

Вертикальное положение каркасов продольных ребер обеспечивается приваркой двух удлиненных поперечных стержней, величина удлинения которых соответствует толщине защитного слоя рабочей арматуры. Каркасы продольных и поперечных ребер в высотном отношении увязаны так, что их монтажные стержни являются опорой для арматурной сетки панели. Проектная

точность изготовления пространственного каркаса панели достигается также тем, что на раме кондуктора, состоящей из продольных и поперечных швеллеров, соответствующих расположению ребер панели, размещены направляющие, упоры и фиксаторы, с помощью которых производится установка отдельных элементов собираемого арматурного блока (рис. 3).

Качественное изготовление плоских каркасов обеспечивается применением предложенного нами фиксирующего устройства, размещенного в арматурном цехе у сварочной машины. В состав этого устройства входят направляющие, ограничительные и фиксирующие пластины, инерционные «флажки», которые обеспечивают проектное положение продольной и поперечной арматуры. Фиксирующее устройство можно легко переоборудовать для двухточечной сварочной машины, при этом технология изготовления каркаса значительно упрощается.

На основе проверочных расчетов, а также экспериментальных исследований панелей на воздействие эксплуатационной и монтажной нагрузок оказалось возможным уменьшить диаметр поперечных стержней каркасов с 10

до 6 мм и увеличить их шаг в средней части со 100 до 200 мм. Диаметр продольной арматуры торцевых ребер уменьшен с 20 до 12 мм.

В предложенном решении петля и серьга для подъема плиты не выходят за ее наружную поверхность, что облегчает заглаживание изделия при формировании и производство кровельных работ.

Результаты испытаний на прочность, жесткость и трещиностойкость усо-

вершенствованных ребристых панелей (вероятность опытных данных составляет 0,98) приведены в таблице.

Изготовление усовершенствованных ребристых панелей покрытия на Коммунарском заводе крупнопанельного домостроения с применением сборочного кондуктора и фиксирующих устройств позволило снизить расход арматурной стали на 36% на каждое изделие, увеличить оборачиваемость форм на 8%, повысить на 5% сьем

продукции с 1 м<sup>2</sup> производственной площади цеха благодаря тому, что в форму подавались уже готовые пространственные каркасы. При этом значительно улучшились прочностные и деформативные качества изделий.

Более подробные сведения по рассматриваемому вопросу можно получить по адресу: 349104, Ворошиловградская обл., г. Коммунарск, пр. Ленина, 16, Горно-металлургический институт, кафедра конструкций.

УДК 691.022-413:691.327:666.973.2:666.64-492.3

И. Ф. ПИНАЕВ, канд. техн. наук; В. П. ПРИМАКОВ, В. Д. СУХОРУКОВ, инженеры  
(Днепропетровский филиал НИИСП)

## Преднапряженные стеновые панели из поризованного керамзитобетона

Днепропетровский филиал НИИСП Госстроя УССР в течение ряда лет занимается обоснованием возможности и целесообразности преднапряжения конструктивно-теплоизоляционных бетонов марок М75—М100 [1]. Решение указанной проблемы позволит распространить этот способ на обширный класс ограждающих конструкций зданий и сооружений, в результате чего улучшатся эксплуатационные параметры конструкций и существенно снизится их металлоемкость.

Для обоснования возможности предварительного напряжения керамзитобетона марки М75, поризованного воздухововлекающей добавкой, были проведены исследования деформативно-прочностных свойств этого бетона, его анкерующей способности и коррозионной стойкости арматуры. Исследования проводили на экспериментальных балках и натуральных конструкциях по методике НИИЖБ.

Бетон для опытных образцов и конструкций готовили на портландцементе марки М400 Балаклейского цементного завода. В качестве крупного заполнителя применяли керамзитовый гравий фракции 5—20 мм, объемной массой 550 кг/м<sup>3</sup> Запорожского завода стеновых материалов. В качестве мелкого заполнителя использовали гранулированный шлак объемной массой 970 кг/м<sup>3</sup> Днепровского металлургиче-

ского завода им. Дзержинского. Бетонную смесь поризовали пенообразователем ПБ (ЦНИПС-1 и СДБ в соотношении 3:1). Осадка конуса смеси составила 5—6 см, поризация цементного теста — 8—10%. После формирования и 3-часовой выдержки все экспериментальные образцы подвергались термовлажностной обработке по режиму 2+8+2 ч при температуре 85°C.

Прочностные характеристики и модуль упругости поризованного керамзитобетона определяли испытанием кубов и призм в различном возрасте по стандартной методике. Как было установлено, прочность бетона на сжатие с течением времени увеличивается и в возрасте 700 сут превышает показатели в возрасте 28 сут в 1,35 раза, а прочность на растяжение — в 1,37 раза. Модуль упругости бетона к этому времени возрастает в 1,2 раза.

Ранее проведенными исследованиями [2] установлена остаточная величина расширения керамзитобетона после термообработки ( $\epsilon_p = 9 \cdot 10^{-5}$ ). По нашим данным, для поризованного керамзитобетона указанная величина составила  $7 \cdot 10^{-5}$ .

Усадка исследуемого бетона интенсивно протекала в первые 200 сут, затем наблюдалось ее затухание. Относительная деформация усадки к 700 сут составила  $\epsilon_{ус} = 6 \cdot 10^{-4}$ . Ползучесть

материала изучали на призмах, нагруженных в силовых установках пружинного типа до уровня  $0,3 R_{пр}$ , соответствующего максимальному обжатию бетона в предварительно-напряженных стеновых панелях. К возрасту 700 сут величина относительной деформации ползучести составила  $\epsilon_{п} = 36,4 \times 10^{-5}$ .

С учетом полученных данных об усадке и ползучести поризованного керамзитобетона возможные суммарные потери предварительного напряжения в арматуре класса Ат-IVC от этих факторов составят 183 МПа. Изучение фактических потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести проводили на образцах-балках (рис. 1,а). По результатам двухлетних наблюдений, суммарные потери напряжения в арматуре при уровне обжатия бетона  $0,3 R_{пр}$  составили 110—120 МПа. Сопоставление опытных и расчетных (полученных по СНиП II-21-75, п. 1.26) величин потерь напряжения от указанных факторов показывает их практическую сходимость (расхождение 8—10%).

Исследования совместной работы поризованного керамзитобетона и предварительно-напряженной арматуры проводили на образцах-балках. Длину зоны анкеровки арматуры определяли при передаче напряжений с упоров на бетон при помощи тензо-

метров, установленных по боковым  
граням балок на уровне центра тяже-  
сти преднапряженной арматуры. Одно-  
временно фиксировалась и величина  
втягивания арматуры в торцах. Из-  
менение величины предварительного  
напряжения в арматуре определяли  
по показаниям стационарных дефор-  
мометров, установленных на арматуре.

Опытное значение длины зоны ан-  
керования арматуры диаметром 14 мм  
при кубиковой прочности бетона 7,7  
МПа и напряжении в арматуре  
455 МПа составило 45,6 см, что со-  
ответствует данным для арматуры  
диаметром 12 мм, класса Ат-V в ке-  
рамзитобетоне прочностью 7,5 МПа  
[2].

Полученная величина длины зоны  
анкерования арматуры на 20% меньше  
расчетной, определенной по СНиП  
II-21-75. Лучшая сходимость может  
быть получена, если в формулу (16)  
СНиП II-21-75 не вводить поправку,  
предусмотренную в п. 2.30 для легких  
бетонов на пористых крупном и мел-  
ком заполнителях. При отпуске натя-  
жения арматуры продольных трещин  
и расколов торцов в балках не на-  
блюдалось.

Особенности совместной работы  
еднапряженной арматуры и поризо-  
ванного керамзитобетона исследовали  
на кратковременных испытаниях ба-  
лок на изгиб. Во время испытаний  
особое внимание уделялось определе-  
нию условий полного использования  
арматуры. При испытании балок как  
анкерами, так и без них, проскаль-  
вания арматуры не зафиксировано.  
Разрушение всех балок происходило  
раздробления бетона сжатой зоны  
в величинах прогиба  $1/60-1/65$  про-  
гиба при нагрузках, близких к теоре-  
тическим разрушающим. Результаты  
кратковременных испытаний балок на  
изгиб приведены в таблице.

Анализ результатов испытаний поз-  
воляет сделать вывод о возможности  
использования в поризованном керам-  
зитобетоне марки М75 преднапряжен-  
ной арматуры диаметром до 14 мм,  
класса Ат-IVC без концевых анкеров,  
применяя при этом понижающий  
коэффициент  $m_{ас}$ , как того требует  
СНиП II-21-75 (п. 2.29). Аналогичные  
результаты получены в работе [3] для  
преднапряженных конструкций из ке-  
рамзитобетона марки М100.

Для оценки коррозионной стойкости  
арматуры класса Ат-IVC в поризован-  
ном керамзитобетоне марки М75  
изготовлены и испытаны пред-  
напряженные образцы-балки размером  
180 см. Величина защитного  
слоя бетона в балках принята равной

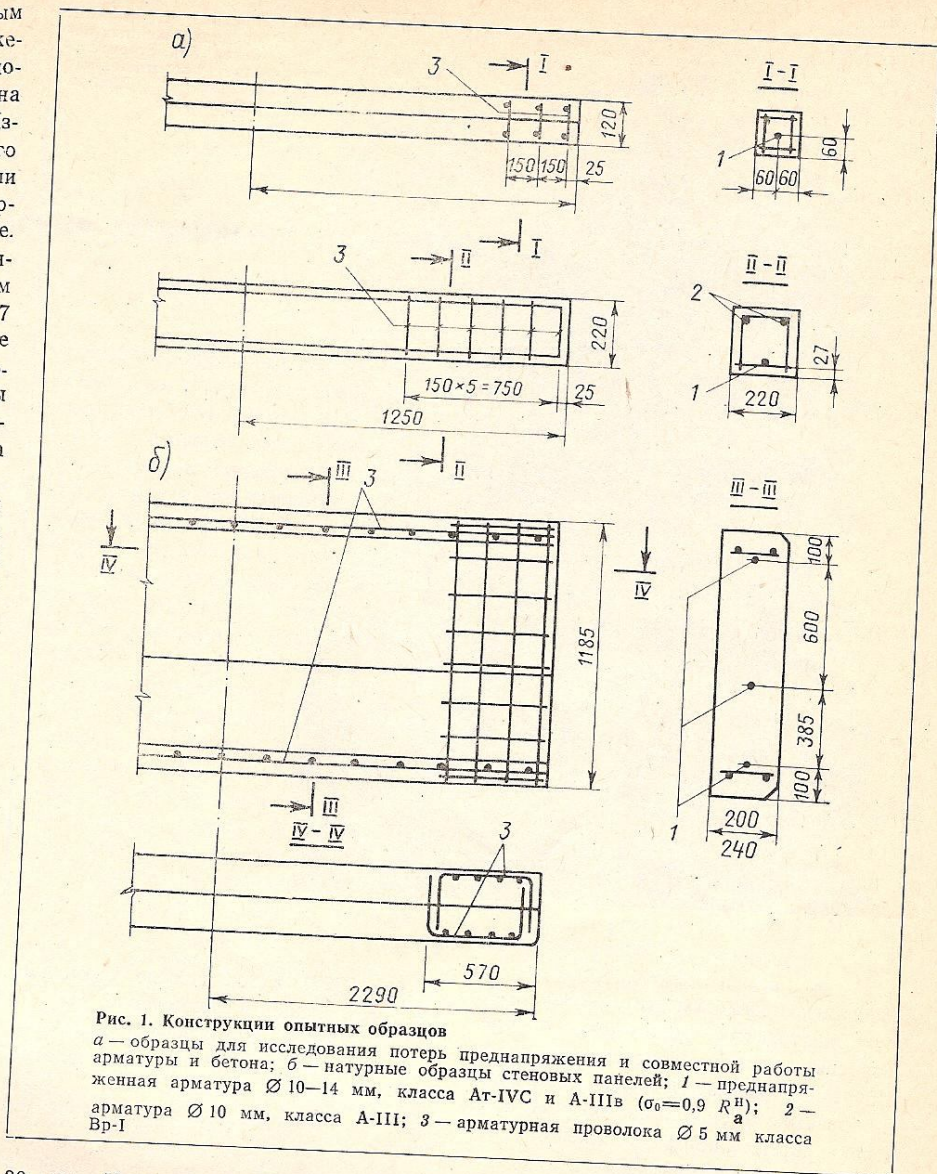


Рис. 1. Конструкции опытных образцов  
а — образцы для исследования потерь преднапряжения и совместной работы  
арматуры и бетона; б — натурные образцы стеновых панелей; 1 — преднапря-  
женная арматура  $\varnothing 10-14$  мм, класса Ат-IVC и А-IIIв ( $\sigma_0=0,9 R_a^H$ ); 2 —  
арматура  $\varnothing 10$  мм, класса А-III; 3 — арматурная проволока  $\varnothing 5$  мм класса  
Вр-I

30 мм. Натурное освидетельствование  
балок, находящихся под нагрузкой в  
течение трех лет в атмосферных усло-  
виях Днепропетровска, показало от-  
сутствие коррозии арматуры и незна-  
чительную (до 10 мм) карбонизацию  
защитного слоя бетона.

Положительные результаты прове-  
денных исследований позволили за-  
проектировать, изготовить и испытать  
серию натуральных образцов преднапря-

женных стеновых панелей длиной 6 м  
из поризованного керамзитобетона  
марки М75.

Рабочее армирование панелей со-  
стоит из трех преднапряженных  
стержней класса А-IIIв или Ат-IVC  
( $\delta_0=0,9 R_a^H$ ), установленных по оси  
поперечного сечения панели (рис. 1,б).  
Такое расположение арматуры позво-  
ляет надежно защитить ее от корро-  
зии и использовать одновременно для

Марка образ- цов и изделий	Кубиковая прочность бетона, МПа	Жесткость, мм			Несущая способность по нор- мальным сечениям, т·м		
		$f_{оп}$	$f_{расч}$	$\frac{f_{оп}}{f_{расч}}$	$M_{оп}$	$M_{расч}$	$\frac{M_{оп}}{M_{расч}}$
Балки:							
Б 2.5.1	7,5	4,02	3,9	1,3	1,44	1,46	0,99
Б 2.5.2	7,5	3,98	3,9	1,02	1,53	1,46	1,05
Б 2.7.1А	7,67	4,4	4,5	0,98	1,53	1,5	1,02
Б 2.7.2А	7,67	4,2	4,5	0,93	1,62	1,5	1,08
Панели:							
П-1	7,15	9,9	26,3	0,37	2,75	2,33	1,18
П-2	9	4,62	8,53	0,54	3,34	3,21	1,04
П-3	7,4	1,2	2,15	0,56	1,4	1,46	0,96



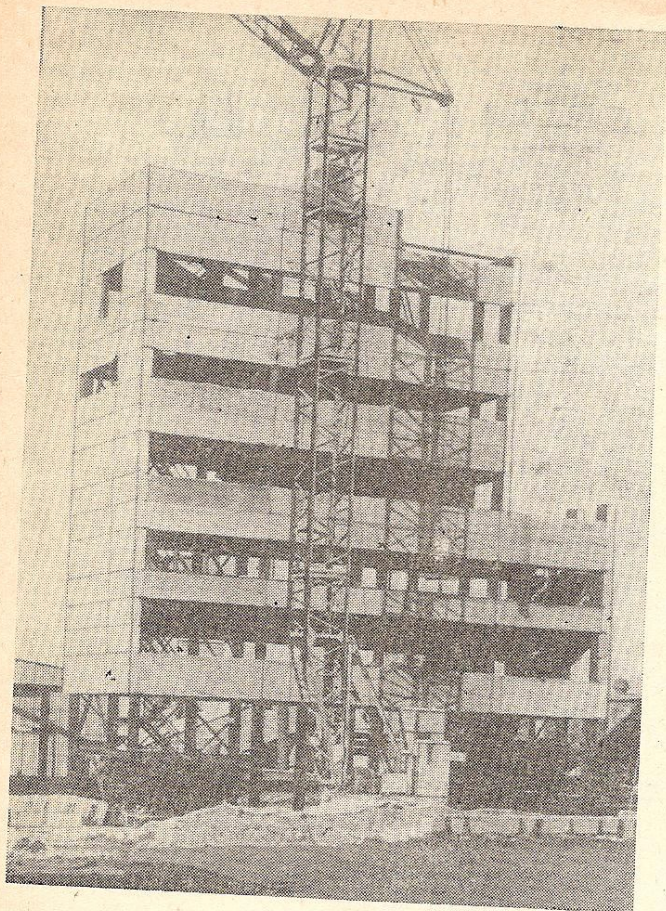


Рис. 2. Применение преднапряженных панелей при строительстве промышленного здания в Днепро-дзержинске

восприятия как положительного, так и отрицательного ветрового напора. Торцевые участки панелей армируются поперечной арматурой в виде двух П-образных сеток из арматурной проволоки Вр-1. Способ натяжения арматуры — электротермический.

Испытания указанных панелей размером  $1,2 \times 0,2 \times 6$  и  $1,2 \times 0,24 \times 6$  м проводились в соответствии с указаниями [4]. Все экспериментальные панели были доведены до разрушения. Сопоставление экспериментальных и расчетных данных приведено в таблице.

Анализ таблицы свидетельствует, что по первой группе предельных состояний получена удовлетворительная сходимости данных расчета и эксперимента. Что касается расчета по второй группе предельных состояний (деформативности), то здесь получено существенное расхождение между опытными и расчетными значениями, причина которых частично раскрыта в работе [5].

Полученные результаты исследования позволили Днепропетровскому филиалу НИИСП совместно с ГПИ Приднепровский ПСП разработать рабочие чертежи на указанные панели

(серия 2092) и технические условия на их изготовление и применение (ТУ 67 УССР 412-80), организовать производство панелей на ряде предприятий Приднепровья (Днепропетровский ЗСК; п/о Днепропетровскжелезобетон; ЖБК № 27, г. Никополь, и др.), а также применить их на ряде объектов (рис. 2).

Экономический эффект от внедрения разработанных панелей взамен типовых по серии 1.432-14 составляет  $1,38$  р/м<sup>2</sup> при снижении трудозатрат на  $0,06$  чел.-дн/м<sup>2</sup> и экономии металла  $3,7$  кг/м<sup>2</sup>.

В настоящее время изготовлено и внедрено при строительстве промзданий более  $12$  тыс. м<sup>2</sup> таких панелей.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Преднапряженные панели из поризованного керамзитобетона/И. Ф. Пинаев, М. И. Савин, В. П. Примаков, Д. Н. Королюк. — Бетон и железобетон, 1980, № 7.
2. Кудрявцев А. А. Предварительно-напряженный керамзитобетон. М., Стройиздат, 1974.
3. Чиненков Ю. В., Кузмиш Т. А., Жакишева Ж. А. Применение преднапряженной арматуры в керамзитобетоне марок М100 и М150. — Бетон и железобетон, 1980, № 3.
4. Указания по испытанию опытных железобетонных конструкций. НИИЖБ, М., Стройиздат, 1959.
5. Пинаев И. Ф., Сухоруков В. Д. К расчету и проектированию легбетонных стеновых панелей промзданий. — Промышленное строительство, 1980, № 6.

Широкая номенклатура выпускаемых промышленностью цементов и неограниченное разнообразие условий их применения в строительстве требуют выбора наиболее эффективных из них для конкретных условий производства. Необходимость сравнительной оценки различных цементов возникает достаточно часто, например при проектировании составов бетонов для определенных технологий производства; при выборе материалов для объектов с большим объемом бетона (гидротехническое строительство); при введении в цемент различных добавок и определении их количества; при установлении цен на цементы; нормировании расхода цемента и т. д.

Основные свойства цементов — вещественный состав, марочная прочность, сроки схватывания, равномерность изменения объема и некоторые другие — нормируются государственными стандартами. По этим характеристикам в простейших случаях можно сравнивать между собой два или более цемента, например, по их марке.

Одинаковый расход цемента обычно показывают два цемента одной марки и водопотребности в бетонах одного состава на одинаковых заполнителях в возрасте 28 сут нормального твердения. Однако изменение любой из названных характеристик цементов в бетоне может нарушить равенство расхода цемента. Так, сокращение сроков твердения может повысить эффективность быстротвердеющих (алитовых) цементов, а увеличение — эффективность медленнотвердеющих, но имеющих больший потенциал (белитовых) цементов. Аналогичное смещение эффективности может наблюдаться при переходе от нормального твердения к ускоренному (пропариванию), при котором на кинетику роста прочности влияет минералогический состав цемента и расход двух цементов одной марки в бетоне заданной после пропаривания прочности, отличается на  $50-100$  кг/м<sup>3</sup>.

Эффективность двух цементов может меняться в бетонных смесях повышенной или пониженной удобоукладываемости, в бетонах различной морозостой-

УДК 691.54.003.13

## Эффективность применения различных цемента

кости, проницаемости, износостойкости и т. д.

Неоднозначным является вопрос о выборе критериев оценки эффективности цемента. Очевидно, что применение в качестве критерия эффективности какого-либо показателя, нормируемого ГОСТами на цементы, наиболее желательно и просто. Таким показателем могла бы служить марка цемента, определяемая по ГОСТ 310.4—76. По этому критерию цемент распределяется плановыми органами и даются типовые нормы его расхода (СН 386-74). С этой позиции получается, что чем активнее цемент, тем он более эффективен. Однако многолетний опыт производства бетона противоречит приведенным выше соображениям.

Возможны два метода оценки эффективности: абсолютный и относительный. При абсолютном методе за эталон принимается какой-либо цемент, обладающий высокой стабильностью свойств во времени, с которым сравниваются все остальные. К сожалению, таких цементов в нашей промышленности не выпускается, поэтому более реалиен относительный метод, состоящий в том, что для данных условий производства стабилизируются основные технологические факторы, проектируются оптимальные составы бетона на сравниваемых цементах и затем определяется их эффективность относительно друг друга по выбранным критериям.

По данным анкетирования ведущих специалистов в области производства цемента и технологии бетона и результатов других исследований сформулированы основные положения по выбору критериев оценки эффективности. Понятие эффективности цемента не абсолютно и имеет смысл только в конкретных четко ограниченных условиях применения цемента в бетоне. Сравнивать эффективность различных цемента можно для бетонов с одинаковыми прочностями в заданные сроки и условиями применения, удобоукладываемостью бетонной смеси и условиями эксплуатации бетонных конструкций. Эффективность цемента можно оценить по показателем, характеризующим расход цемента

на единицу прочности бетона заданного качества и стоимость цемента на единицу прочности бетона.

Для практического использования предложенных критериев при конкретных условиях производства необходимо запроектировать и подобрать составы бетонов на сравниваемых цементах. Результатом экспериментального подбора должны быть зависимости  $R_b = f(C/B)$  в заданном диапазоне прочности и  $R_b = f(C)$  для бетонной смеси заданной удобоукладываемости.

В качестве примера сравним эффективность портландцемента марки М500 с минеральными добавками стоимостью 19,5 р/т и быстротвердеющего портландцемента марки М400 стоимостью 18,2 р/т, используемых для изготовления сборных и монолитных конструкций из бетонной смеси с осадкой конуса 8 см и проектной маркой бетона М300. Для сборных конструкций после 13 ч тепловой обработки бетон должен иметь отпускную прочность, равную 21 МПа.

В результате подбора составов (см. таблицу) видно, что для производства монолитных конструкций, к которым предъявляются требования только по марочной прочности, более эффективен портландцемент марки М500 с минеральными добавками, для которого коэффициенты эффективности удельного

$$\text{расхода цемента } (K_1^{\text{пц}} = \frac{347}{30} = 11,57 \frac{\text{кг/м}^3}{\text{МПа}}) \text{ и удельной стоимости цемента } (K_2^{\text{пц}} = \frac{0,347 \cdot 19,5}{30} = 0,225 \times \frac{\text{р}}{\text{МПа}}) \text{ ниже, чем соответствующие}$$

Вид цемента	Требуемое Ц/В	Расход цемента, кг/м <sup>3</sup>
Портландцемент с минеральными добавками М500	1,9	387
	1,7	347
Быстротвердеющий цемент М400	1,82	342
	2	376

Примечание. Над чертой — прочность после пропаривания, под чертой — в возрасте 28 сут.

показатели для быстротвердеющего цемента марки М400

$$(K_1^{\text{бтц}} = \frac{376}{30} = 12,5 \frac{\text{кг/м}^3}{\text{МПа}} \text{ и } K_2^{\text{бтц}} = \frac{0,376 \cdot 18,2}{30} = 0,228 \frac{\text{р}}{\text{МПа}})$$

При производстве сборных конструкций, для которых наряду с марочной необходимо обеспечить отпускную прочность бетона, более эффективен быстротвердеющий цемент марки М400, так как его коэффициенты эффективности меньше, чем для портландцемента марки М500

$$(K_1^{\text{пц}} = \frac{387}{30} = 12,9; K_2^{\text{пц}} = \frac{0,387 \cdot 19,5}{30} = 0,252)$$

При необходимости сравнить цементы, конкретные условия применения которых неизвестны, нужно испытать их в усредненных условиях производства. Под такими условиями предлагается принимать бетонную смесь с осадкой конуса 2—4 см по ГОСТ 10181—81; проектную марку бетона М200 в возрасте 28 сут нормального твердения в образцах-кубах с ребром 15 см; отпускную прочность для сборных изделий, равную 14 МПа, после пропаривания по режиму (2)+3+6+2 ч при температуре 80°C и испытании через 4 ч после пропаривания; применение в качестве мелкого заполнителя нормального вольского песка по ГОСТ 6139—80 и в качестве крупного заполнителя — щебня фракции 5—20 мм из плотных изверженных пород.

Сравнение эффективности цемента в усредненных условиях применения можно принять нормированным при испытаниях новых видов и марок цемента и в дальнейшем при определении рациональной области их применения и других технико-экономических расчетах.

Необходимо отметить, что предложенные методы дают в основном потребительскую оценку эффективности цемента. Возможны и необходимы другие методы. С точки зрения сокращения энергоемкости материалов и конструкций можно принять такие критерии эффективности, как удельный расход клинкера на единицу прочности бетона, удельную энергоемкость цемента и бетона на его основе и т. д.

В дальнейшем целесообразно разработать и утвердить единую методику оценки эффективности использования цемента в бетоне, что позволит оптимизировать их применение в строительстве.

Л. А. МАЛИНИНА, д-р техн. наук, проф.  
М. И. БРУССЕР, канд. техн. наук

Р. Д. АЗЕЛИЦКАЯ, д-р техн. наук, проф.; В. Ф. ЧЕРНЫХ, канд. техн. наук  
(Краснодарский политехнический ин-т);  
Г. Н. ПШЕНИЧНЫЙ, инж. (Южгипронисельстрой)

## О применении повторного вибрирования в заводской технологии

Работами многих исследователей установлено, что повторное (периодическое) вибрирование бетонной смеси способствует повышению прочности, плотности бетона, долговечности железобетонных изделий. Совмещение повторной вибрации с тепловой обработкой бетона позволяет в результате ускорения процесса твердения до 20—30% сократить продолжительность прогрева изделий и свести к минимуму деструктивные последствия температурного фактора.

Несмотря на эти преимущества, повторное виброуплотнение не нашло пока должного производственного применения. Наряду с трудностями технологического порядка до сих пор отсутствует единое мнение относительно механизма воздействия повторных вибраций на структуру цементного камня (бетона). Это затрудняет обоснование оптимальных ее режимов и разработку практических рекомендаций.

Положительное влияние механических воздействий связывают с улучшением макропористости бетона благодаря ликвидации дефектов, вызванных испарением воды затворения, усадкой, контракцией, тепловыделением, седиментацией. Некоторые исследователи рассматривают улучшение свойств дополнительно уплотненного бетона как результат воздействия вибрации на формирование микроструктуры цементного камня [1, 2].

Нарастание прочности твердеющего цемента происходит скачкообразно. Возможно, это вызвано цикличностью химического взаимодействия силикатов кальция с водой затворения или периодическим разрушением гидратных оболочек вновь образующимся гидратом или сложными физико-химическими процессами перекристаллизации. Протекающее на границе раздела фаз взаимодействие клинкерных минералов с водой приводит к накоплению на поверхности исходных цементных зерен оболочек из продуктов гидратации, которые со временем связывают неполностью гидратиро-

ванные зерна вяжущего в монолит. Затвердевший цементный камень представляет собой «микробетон» — систему, структура которой состоит из частично гидратированных клинкерных зерен, выполняющих функцию заполнителя и прослоек новообразований между ними. Прерывистость процесса твердения обуславливается разрывом слабых связей в формирующейся структуре цементного камня и образованием более сильных сил взаимодействия между кристаллами с последующим разрушением и сильных связей под влиянием кристаллизационного давления. Смена связей в формирующейся структуре цементного камня сопровождается периодическими изменениями пластической прочности цементного камня.

Вибрационные воздействия в периодически наступающих переходных моментах от затухания к интенсификации процесса упрочнения способствуют более активному протеканию процесса и повышению прочности цементного камня.

Для подтверждения высказанной гипотезы следовало уточнить характер твердения цементного геля и обосновать время приложения вибровоздействий; изучить микроструктуру и физико-механические свойства образцов цементного камня (бетона), изготовленных с повторным вибрированием в оптимальные сроки.

Опыты проводили на новороссийском порландцементе марки М500 ( $C_3S$  — 61,  $C_2S$  — 17,  $C_3A$  — 7,  $C_4AF$  — 14%, тонкость помола — 8%, н. г. — 27%). Заполнителем служил песок кварцевый кубанский ( $M_{кр} = 1,2$ ;  $r = 1480$  кг/м<sup>3</sup>). Для исследования готовили цементные тесты с  $B/C = 0,22, 0,27, 0,3, 0,35$  и цементно-песчаный раствор состава 1:2 (по массе) с  $B/C = 0,4, 0,45, 0,5; 0,6$  и 0,8.

Время приложения повторной вибрации определяли по точкам перелома пластограмм, полученных с помощью специального пружинного пластомера, сконструированного на базе твердомера типа ТК, позволяющего за 1—2 мин снять до 3—6 показаний [3]. Образцы-балочки размером  $4 \times 4 \times 16$  см уплотняли на лабораторной виброплощадке ( $A = 0,35—0,4$  мм;  $n = 50$  Гц). Длительность одноразового вибрирования 10—30 с. Температурно-влажностные условия твердения — стандартные. Прочность при сжатии определяли на прессе ПСУ-10.

Построенные по опытным данным пластограммы цементного теста и смесей (рис. 1) подтверждают ступенчатость твердения цемента. Периоды роста прочности чередуются с практически горизонтальными площадками, свидетельствующими о замедлении процесса.

На аналогичных кривых изменения пластической прочности во времени, полученных при помощи рычажного конического пластомера [4], отмечена только одна передомная точка — переход от коагуляционной структуры к структуре коагуляционно-кристаллизационной. Сопоставление этих кривых с данными авторов свиде-

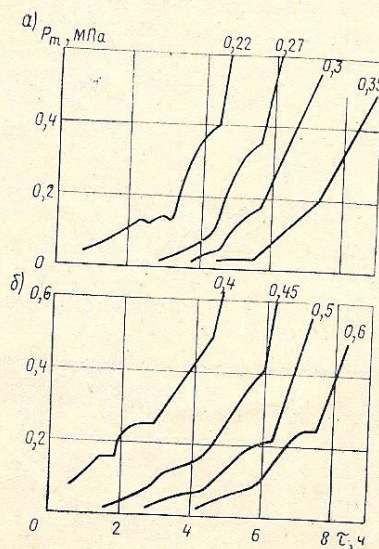


Рис. 1. Кинетика пластической прочности цементного теста (а) и растворяемых смесей (б) (цифры у кривых показывают значение  $B/C$ )

тельствует об общности их характера. Однако пружинный пластиномер более чувствителен и позволил определить большее число переломных точек на пластограммах.

Следует отметить, что значение  $V/C$  и присутствие заполнителя практически не влияет на время наступления конкретных переломных точек пластограмм. В соответствии с переломами пластограмм был принят циклический режим уплотнения образцов через каждые  $90 \pm 10$  мин. Для подтверждения оптимальности выбранных точек образцы вибрировались в промежутках между переломными точками (через 45, 135, 225 мин и т. д.). Результаты испытания образцов представлены на рис. 2. Анализ приведенных кривых подтверждает эффективность приложения вибрационных воздействий в переходные моменты от затухания к интенсификации процесса упрочнения цементной системы. Кривые на рис. 2, а получены при приложении вибрации в переходные моменты; на рис. 2, б —

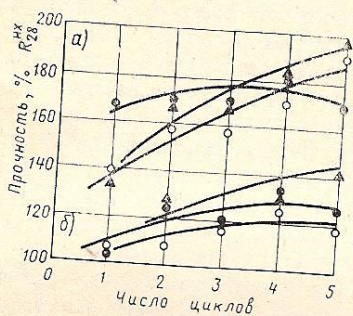


Рис. 2. Влияние циклического (а) и периодического (б) вибрирования на прочность бетона  
 ● —  $V/C=0,4$ ; ○ —  $V/C=0,6$ ; ▲ —  $V/C=0,8$

промежутках между переходными моментами. Максимальный прирост прочности циклически провибрированных образцов (см. рис. 2, а) по сравнению с контрольными составляет 60—95% (с учетом доверительных границ изменения показателей при 95%-ной достоверности). Эти показатели и оптимальное число циклов уплотнения зависят от начальной пластичности ( $V/C$ ) растворной смеси. Для образцов с  $V/C=0,4$  максимальная прочность (60—75%) достигается при двухразовом уплотнении (через 90 и 180 мин), и при дальнейшем увеличении числа циклов обработки достигнутый уровень практически не меняется. Для образцов с  $V/C=0,6$  и  $0,8$  наибольший прирост прочности (85—95%) получается при пятиразовой и более циклической вибрации. Прочностные свой-

ства образцов, изготовленных с вибрированием в промежутках между переходными моментами, изменяются менее эффективно. Прирост прочности в 30—45% зафиксирован для образцов с  $V/C=0,8$  после пятиразовой вибрации. Для образцов из более жестких смесей (с  $V/C=0,4$  и  $0,6$ ) прирост прочности практически одинаков (15—30%).

Структуру контрольных и изготовленных с трех- и пятиразовой циклической вибрацией образцов из цементного теста с  $V/C=0,27$  изучали физико-химическими методами: термовесовым, методом дифференциально-термического анализа, термогравиметрическим, рентгенографическим, электронно-микроскопическим. Результаты исследований показали, что дополнительное виброуплотнение практически не изменяет общее водосодержание цементного камня. Количество физически и химически связанной воды с уменьшением последней в виброобработанных образцах перераспределяется на 7—17% по сравнению с контрольными. Рентгенографический и количественный рентгеновский анализы зафиксировали снижение содержания  $Ca(OH)_2$ , уменьшение на 11—15% степени гидратации силикатной составляющей клинкера в циклически уплотненном камне.

Петрографический анализ камня показал, что минералогический состав продуктов гидратации контрольных и дополнительно провибрированных образцов примерно одинаков. Рентгенографическим анализом установлено, что кроме остатков зерен клинкерных минералов в цементном камне имеются гидросиликаты кальция группы  $CSH(V)$ , гидроксид кальция и в незначительных количествах кальций, образовавшийся в результате частичной карбонизации гидратных соединений. Однако образцы отличаются по степени дисперсности фаз, заполняющих межзерновое пространство: в циклически провибрированных образцах эти фазы более тонкодисперсны, чем в контрольных.

### Выводы

Экспериментально подтверждена тенденция нарастания пластической прочности цементного теста и растворных смесей. Оптимальное время приложения вибрационных воздействий соответствует переходным моментам от затухания к интенсификации процесса упрочнения цементных систем. Для данного цемента при различных  $V/C$  переходные моменты наступают через одни и те же промежутки времени.

При циклической вибрации наблюдается замедление процесса гидратации цементного камня, получение более тонкодисперсной структуры гидратных новообразований, более плотных межзерновых прослоек, а также увеличение прочности до 95%.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ахвердов И. Н., Маргулис Л. Н. Неразрушающий контроль качества бетона по электропроводности. Минск, Наука и техника, 1975.
2. Тихонов В. А., Бондарь Ю. В. Влияние повторной вибрации на изменение структуры цементного камня. — Бетон и железобетон, 1969, № 10.
3. Пшеничный Г. Н. Циклическое вибрирование бетонных смесей и его влияние на свойства цементного камня и бетона. Автореф. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Ростов-на-Дону, 1981.
4. Калмыкова Е. Е., Михайлов Н. В. Исследование процессов структурообразования в цементном тесте и характеристика цементов взамен оценки их по срокам схватывания. — Бетон и железобетон, 1957, № 4.

### Авторские свидетельства

№ 846271. И. Н. Ахвердов и Э. И. Батяновский. Белорусский политехнический ин-т. Способ изготовления бетонных и железобетонных изделий.

№ 846279. Э. М. Фейгин, Г. А. Гамбаров и М. Б. Гитлевич. НИИЖБ. Установка для формования железобетонных изделий.

№ 846280. А. М. Шикирянский, Н. М. Погорелов и В. А. Заровнятных. Уралнистромпроект. Способ изготовления силикатобетонных стеновых блоков.

№ 846284. А. А. Борщевский, А. И. Дмитриев, Н. В. Новицкий и С. И. Попов. ВНИО Союзжелезобетон. Устройство для подачи бетонных смесей в кольцевые формы.

№ 846519. А. К. Гармуте. Каунасский политехнический ин-т. Ячистобетонная смесь.

№ 846522. М. И. Хигерович, А. М. Мамирбеков, В. И. Соловьев и др. МИСИ. Комплексная добавка.

№ 846523. О. Е. Королева, А. М. Зубец, А. В. Лагойда и В. Ф. Афанасьева. НИИЖБ и ВНИИ биосинтеза белковых веществ. Добавка для бетонной смеси.

№ 846525. С. Ф. Бугрим, Е. И. Слепокуров, Н. Н. Цитенко и др. Северный филиал ВНИИ по строительству магистральных трубопроводов и ВЗИСИ. Бетонная смесь.

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

# Арматура

УДК 691.87:691.714:539.3/6

К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф.;  
Н. М. МУЛИН, Т. И. МАМЕДОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

## О новых значениях расчетных сопротивлений арматурной стали

Известно, что одним из основных путей снижения расхода металла в железобетоне является повышение прочностных свойств арматурной стали и расширение областей применения тех ее видов, которые характеризуются наиболее высокими прочностными и эксплуатационными показателями.

В течение ряда лет в НИИЖБ планомерно осуществлялись сбор и накопление материалов по результатам испытаний арматурной стали всех видов, выполнявшиеся изготовителями и потребителями арматуры, а также различными организациями в области строительства. Эти материалы подвергались статистической обработке и анализу для установления уровня качества изготавливаемой арматурной стали всех видов, ее прочностных и эксплуатационных свойств.

Наряду с этим за прошедшие годы НИИЖБ и рядом других научных организаций совместно с заводами сборного железобетона проводились исследования по уточнению условий работы арматуры в железобетонных конструкциях с целью повышения эффективности ее использования. В результате были выявлены резервы для более эффективного использования прочностных свойств арматурной стали в железобетонных конструкциях, в том числе и в предварительно-напряженных, что в целом создало основу для пересмотра действовавших значений расчетных сопротивлений арматуры и их повышения.

Комплексные исследования, проведенные за годы десятой пятилетки НИИЖБ совместно с ЦНИИЧМ, ИЧМ, Укрнииметом, ВНИИметизом, металлургическими и метизными заводами в направлении повышения качества арматурных сталей, уточнения технологических требований к стержневой и проволочной арматуре, а также приведения их в соответствие с современными требованиями и достигнутым уровнем производства, нашли отражение в разработке новых стандартов на стержневую и проволочную арматуру, которые вводятся в действие в январе 1983 г. Соб-

людение требований новых стандартов при производстве арматурных сталей обеспечит определенное повышение их качественных показателей.

Как известно, для арматуры каждого класса значение расчетного сопротивления определяется по ее нормативному сопротивлению с помощью коэффициента безопасности  $K_a$ , установленного для данного класса арматуры с учетом характера ее диаграммы растяжения, условий совместной работы с бетоном конструкции, условий применения и ряда других факторов.

Анализ данных по всем видам арматурной стали показал целесообразность повышения расчетных сопротивлений за счет снижения коэффициентов  $K_a$ , установленных в СНиП II-21-75 для каждого класса арматуры. При этом значения нормативных сопротивлений стержневой арматуры сохраняются на прежнем уровне.

Для проволочной арматуры за нормативное сопротивление принималось, как известно, наименьшее контролируемое значение ее временного сопротивления. Это приводило к тому, что для определения расчетных сопротивлений проволочной арматуры в СНиП II-21-75 устанавливались относительно высокие коэффициенты безопасности (1,55), которые заметно превышали значения  $K_a$  для стержневой арматуры (1,25), хотя степень использования прочности той и другой арматуры практически одинакова. Поэтому при рассмотрении вопроса о повышении расчетных сопротивлений проволочной арматуры представилось целесообразным пересмотреть также прежний подход к назначению ее нормативных сопротивлений в целях унификации всех видов арматурной стали.

В соответствии с этим за нормативное сопротивление всех видов проволочной арматуры было принято, по аналогии со стержневой арматурой, наименьшее контролируемое значение условного предела текучести. Стандарты на высокопрочную проволочную арматуру регламентируют значения ее условных пределов текучести  $\sigma_{0,2}$  на уровне не менее 0,8 от временного сопротивления, а в обычной низкоуглеродистой проволоке класса Вр-I величине  $\sigma_{0,2}$  соответствует уровень напряжений (0,75—0,8)  $\sigma_b$ .

Для приведения в соответствие прежних значений расчетных сопротивлений проволочной арматуры, установленных в СНиП II-21-75, и принятого нового подхода к назначению ее нормативных сопротивлений значение  $K_a$  для высокопрочной проволоки и канатов следует уменьшить до 1,25, а для обычной низкоуглеродистой проволоки — до 1,15 (с соответствующими округлениями). В табл. 1 эти значения приведены в скобках.

При анализе возможностей и степени повышения расчетных сопротивлений арматурных сталей в общем объеме ее производства условно были выделены две основные группы. В первую вошли те виды арматурной стали, для

Таблица 1

Класс арматуры	Коэффициенты безопасности по арматуре $K_a$ для предельных состояний первой группы		
	СНиП II-21-75	значения $K_a$ , установленные	
		с 1 ию-ля 1981 г.	с 1 января 1983 г.
Стержневая:			
A-I	1,15	1,05	1,05
A-II	1,1	1,05	1,05
A-III (Ø 6—8 мм)	1,15	1,1	1,1
A-III, Ат-III (Ø 10—40 мм)	1,1	1,07	1,07
A-IV, Ат-IV	1,2	1,2	1,15
A-V	1,25	1,25	1,15
Ат-V (Ø 10—14 мм)	1,25	1,15	1,15
Ат-V (Ø 16—32 мм)	1,25	1,25	1,15
A-VI	1,25	1,25	1,2
Ат-VI (Ø 10—14 мм)	1,25	1,2	1,2
Ат-VI (Ø 16—32 мм)	1,25	1,25	1,2
A-IIIв с контролем:			
только удлинений	1,37	1,2*	—
напряжений и удлинений	1,2	1,1*	—
Проволочная:			
Вр-I (Ø 3—4 мм)	1,55(1,15)	1,1	1,1
Вр-I (Ø 5 мм)	1,55(1,15)	1,15	1,1
В-II, Вр-II (Ø 3—8 мм)	1,55(1,25)	1,25	1,2
K-7, K-19 (Ø 6—13 мм)	1,55(1,25)	1,2	1,2

\* Введено в действие письмом Госстроя СССР № 99-Д от 08.11.1981 г.

Таблица 2

Класс арматуры	Расчетные сопротивления арматуры растяжению $R_a$ , кгс/см <sup>2</sup>		Повышение расчетных сопротивлений к 1 января 1983 г. в сравнении со СНиП II-21-75, %
	значения $R_a$ , установленные		
	с 1 июля 1981 г.	с 1 января 1983 г.	
Стержневая:			
A-I	2100	2300	9,5
A-II	2700	2850	5,5
A-III (Ø 6—8 мм)	3400	3600	5,9
A-III, Ат-III (Ø 10—40 мм)	3600	3750	4,2
A-IV, Ат-IVC	5000	5200	4
A-V	6400	6950	8,6
Ат-V (Ø 10—14 мм)	6400	6950	8,6
Ат-V (Ø 16—32 мм)	6400	6950	8,6
A-VI	8000	8300	3,7
Ат-VI (Ø 10—14 мм)	8000	8300	3,7
Ат-VI (Ø 16—32 мм)	8000	8300	3,7
A-IIIв с контролем: только удлинений	4000	4500	3,7
напряжений и удлинений	4500	5000	12,5
Проволочная:			
Вр-I (Ø 3—4 мм)	3500	—	11,1
Вр-I (Ø 5 мм)	3400	—	—
В-II, Вр-II (Ø 3—8 мм)	3850—3750	3850—3750	—
К-7, К-19 (Ø 6—15 мм)	3550	3700	—
	12 300—8400	12 300—8400	8,6
	11 900—10 600	12 300—11 000	8,8
		12 650—8700	3,1
		12 300—11 000	3,5

\* Значения  $R_{ax}$ ,  $R_{ac}$  и коэффициента условий работы арматуры  $m_{a1}$  изменены соответственно (Бюллетень строительной техники, 1981, № 9).

которых повышение расчетных сопротивлений представлялось возможным до введения в действие новых ГОСТов. Ко второй группе были отнесены те виды арматуры, для которых повышение качественных показателей до уровней, регламентируемых новыми стандартами, имело решающее значение в совокупности факторов, обуславливающих возможность повышения их расчетных сопротивлений.

В соответствии с этим целесообразно установить два срока введения в действие новых значений коэффициентов безопасности и расчетных сопротивлений арматуры. Постановлением № 67 Госстроя СССР от 11 мая 1981 г. срок ввода в действие новых значений  $K_a$  (табл. 1) и расчетных сопротивлений арматуры (табл. 2) установлен: для первой группы — с 1 июля 1981 г.; для второй группы — с 1 января 1983 г.

Различная степень изменения коэффициентов безопасности и соответственно расчетных сопротивлений арматурной стали в зависимости от ее класса и вида обусловлена, естественно, различным сочетанием выявленных факторов и их значимостью в обеспечении возможности повышения расчетного сопротивления арматуры. Так, при анализе степени возможного повышения расчетного сопротивления арматуры классов А-I и Вр-I наряду с остальными факторами принималось также во внимание преимущественное применение этих видов арматуры в качестве нерасчетной конструктивной. Для арматуры классов А-II и А-III (Ø 10—40 мм) принята во внимание высокая обеспеченность их нормативных сопротивлений, установленная по результатам обширного статистического анализа накопленных данных. Например, среднее значение предельности результатов испытаний арматуры класса А-III (Ø 10—40 мм), с учетом уменьшения площади сечений стержней вследствие минусовых допусков, составило, по данным ряда металлургических заводов, около 4455 кгс/см<sup>2</sup> при среднемкватратическом отклонении около 288 кгс/см<sup>2</sup>. Следовательно, расчетное сопротивление 3750 кгс/см<sup>2</sup>, соответствующее установленному для этой арматуры коэффициенту безопасности 1,07, обеспечивается с вероятностью  $P=0,993$ .

Для арматуры класса А-III (Ø 6—8 мм) учтено ее преимущественное применение в арматурных каркасах и сетках с относительно частым расположением стержней. Это обеспечивает достаточную надежность железобетонных конструкций по прочности ввиду наличия в сечении множества стержней (> 4).

Для арматуры класса А-IIIв, которая в определенных случаях допускается к применению, тринаты во внимание результаты исследований условий ее упругости и применения, выявившие степень возможного повышения ее расчетных сопротивлений.

Для горячекатаной и термически упроченной арматуры классов А-IV, Ат-IV — А-VI, Ат-VI и высокопрочной проволоочной арматуры принимались во внимание такие факторы, как улучшение качественных показателей или повышение прочностных свойств, обеспечиваемых путем совершенствования системы контроля качества продукции или технологии изготовления, что регламентировано новыми стандартами на эти виды арматуры.

Таким образом, совместный учет различных факторов позволил снизить коэффициенты  $K_a$  по всем видам арматуры. При этом для классов А-I, А-II и А-III (Ø 10—40 мм) представилось возможным установить коэффициенты  $K_a$  ниже значения 1,1, принятого ранее как минимально возможное значение коэффициента безопасности по арматуре.

Использование в проектировании новых расчетных сопротивлений арматурной стали всех видов позволит получить в народном хозяйстве значительный экономический эффект. Приведенную к стали Ст3 ориентировочную величину годовой экономии арматуры каждого вида в расчете на объем ее производства и применения, намеченных к концу пятилетки, можно считать по формуле

$$\Delta = v \Delta K_{пр} K,$$

где  $v$  — планируемый годовой объем производства и применения арматуры данного вида к концу пятилетки;  $\Delta$  — относительное повышение расчетного сопротивления арматуры данного вида в сравнении с соответствующим значением, принятым в СНиП II-21-75;  $K_{пр}$  — коэффициент приведения к арматуре класса А-I (Ст3);  $K$  — коэффициент, учитывающий ту часть объема арматуры данного класса, которая в общем объеме ее производства может применяться в качестве расчетной.

Расчеты показали, что при обеспечении соответствующих условий годовая экономия всех видов арматурной стали в строительстве к 1985 г. достигнет 820 тыс. т (в Ст3), что явится заметным вкладом в решение задачи по снижению металлоемкости железобетона.

## Новые книги

Бондарь Е. П., Фетисов К. С. Справочник молодого монтажника стальных и железобетонных конструкций. — М., Высш. школа, 1982.

Бузырев В. В., Водопьянов Г. И. Автоматизированные системы управления крупнопанельным домостроением. — Л., Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1981.

Автоматизированные системы управления строительством. / Под ред. И. Г. Галкина. — М., Высш. школа, 1982.

Ионас Б. Я., Старостина Г. Г. Экономика строительства. — М., Стройиздат, 1981.

Карась Л. Ю., Монфред Ю. Б., Прыкин Б. В. Экономика промышленности строительных материалов и изделий. — М., Стройиздат, 1981.

УДК 693.548

А. Е. ГРУШЕВСКИЙ, канд. техн. наук; С. А. ПОГОРЕЛОВ, инж.  
(Белгородский технологический ин-т строительных материалов);  
А. М. СТЕПАНОВ, инж. (ВО Центротяжстрой)

## Опыт использования отделочного материала «Белгородский белый»

На заводе ЖБИ-3 Белгородского домостроительного комбината отработана технология производства стеновых панелей с использованием в качестве лицевого декоративного слоя отделочного материала «Белгородский белый». Он представляет собой сухую смесь портландцемента, мела и песка Сычевского месторождения в соотношении (по массе) соответственно 2:3:5.

При использовании мела с удельной поверхностью до 3 тыс. см<sup>2</sup>/г приготовление раствора, отделочные работы и их трудоемкость мало отличаются от аналогичных работ, выполняемых с цементными растворами [1]. Однако мел Белгородского месторождения имеет удельную поверхность 10—12 тыс. см<sup>2</sup>/г и выше, поэтому отделочный материал прилипает к формам и отделочным инструментам, а трудоемкость работ возрастает более чем в 3 раза. При увеличении водотвердого отношения до 0,24—0,25 указанные недостатки устраняются, но вместе с тем снижаются физико-механические показатели и морозостойкость отделочного материала.

Для улучшения технологических свойств отделочного материала «Белгородский белый» нами рекомендовано вводить в его состав кварцевые пески с модулем крупности 1,2—1,5 и портландцемент марки М 500. Производственный состав декоративного раствора (в частях по массе) следующий: «Белгородский белый» — 1; кварцевый песок — 0,4; портландцемент — 0,1.

При затворении смеси отделочного материала водой с водотвердым отношением, не превышающим 0,18, обеспечиваются такие свойства декоративного раствора: подвижность — 4—6 см; предел прочности при сжатии — 15—16 МПа; белизна — 72—75%; морозостойкость — 62—70 циклов; водопоглощение — 10—12%.

Из приведенных данных видно, что физико-механические показатели и белизна производственных составов декоративного раствора превышают такие, регламентируемые техническими

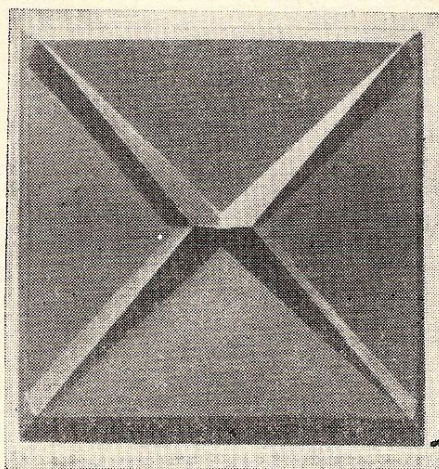


Рис. 1. Рельефообразователь типа «конверт»



Рис. 2. Гидравлический термпресс

условиями на отделочный материал «Белгородский белый» [2].

Для увеличения подвижности смеси, а также повышения прочности характеристик и морозостойкости отделочного материала исследовалась возможность введения в его состав вместе с водой затворения алкилсульфата натрия с числом углеводородных атомов C<sub>10</sub>—C<sub>13</sub>. При введении в растворную отделочную смесь этой добавки в количестве 0,1—1,2% массы портландцемента прочность декоративного раствора возрастает до 24 МПа [3].

Наряду с улучшением физико-механических свойств отделочного материала разработана технология получения рельефообразователей, которые крепят к поддонам форм при изготовлении стеновых панелей. Рельефообразователь представляет собой жесткую плиту размером 350×350 мм с выпукло-вогнутым рисунком типа «конверт» (рис. 1). Изготавливают их из волокнита (хлопковое волокно, пропитанное фенолоспиртом марки В, удовлетворяющим требованиям ТУ 6-05-1408-71) горячим прессованием в пресс-форме на гидравлическом термпрессе (рис. 2), верхняя и нижняя плиты которого оборудованы электронагревателями. В пресс-форму укладывается строго дозированный волокнит, который вначале подпрессовывается, а затем давление поднимается до оптимального, равного 15 МПа. Температуру материала в пресс-форме увеличивают до 180°C и в таких условиях изделие выдерживают в течение 20 мин. После окончания термпрессования отвержденные изделия извлекают и укладывают на специально оборудованный стол остывать до температуры 20°C. Во избежание искривлений и других деструктивных процессов окунать горячие рельефообразователи в воду или масло не следует. После полимеризации фенолоспирта при оптимальных давлении и температуре рельефообразователи имеют гладкую зеркальную поверхность.

Параметры температуры отверждения материала рельефообразователей и

длительности выдержки их под давлением определяли в специально подготовленной для этих целей термопресс-форме на образцах-балочках размером 4×4×16 см. Предел прочности при сжатии и изгибе отвержденного волокнита равен соответственно 40 и 33 МПа. Линейные деформации, определяемые по специально разработанной методике с использованием оптического прибора ИЗВ-1, при температуре 100°C не превышают 0,01%.

Крепить рельефообразователи к поддонам форм рекомендовано было эпоксидными компаундами, предварительно тщательно подготавливая склеиваемые поверхности. Но в заводских условиях их крепят при помощи узких металлических полос; предварительно прихваченных к поддону сваркой.

Рельфообразователи, изготовленные на основе термореактивных пластмасс, имеют преимущества по сравнению с металлическими и деревянными. Формую-

ющие поверхности пластмассовых рельефообразователей обладают высокой степенью чистоты обработки, так как поверхности пресс-форм для их изготовления полируются. Отвержденный термоактивный полимер имеет пониженную адгезию к отделочному материалу, вследствие чего снижаются трудозатраты на очистку рельефообразователей.

Трудоемкость изготовления пластмассовых рельефообразователей незначительна, так как сводится в основном к трудозатратам на изготовление пресс-формы, что дает возможность разнообразить виды рельефных поверхностей стеновых панелей. Высокие физико-механические показатели и коррозионная стойкость термореактивных пластмасс обеспечивают достаточно большой срок службы рельефообразователей.

В Белгороде и области с использованием отделочного материала «Белгородский белый» построены жилые дома серий I-464 и 91 с общей площадью

лицевых поверхностей более 100 тыс. м<sup>2</sup>. Стоимость отделки 1 м<sup>2</sup> поверхности декоративным материалом в условиях завода ЖБИ-3 Белгородского ДСК составляет 2,24 р., а керамической плиткой — 5,48 р. Экономическая эффективность от использования декоративного материала в сравнении с керамической плиткой составляет около 324 тыс. р.

Рельфообразователи типа «конверт» широко применяются в заводском достроении Белгорода при изготовлении экранов балконов и стеновых панелей.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новый отделочный материал «Белгородский белый»/В. А. Соколов, Н. И. Легостаева, М. И. Рузская и др. — Строительные материалы, 1973, № 9.
2. ТУ 21-20-14-74. Отделочный материал «Белгородский белый». М., 1974.
3. А. с. № 635061. Строительный раствор для отделочных работ. А. Е. Грушевский, А. Л. Глуховеров и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1978, № 44.

УДК 628.143.1/5

Б. В. ГУСЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ);  
Ю. Л. ЗАЯЦ, Н. И. НЕТЕСА, кандидаты техн. наук (ДИИТ);  
Е. К. ШУБИН, инж. (Индустройпроект)

## Повышение экономичности и качества виброгидропрессованных труб

Высоконапорные железобетонные трубы изготавливают в основном методом виброгидропрессования. Эта технология отличается повышенной сложностью и весьма жесткими требованиями к качеству исходных материалов и выполняемым операциям, поэтому на большинстве заводов страны только немногие более половины общего объема труб выпускаются I и II классов прочности. Кроме того, практически у каждой второй или третьей трубы наблюдаются отслоения защитного слоя бетона, что приводит к быстрому коррозированию преднапряженной арматуры спирального каркаса и сокращению срока службы труб по сравнению с армированными.

Вместе с НИИЖБ и Индустройпроектом проведены работы по совершенствованию технологии производства виброгидропрессованных труб с целью повышения их экономичности, прочности и долговечности при одно-

временном упрощении технологии их изготовления.

По результатам расчетов с помощью метода конечных элементов изучено напряженно-деформированное состояние исходной бетонной смеси в процессе гидропрессования и затвердевшего бетона при распалубке труб. В принятых расчетных схемах произведена детальная разбивка по толщине стенки трубы на элементы с выделением по границе контакта арматуры с бетоном отдельных элементов с площадью, равной примерно 1/50 площади поперечного сечения арматуры спирального каркаса. Анализ результатов показал, что наиболее опасные для бетона растягивающие напряжения величиной до 3,5—4 МПа возникают именно здесь. В элементах этого района, несколько удаленных от границы контакта, растягивающие напряжения значительно меньше максимальных, а средние напряжения на площади, равной примерно

площади поперечного сечения арматуры спирального каркаса, не превышают распалубочной прочности. В этом районе бетон имеет самую низкую прочность, так как бетонная смесь здесь находится под наименьшим давлением от гидропрессования, и, следовательно, отжатие избыточной воды из нее здесь также минимально.

Расчеты моделей стенки трубы (затвердевший бетон) с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями показали, что дальнейшее раскрытие трещин по границе контакта защитного слоя бетона с арматурой спирального каркаса может происходить между его витками только при условии существенного недобора прочности бетона в этом районе. Наблюдаемые отслоения защитного слоя у большого числа труб показывают, что получение достаточно высокой прочности бетона в районе защитного слоя к моменту передачи усилий преднапряжения от спирального каркаса является до сих пор не полностью решенной проблемой.

Для устранения коррозии арматуру защищали полиэтиленовым покрытием. Спиральный каркас при этом можно разместить в слое бетона наружной поверхности трубы и сохранить защитный слой из цементно-песчаного раствора толщиной только 2—3 мм. Этот слой остается после примыкания каркаса вплотную к наружной форме в процессе изготовления трубы. Расчеты моделей стенки трубы с предложенным



расположением каркаса с полиэтиленовым покрытием показали, что практически вся бетонная смесь стенки трубы равномерно обжимается давлением гидропрессования. Надежно защитить арматуру при изготовлении и эксплуатации может полиэтилен высокого давления композиции 102-14 первого сорта по ГОСТ 16377-77.

Предложенное расположение спирального каркаса позволяет существенно упростить и ускорить процесс укладки и уплотнения бетонной смеси. Это достигается путем увеличения на 12—14 мм свободной от арматуры толщины стенки трубы и исключения необходимости прохождения бетонной смеси между витками каркаса в зазоры между ним и наружной формой. При этом появляется возможность применить более экономичные бетонные смеси повышенной жесткости с уменьшенным расходом цемента и максимальным размером крупного заполнителя до 20 мм.

Проведены лабораторные испытания надежности защиты арматуры полиэтиленовым покрытием при изготовлении труб и передаче опрессовочного давления на каркас с покрытием. Процесс передачи усилий гидрообжатия, величина которых была такой же, как и в трубах, в первой серии экспериментов моделировали с помощью металлических прокладок, а во второй — через бетонную смесь такого же состава, который применялся при изготовлении труб. Наблюдения за полиэтиленовым покрытием в процессе испытаний и после их завершения подтвердили результаты теоретических исследований и показали, что разрушения покрытия и его отслоения от арматуры не наблюдается.

В лабораторных условиях испытано 12 составов бетонной смеси с целью выявления наиболее оптимальной для применения по усовершенствованной технологии. Для сравнения принят заводской состав бетонной смеси с расходом цемента 550 кг и максимальной крупностью заполнителя 5—10 мм. В испытываемых составах варьировались водоцементное отношение от 0,38 до 0,32; количество цемента — от 550 до 500 кг на 1 м<sup>3</sup> бетонной смеси; применялся щебень только фракции 5—10 мм и смесь щебня из 1/3 фракции 5—10 мм и 2/3 фракции 10—20 мм. Уменьшение в указанных пределах водоцементного отношения и расхода цемента проводилось только для составов с щебнем более крупных фракций, поэтому за счет уменьшения удельной поверхности заполнителя удобо-

укладываемость бетонной смеси оставалась практически на одном уровне (О.К. уменьшилась с 2—3 до 1—2 см). Контролировали прочность и водонепроницаемость бетона, а также детально изучали его макроструктуру. По результатам экспериментов для заводского внедрения рекомендованы составы с уменьшенным (против применяемого) на 5—10% расходом цемента и заменой 2/3 щебня фракции 5—10 мм щебнем фракции 10—20 мм.

На Енакиевском заводе железобетонных напорных труб Минстройматериалов СССР создана опытно-промышленная линия для нанесения экструзионным методом полиэтиленового покрытия на арматурную проволоку. Проект линии разработан Донецким Промстройинипроектом Госстроя СССР. В основу технологии положен способ, который широко применяется при нанесении изоляции и оболочек на провода и кабели в электротехнической промышленности. При этом образуется слой равномерной заданной толщины и непроницаемости.

Для размещения одной технологической линии необходима площадь 136 м<sup>2</sup>. Такие линии можно организовать в действующих цехах за счет соответствующего сокращения площадей, предназначенных по существующей технологии для 3-суточной выдержки труб перед вывозкой их на склад готовой продукции.

Спиральный каркас из арматуры с полиэтиленовым покрытием практически изготавливается так же, как и по существующей технологии. У навивочного станка РТ-195 увеличены лишь межцентровые расстояния шарнирных тяг на 15 мм, поскольку диаметр каркаса с покрытием на 30 мм больше диаметра обычного каркаса. Язычки разделительных полос хорошо закрепляют витки высокопрочной проволоки с полиэтиленовым покрытием.

Изготовленный каркас устанавливается в наружную форму и вплотную прижимается к ней. Продольные арматурные стержни в переходной части от тела трубы к раструбу фиксируются в проектное положение с помощью специально установленного проволочного кольца. Концы арматуры спирального каркаса оголяются от полиэтиленового покрытия и отгибаются в сторону стенки трубы для обеспечения надежной анкеровки на время гидрообжатия и передачи усилий преднапряжений на затвердевший бетон. Необходимую длину зоны анкеровки для труб каждого диаметра находили опытно-расчетным путем по результатам экспериментов по определению выдерживающего

усилия проволоки при различной степени обжатия бетонной смеси.

Для ускорения процесса формования труб с арматурой, имеющей полиэтиленовое покрытие, вместо шнекового применен трехконусный бетоноукладчик конструкции Запорожского завода спецжелезобетона Минстройматериалов СССР. Время формования труб сокращено в 3—5 раз, остальные технологические операции остались без изменения.

Испытания опытной партии труб, изготовленных по усовершенствованной технологии, показали, что они выдерживают давление в среднем на 10—15% больше, чем изготовленные по существующей технологии. Это объясняется увеличенной толщиной обжатого бетона в стенках труб, изготовленных по усовершенствованной технологии, и пониженным водоцементным отношением. Все 24 трубы опытной партии отвечают нормативным требованиям по напорности. Образовавшийся защитный слой из цементно-песчаного раствора толщиной 2—3 мм надежно предохраняет полиэтиленовое покрытие от действия солнечной радиации и возможных случайных повреждений в процессе транспортирования, монтажа и эксплуатации труб. Расчетный экономический эффект при внедрении усовершенствованной технологии вследствие снижения расхода цемента, замены части мелкого щебня крупным, сокращения длительности формования, повышения напорности труб и увеличения их долговечности составляет 20,7 р. на 1 м<sup>3</sup> бетона труб.

#### Выводы

При существующей технологии производства виброгидропрессованных труб отслоение защитного слоя недостаточно прочного бетона у большого количества труб происходит в связи с наличием больших растягивающих напряжений (до 3,5—4 МПа) по границе его контакта со спиральной арматурой.

Полиэтиленовое покрытие арматуры спирального каркаса надежно защищает ее от коррозии, а образующийся слой из цементно-песчаного раствора толщиной 2—3 мм предохраняет покрытие от солнечной радиации и случайных повреждений при транспортировании, монтаже и эксплуатации труб.

На существующем оборудовании при небольших капитальных вложениях и изменениях технологии изготовления виброгидропрессованных труб можно значительно упростить технологию, снизить требования к цементам и заполнителям, повысить напорность и долговечность труб.

## Совершенствование режимов виброуплотнения бетона в кассетах

В связи с повышением требований к качеству внешней поверхности и прочности стеновых перегородок на Киевском ДСК-3 в 1979—1980 гг. были проведены исследования режимов работы кассетных установок на промышленной машине ВС-101. Вибраторы ИВ-98 с частотой вращения 2800 об/мин навешены на боковых сторонах разделительных листов. Изделия размером  $5,62 \times 2,57 \times 0,14$  м формовались из бетонной смеси подвижностью 12—16 см.

Анализ показал, что на характер уплотнения бетонной смеси решающее влияние оказывают изгибные колебания разделительных листов. Ввиду того, что разделительный лист представляет собой пластину со сложными условиями закрепления, причем фиксирующие элементы (арматурные каркасы, закладные детали, распорные конусы, дверные проемы) распределены по всей плоскости листа неравномерно и в разной степени влияют на интенсивность вибрационного режима, замеры амплитуды колебаний делали во множестве точек плоскости листа при наличии каждого влияющего фактора в отдельности.

Методикой исследований было предусмотрено замерять амплитуды колебаний разделительных листов при различных условиях их работы. Замеры производили с помощью вибрационного щупа, представляющего собой связанный с удлиненной штангой жесткий элемент, на котором крепится пьезодатчик Д-13 из комплекта аппаратуры ВА-2. Жесткий элемент с помощью подпружиненного штока упирается в паровой отсек и прижимается к разделительному листу.

Во время измерений упор упругого контакта вносили в полость между разделительным листом и паровым отсеком. При работе кассетной установки колебания разделительных листов передавались на датчик, который генерировал сигнал на осциллограф.

Изучение влияния колебаний одного разделительного листа на колебания других листов показало, что первый закреплен достаточно жестко по контуру с трех сторон — снизу и по сторонам, поэтому колебания передаются

не только на возбуждаемые разделительные листы, но и на все узлы установки, что приводит к непроизводительному расходу энергии и получению малointенсивных режимов вибрирования. Величина амплитуды таких передаваемых колебаний изменяется в пределах 20—50% амплитуды основных колебаний. В результате создаются условия для взаимного их гашения, так как из-за достаточно большого сопротивления неизбежно происходит сдвиг фаз в перемещениях отдельных участков разделительных листов.

Исследовали также распространение колебаний вдоль разделительного листа при условии поочередного включения вибраторов. Анализ кривой 2 (рис. 1) показывает, что разделительный лист при

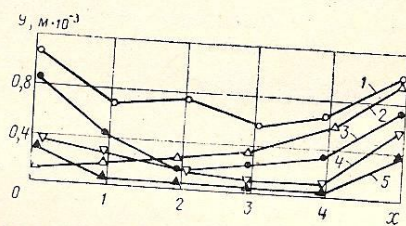


Рис. 1. Влияние конструктивных и технологических факторов на распределение колебаний разделительных листов кассетных установок  
1 — в свободном состоянии; 2 — при включении одного вибратора; 3 — установленным дверным приемом; 4 — при наличии арматуры и закладных элементов; 5 — с учетом влияния бетонной смеси

возбуждению его с помощью одного вибратора колеблется по первой форме — узловые точки расположены на краях листа. Однако на противоположном краю амплитуда колебаний снижается на 70—80% и явно недостаточна (0,15 мм). При включении второго вибратора создаются предпосылки для проявления в средней зоне пониженных амплитуд в случае противофазных колебаний вибраторов. Уплотнение и укладка смеси в этом случае крайне затруднены. Кривая 3 (рис. 1) свидетельствует о том, что в зоне установки дверного проема (точка 4) амплитуда колебаний разделительного листа резко падает (до 30%), что приводит к увеличению потерь энергии в этой зоне.

Арматурный каркас, устанавливаемый между разделительным листом и паровым отсеком, представляет собой жесткую конструкцию, снабженную, кроме того, специальными закладными деталями, которые плотно прилегают к листу с одной стороны и к паровому отсеку — с другой. В связи с этим создаются дополнительные сопротивления колебаниям разделительного листа и увеличивается жесткость его защемления, что снижает интенсивность передачи энергии бетонной смеси. Установка арматуры (кривая 4, рис. 1) уменьшает амплитуду колебаний в 3 раза (до 0,2 мм).

Описанные выше исследования проводились в режиме холостого хода. При этом было установлено, что перечисленные факторы в отдельных зонах снижают амплитуду колебаний к предельно допустимым для нормального уплотнения смеси. Кривая (рис. 1) показывает, что в рабочей зоне амплитуда равна 0,08—0,1 мм, что явно недостаточно для нормального уплотнения бетона. Этим объясняются недостатки, присущие кассетным установкам: плохое качество уплотнения смеси, необходимость использования литых смесей с  $O.K. = 12—16$  см. В результате повышается расход цемента, неудовлетворительное качество поверхности, требуется проведение шпательных работ, неравнопрочность изделий по высоте достигает 70%, т. е. увеличивается процент брака.

Для устранения указанных недостатков необходимо усовершенствовать конструкции установок с тем, чтобы обеспечить условия равномерного защемления всех разделительных листов и каждого в отдельности по плоскости защемления (исключение зазоров, натягов, перекосов и т. п.); устранить дефекты коробления разделительных листов. При установке дверных проемов важно обеспечить неплотное прилегание их к разделительному листу. Кроме того, для увеличения интенсивности колебаний в зоне дверного проема желательно ввести демпфирующие прокладки, чтобы уменьшить жесткость краевого защемления разделительного листа. Следует также обеспечить равномерное распределение усилий в распорных конусах, установку их с наибольшим зазором или с прослойкой термостойкого демпфирующего покрытия. Изготовление и установку арматуры и закладных элементов в отсеке надо производить с зазором.

Для оптимизации режимов колебаний разделительных листов необходима установка синхронной работы вибраторов с вращением их в одну сторону. Вибраторы по возможности следует ус-

## Выводы

Установка вибраторов в оптимальном месте по отношению к бортовому зацеплению листа позволяет уплотнять бетонные смеси с осадкой конуса 4—6 см. Оптимальное место расположения стандартных вибраторов, которые сейчас применяют на кассетных установках, по отношению к бортовому зацеплению определяется из условия получения нулевых точек амплитуд колебаний расчетным и экспериментальным способом.

Изменение схемы зацепления разделительных листов (защемление листа по двум сторонам и отсутствие его в нижней зоне) позволит улучшить динамические режимы колебаний листов, что даст возможность уплотнять бетонные смеси с осадкой конуса до 4—6 см и снизить непронизводительную вибрацию кассетной установки в целом.

Установка индивидуального привода в средней зоне всех разделительных листов позволит регулировать амплитуду и частоту колебаний и в определенных условиях даст возможность уплотнять бетонные смеси практически с нулевой осадкой стандартного конуса.

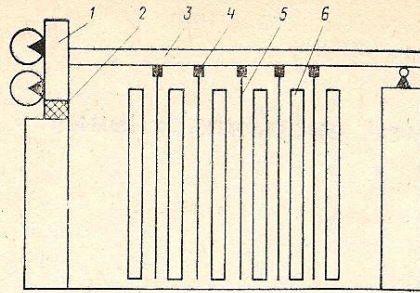


Рис. 2. Схема единого привода для одновременного возбуждения колебаний всех разделительных листов  
1 — вибровозбудитель; 2 — упругий элемент; 3 — балка; 4 — захваты; 5 — разделительный лист; 6 — паровой отсек

Разделительных листов путем их соединения вибробалкой испытан в условиях производства. Получены достоверные данные о целесообразности такого решения с целью совершенствования режимов уплотнения бетонных смесей. Средняя амплитуда колебания разделительного листа с бетоном подвижностью 4—6 см составляет 0,55 мм. Разброс прочности по изделению — 10%.

Бетонная смесь поступает в кассетные формы из бадьи, тепловую обработку изделий производят в обычных ямных камерах. Для распалубки форм применяют специальную траверсу, представляющую собой балку, на которой с обоих концов закреплены стропы переменной длины (каждый последующий больше предыдущего на 40 мм). Это позволяет поочередно извлекать из формы шесть изделий за один прием. Траверса удобна также при складировании и погрузке изделий на транспорт. Для изготовления преднапряженных длинномерных бортовых камней на заводе применена более совершенная технология, позволяющая снизить трудоемкость, повысить качество изделий. Применение их в строительстве резко повысило производительность труда благодаря механизации укладки, снизило поломки камня и улучшило качество укладки.

В результате перехода на изготовление длинномерных бортовых камней с напрягаемой арматурой экономия стали на заводе составила 41 т при объеме внедрения 2000 м<sup>3</sup> в год. Общий экономический эффект от внедрения новой технологии 10 тыс. р. в год.

Техническую документацию и дополнительные сведения можно получить по адресу: 630076, Новосибирск, ул. Фрунзе 2а, Новосибирский филиал СКТБ стройиндустрия.

Ю. М. КРОШКИН, инж.  
(Новосибирский филиал СКТБ  
стройиндустрия);

В. С. ПАХОМОВ, инж.  
(завод ЖБИ-7 Главновосибирскстроя)

танавливать в верхней зоне разделительного листа. Для обеспечения требуемой амплитуды колебаний вибраторы выносятся на величину, равную 1/4 длины волны колебаний разделительных листов (по расчетам, это расстояние находится в интервале 0,85—1,05 м от места защемления при  $n=2800$  об/мин), чем обеспечивается работа боковой бортооснастки в зонах нулевых значений амплитуд узловых линий. Распорные конусы надо устанавливать в зонах нулевых значений амплитуд колебаний разделительных листов — в узловых линиях (по данным расчетов). При этом следует обеспечить упругое касание распорных конусов и дверных проемов, а также свободу угловых перемещений разделительных листов в местах боковой бортооснастки. Разделительные листы в нижней зоне не должны быть защемленными.

Конструктивные изменения кассетной установки предусматривают наличие одного индивидуального привода для одновременного возбуждения колебаний всех разделительных листов (рис. 2).

В настоящее время принцип одновременного возбуждения колебаний разде-

УДК 625.888:624.01.46

## Опыт изготовления преднапряженного длинномерного бортового камня

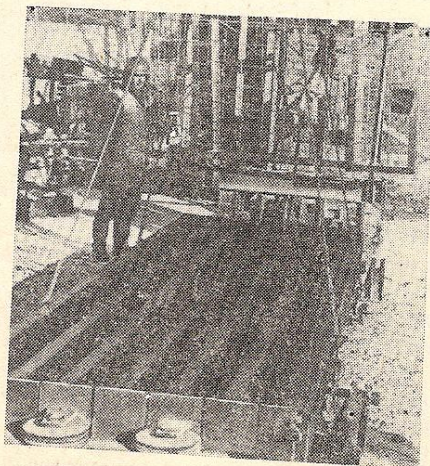
ГОСТ 6665—74 предусматривает изготовление бортовых бетонных и железобетонных камней максимальной длиной 3 м, армированных ненапрягаемой арматурой.

Длительный опыт изготовления длинномерных бортовых камней на предприятиях Главновосибирскстроя показал, что наиболее эффективно армировать эти конструкции напрягаемой арматурой. Так, на заводе ЖБИ-7 треста «Железобетон» Главновосибирскстроя в течение длительного времени успешно применяется технология изготовления железобетонных бортовых камней длиной 5,5 м, армированных двумя преднапряженными высокопрочными проволоками диаметром 5 мм из стали класса В-II.

Бортовые камни изготавливают в шестиместной кассетной форме (см. рисунок). Высокопрочную проволоку непосредственно с бухт наматывают на расположенные на торцевых бортах блоки в два ряда по высоте и закрепляют на форме одним клиновым зажимом. Натяжение проволоки групповое при помощи специального подвижного блока. Применяемая для натяжения установка рычажного типа очень проста по конструкции, надежна в работе и обеспечивает высокую точность натя-

жения. Меняя положение контрольного груза на рычаге, можно получить различные усилия натяжения (до 19 000 кгс).

Применение такой установки особенно эффективно на открытых полигонах, где использование гидродомкрата, особенно в зимнее время, затруднительно.



Кассетная форма для изготовления преднапряженного бортового камня

УДК 69.057.5

Ю. А. ЕГОРОВ, инж. (Норильский горно-металлургический комбинат)

## Сборно-щитовая снегонезаносимая опалубка

Наряду с неблагоприятными грунтовыми условиями территория Норильского промышленного района характеризуется суровым зимним температурным и снего-ветровым режимом. Часто повторяющиеся и продолжительные сильные ветры вызывают метели (поземки, низовые и общие метели), переносящие большое количество снега и образующие снежные заносы на производственных объектах. Интенсивность снегопереноса достигает 600—1000 м<sup>3</sup>/м в год.

Производство монолитных бетонных работ в районах с активной метелевой деятельностью связано с большими непроизводительными затратами по очистке внутренних объемов опалубки и арматурно-опалубочных блоков от снежных отложений.

Ежегодно в Норильске укладывается до 200—225 тыс. м<sup>3</sup> монолитного железобетона, из которых 60—70% приходится на суровый зимний период. На каждый уложенный в конструкцию 1 м<sup>3</sup> бетонной смеси приходится от 2 до 4 м<sup>3</sup> снега, извлеченного из внутренних объемов опалубки, а общие объемы снега, собираемого с приобъектных площадок подъездных путей, в 10—20 раз больше.

Во время метелей и после них на 2—4 смены (в зависимости от интенсивности и продолжительности метели) прерывается производственный цикл бетонирования конструкций. В результате при возведении монолитных железобетонных фундаментов промышленных и гражданских зданий ежегодные трудовые затраты на очистку конструкций от снега составляют 25—50 тыс. чел.-дн.

Огромные непроизводительные затраты свидетельствуют о несовершенстве организации и технологии монолитных бетонных работ в экстремальных природных условиях. Для снижения этих затрат необходимо исключить или смягчить фактор экстремальности. Наиболее эффективный путь решения задачи — создание искусственного благоприятного микроклимата, в котором нормально, с заданным темпом может протекать весь рабочий цикл бетонных работ. Достигается это путем устройства временных сооружений (теплиц, шатров, куполов) над возводимой конструкцией или объектом, защищающих их от низких температур, осадков и ветра.

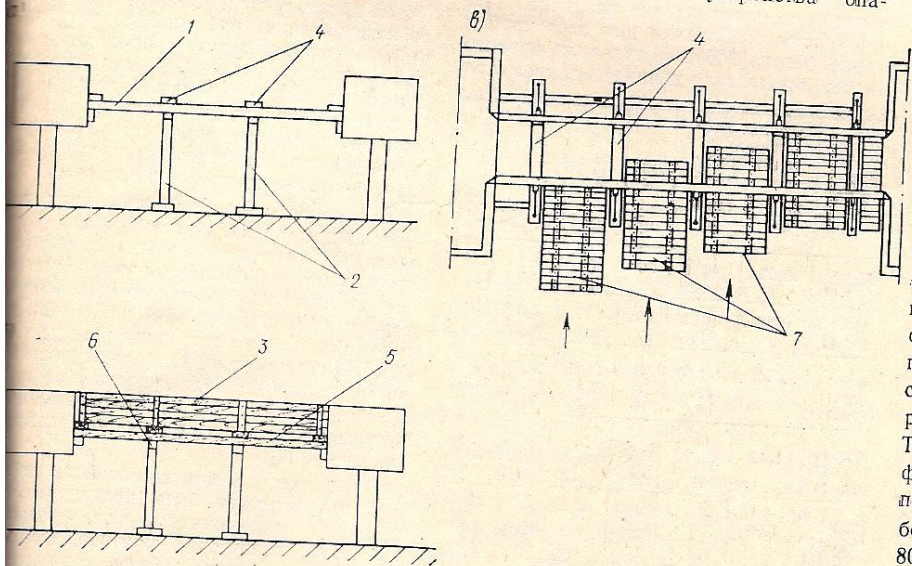
Известные способы устройства опалубки не предусматривают исключение

снегозаносов полости короба при производстве бетонных работ в зимнее время, поэтому непосредственно перед бетонированием производят подготовку опалубки, которая включает очистку ее полости (с арматурой и без нее) от снега. В некоторых случаях для защиты полости опалубки от снега применяют местные укрытия.

В результате изучения конструкций, технологии устройства опалубки, ее аэродинамики были найдены некоторые решения, значительно уменьшающие отложение снега во внутренних объемах опалубки. Оказалось, что при частичном изменении конструкции сборно-щитовой опалубки и способа ее сборки она становится малозаносимой метелевым снегом (см. рисунок).

При монтаже опалубки вначале укладывают каркас днища на поддерживающие элементы несущих конструкций — стойки. Затем устанавливают боковые щиты с опиранием их на планки каркаса днища таким образом, чтобы между каркасом и нижней кромкой боковых щитов остался зазор. После выполнения этих операций образуется короб опалубки без сплошного настила днища, что исключает отложение снега. Затем непосредственно перед установкой арматуры и бетонированием через зазор заводят сборные элементы настила днища.

Использование этой конструкции и способа устройства опалубки для изготовления железобетонных балочных конструкций в метелевый период обеспечивает возможность сокращения непроизводительных затрат на подготовку опалубки к укладке бетона. В зимние периоды 1979—1981 гг. при строительстве нулевых циклов жилых домов серий III-82 и 84 в микрорайоне IV пос. Талнах при бетонировании монолитных фундаментов в объеме 1800 м<sup>3</sup> была использована снегонезаносимая опалубка бетонных конструкций. В результате на 80% снижены непроизводительные затраты, связанные с удалением снега из внутренних объемов опалубки перед арматурованием и бетонированием, на 15% сокращены общие сроки возведения монолитных железобетонных ростверков.



Последовательность монтажа (а-в) сборно-щитовой снегонезаносимой опалубки: 1 — каркас днища; 2 — стойки; 3 — боковые щиты; 4 — планки каркаса днища; 5 — нижняя кромка боковых щитов; 6 — зазор; 7 — сборные элементы настила днища

УДК 627.751.4

А. Л. ЦИОНСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Повышение эффективности изготовления и применения виброгидропрессованных труб

Статья содержит интересные предложения по планированию производства железобетонных труб в погонных метрах или в условных погонных метрах для конкретных возводимых объектов, стимулированию выпуска классных труб, материально-техническому снабжению предприятий, экономии материальных ресурсов, повышению качества труб.

Редакция просит министерства и ведомства, в ведении которых находятся трубные предприятия, работников заводов, а также строителей — потребителей этой продукции высказаться по существу поднятых вопросов.

Применение железобетонных безнапорных и напорных труб вместо металлических — один из эффективных способов экономии стали, поэтому основной задачей является изготовление максимально возможного количества качественных труб на существующих мощностях с экономным использованием имеющихся материальных ресурсов. Ее решение зависит от своевременного материально-технического снабжения предприятий материалами и оборудованием, умения по-хозяйски распорядиться выделяемыми средствами, оперативного внедрения прогрессивных конструкций и современной технологии, правильного планирования производства труб определенного класса прочности и других факторов.

В результате многолетней работы предприятий установлено, что для получения плотного водонепроницаемого бетона необходимо иметь качественные материалы, в том числе инертные, и заготавливать их летом. Обязательным является пропуск всех инертных материалов через грохот, наличие закрытых складов заполнителей и поддержание в должном порядке бетонных площадок-хранилищ. Кроме того, должна постоянно поддерживаться на высоком уровне технологическая дисциплина содержания оборудования и выполнения всех операций по производству труб.

По нашему мнению, настало время перейти к планированию выпуска только классных труб в погонных метрах или в условных погонных метрах, и для реальных объектов. В этом случае заводы будут заинтересованы в сдаче качественной продукции с первого предъявления, а также в устранении брака (небольшие течи, каверны, раковины, отслоения защитного слоя и др.).

Имеются реальные предложения по организации ремонта труб (пропитка их колматирующими поры бетона композициями, устройство на складах готовой продукции бассейнов для выдерживания изделий в воде при положительной температуре, устранение дефектов поверхности с помощью клея «Спрут 5 или 9 «М» и др.).

В действующих нормативных документах по расчету и проектированию напорных труб, стандартах и инструкциях

на их изготовление принята градация труб на три класса прочности, поэтому в настоящее время предприятия изготавливают напорные трубы на расчетное внутреннее давление 0,5; 1 и 1,5 МПа при глубине их заложения 2 м. Проектировщики это устранивает тем, что для строительства подавляющего числа водоводов всегда можно подобрать с некоторым запасом трубы одного из этих классов. Для производителей же чем меньше классов прочности, тем лучше, а по стоимости выгоднее выпускать продукцию первого класса. Однако с точки зрения расхода материальных ресурсов, увеличения выпуска качественных напорных труб и бережливого отношения к дорогостоящему оборудованию это не совсем верно.

Использование оборудования и трудоемкость производства виброгидропрессованных труб одного диаметра любого класса прочности одинаковы. Но при этом расход высокопрочной проволоки, некоторые характеристики труб и параметры их изготовления различны. Так, при общем требовании для всех труб к марке бетона М500 в изделиях первого класса прочности, начиная с диаметра

Марка трубы	Расход материалов на одну трубу		R <sub>0</sub> , МПа	P <sub>м</sub> , МПа	σ <sub>0</sub> , МПа	σ <sub>р</sub> , МПа
	бетон, м <sup>3</sup>	сталь, кг				
500-I	0,53	42,9	36	3	9,2	1,72
500-II		34,9	32	2,3	6,7	1,17
600-I	0,76	61,8	36	3	9,4	1,45
600-II		44,8	32	2,3	6,7	1,01
800-I	0,99	116,6	36	3,15	13,9	1,83
800-II		88	32	2,35	10,6	1,31
800-III		62	26	1,65	7,1	0,83
1000-I	1,42	202,1	36	3,2	16,1	2,26
1000-II		146,6	32	2,4	12,2	1,55
1000-III		101	26	1,7	8,1	0,98
1200-I	1,98	287,7	36	3,2	17	2,24
1200-II		204,8	32	2,4	12,8	1,53
1200-III		144,1	26	1,8	9	0,98
1400-I	2,66	430,1	36	3,25	18,2	2,24
1400-II		308,9	32	2,45	14,5	1,54
1400-III		213,9	26	1,8	9,8	0,95
1600-I	3,28	602,6	36	3,3	18,9	2,16
1600-II		387,1	32	2,45	14,2	1,38
1600-III		266,1	26	1,8	9,7	0,88

800 мм, появляется дополнительное условие — марка бетона при растяжении (P 30 и P 35). Различны начальные напряжения обжатия продольного сечения труб σ<sub>0</sub>, радиальные напряжения на границе «защитный слой — спиральная арматура» σ<sub>р</sub>, прочность бетона в контрольных образцах-кубах с ребром 10 см к моменту передачи на бетон трубы напряжений от спиральной арматуры R<sub>0</sub>, величины опрессовочного давления P<sub>м</sub>, продолжительность тепловлажностной обработки и др. (см. таблицу). Анализируя данные, приведенные в таблице, можно отметить, что повышение расчетного внутреннего давления на 0,1 МПа от третьего класса прочности к первому обходится минимум в 5—6 кг высокопрочной проволоки на одну трубу диаметром 800 мм, а при существующих объемах производства это составит примерно 2 тыс. т проволоки.

Практика строительства водоводов показывает, что, когда есть необходимость, в водоводе на расчетное внутреннее давление 1,1—1,5 МПа применяют только трубы первого класса, на давление 0,6—1 МПа — второго класса. Более того, потребность в трубах под большие давления (1,5 МПа) не столь велика. Вместе с тем, чтобы изготовить трубы более высокого класса прочности, чем необходимо для строительства конкретного водовода, требуется увеличивать расход не только дефицитной высокопрочной проволоки, но и пара при ТВО для получения требуемой передаточной прочности, более длительное время держать трубу под повышенным давлением, изнашивая установку высокого давления и регуляторы РЖДТ, эксплуатировать дефицитные чехлы и раструбообразователи в невыгодных условиях и др.

Думается, настало время организовать работу заводов для реальных объектов. Это позволит планировать оснастку и составлять график выпуска труб определенной номенклатуры. Экономия материальных ресурсов (высокопрочная проволока, пар, резиновые детали и др.) будет достигнута не только в результате изготовления труб требуемого в данный момент внутреннего расчетного гидравлического давления, но и благодаря существовавшему приросту выпуска качественной продукции. Исходя из этих принципов можно экономить арматуру и при производстве труб со стальным цилиндром и по другим технологиям.

У заводов, строго соблюдающих технологию, появилась возможность улучшить технико-экономические показатели производства благодаря применению суперпластификаторов, например освоенного промышленностью С-3 или 10-03, изготовляемого на установках конструкции ВНИИЖелезобетона. Они дают возможность повысить подвижность бетонной смеси до 8—12 см с одновременным сокращением количества воды затворения до 20%.

В результате изменения свойств бетонной смеси может быть достигнуто сокращение продолжительности формования труб, количества сжатого воздуха, требующегося для работы пневмовибраторов и самих вибраторов, повышение выпуска классных труб (по признаку водонепроницаемости, не имеющих дефектов защитного слоя, кольцевых трещин в калиброванной части растру-

## ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

УДК 69.057.3

Е. С. МАНИСКЕВИЧ, канд. техн. наук (НИИСК);  
В. Л. МОРОЗЕНСКИЙ, канд. техн. наук  
(ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов);  
Ю. К. ПЫЖОВ, инж. (ЛенЗНИИЭП)

### Прочность на продавливание опорных зон перекрытий, возводимых методом подъема

Эффективность применения неразрезных плит перекрытий зданий, возводимых методом подъема этажей, тесно связана с условиями обеспечения их прочности на продавливание в зонах опирания, где находятся обрамленные стальными воротниками отверстия для пропуска колонн. Из ряда факторов, определяющих сопротивление железобетонных плит продавливанию [1], влияние формы, габаритов, жесткости стальных воротников недостаточно и учитывается на основе приближенных рекомендаций.

Согласно п.5.23 СН 451-72 [2], прочность на продавливание определяется по формуле

$$P_{пр} \leq m_{п.б} R_p b_{ср} h_0, \quad (1)$$

где  $b_{ср}$  — средний периметр пирамиды продавливания, меньшее основание которой очерчивает внешний контур воротника, и боковые грани наклонены под углом  $45^\circ$  к горизонтали;  $m_{п.б}$  — коэффициент, равный 0,75 для короткого и 0,6 для длинного воротника.

Короткие воротники с вылетом элементов от грани отверстия не более  $h_0$  и длинные крестовые с вылетом консолей до  $3 h_0$  конструируются так, чтобы отношение жесткостей двух их параллельных ветвей и соответствующего им по ширине сплошного участка плиты

$$E J_v / E_6 J_{пл} \geq 0,25. \quad (2)$$

При этом воротники рекомендуется рассчитывать без учета работы окружающего их бетона [2].

Для уточнения методики расчета опорных зон перекрытий на продавливание по разработанной авторами программе в НИИСК были проведены испытания опытных образцов плит со стальными воротниками различных типов.

Опытные плиты размером  $1700 \times 1700 \times 140$  мм с отверстием в центре (рис. 1) изготовляли из тяжелого бетона марки М300 группами по 2 близнеца в каждой, они отличались только конструкцией стальных воротников (рис. 2).

Образцы были рассчитаны как плиты, свободно опертые по контуру и загру-

женные сосредоточенной силой через штамп-воротник в центре. Прочность на продавливание определялась по формуле (1) при принятых значениях коэффициента  $m_{п.б}$ , а также при  $m_{п.б} = 1$  для всех типов воротников. Армирование всех плит одинаково, по расчету прочности нормальных сечений методом предельного равновесия из условия  $R_{изг} > \text{макс.}$   $R_{пр}$ , исключаяющим разрушение от изгиба. Прочность стальных воротников для 1-й серии (группы П1—П3) рассчитана в соответствии с СН 451-72 [2], а для 2-й серии (П4—П6) ветви воротника рассчитаны с учетом работы окружающего бетона как жесткая арматура условного железобетонного элемента прямоугольного сечения [3].

Данные по опытным плитам, определенные при средних характеристиках материалов ( $\bar{R}_p = 1,9$  МПа;  $\bar{R}_{сп} = 21,4$  МПа;  $\bar{R}_a = 435$  МПа), приведены в табл. 1.

Испытания плит проводили на специальной установке в положении «растянутая зона вверх» при опирании образца по контуру на жесткую опорную раму через слой цементного раствора

Таблица 1

Группа плит	Характеристика воротников			$R_{изг}$ , кН	$R_{пр}$ , кН
	вылет ветвей, мм	сечение ветвей, мм	относительная жесткость ветвей по (2)		
П-1	80 ( $< h_0$ )	100×80×8	0,47	547	302
П-2	80 ( $< h_0$ )	100×80×12	0,67	547	302
П-3	250 ( $2h_0$ )	100×80×12	0,34	714	326
П-4	160 ( $1,5h_0$ )	100×80×10	0,4	625	254
П-5	250 ( $2h_0$ )	100×80×10	0,3	714	326
П-6	340 ( $3h_0$ )	100×80×10	0,24	833	398

Таблица 2

Серия плит	$R_k$	$R_{пр}$	$R_p$	$E_6 \cdot 10^{-4}$
I	33,4	23,9	2,12	3,17
II	32,5	23,3	2,01	3,08

та и др.), уменьшение длительности ТВО, увеличение долговечности дорогостоящих форм и самое главное улучшение условий труда. Эффективность добавок на стадии изготовления оценивается примерно 1,2—1,6 р/пог. м трубы.

Очень важно, что при использовании подвижных пластифицированных бетонных смесей, как показали исследования НИИЖТ и НИИЖБ, удается снизить шероховатость внутренней поверхности труб с 90 до 40—50 мкм (ГОСТ 2789—73). В результате (по данным НИИЖТ) можно сэкономить 50—100 тыс. кВт·ч электроэнергии на 1 км трубопровода (2—3 р/пог. м). Более гладкая внутренняя поверхность позволит в некоторых случаях уменьшить диаметр трубопровода примерно на один размер по сортаменту, что даст значительную экономию высокопрочной проволоки и бетона.

Существенную экономию пара обеспечивает обогрев труб под неразъемными шлами из мелиоративной ткани конструкции НИИЖБ и Бендерского ПО Промводмонтаж, их надевают на форму трубы, например формирование труб шлами монтируют на стальной крышке, имеющей два герметичных люка для прохода строповочных устройств. Опытная партия чехлов, изготовленная Бендерским ПО Промводмонтаж, проходит производственную проверку. Ожидаемый эффект от их применения составит 1,2—1,6 р/пог. м трубы.

В настоящее время следует приступить к изготовлению форм с паровыми шлами. Такие конструкции опробованы НИИЖБ и Московским заводом железобетонных труб, затем усовершенствованы и внедрены НИИОМ и на Долгопрудском комбинате строительных материалов и конструкций. Применение таких форм уменьшит затраты пара.

На Минераловодском заводе железобетонных напорных труб доведены до рабочего состояния первые промышленные образцы оборудования нового типа — машины и механизмы для изготовления спирально-перекрестных каркасных форм новой конструкции, машина формализации внутреннего диаметра трубы и др. Эти разработки ИСиА Строй БССР и Гипростроммаша при участии Союзводоканалпроекта, ВНИИЖБ и НИИЖБ позволяют существенно улучшить технико-экономические показатели труб.

Учетом последних достижений технологии производства труб и оборудования следует модернизировать многие машины, работающие уже почти 20 лет. Это позволило бы по проработкам Гипростроммаша улучшить технико-экономические показатели производства труб и повысить мощность предприятий.

Значительный эффект в области повышения качества и снижения стоимости труб был бы достигнут при организации территориальных объединений по изготовлению и укладке.

#### Вывод

Реализация предложений по совершенствованию структуры планирования производства напорных труб, некоторых методов их изготовления и создания территориальных объединений даст возможность наладить выпуск качественных и экономичных труб, а также ликвидировать брак при их транспортировке и укладке.

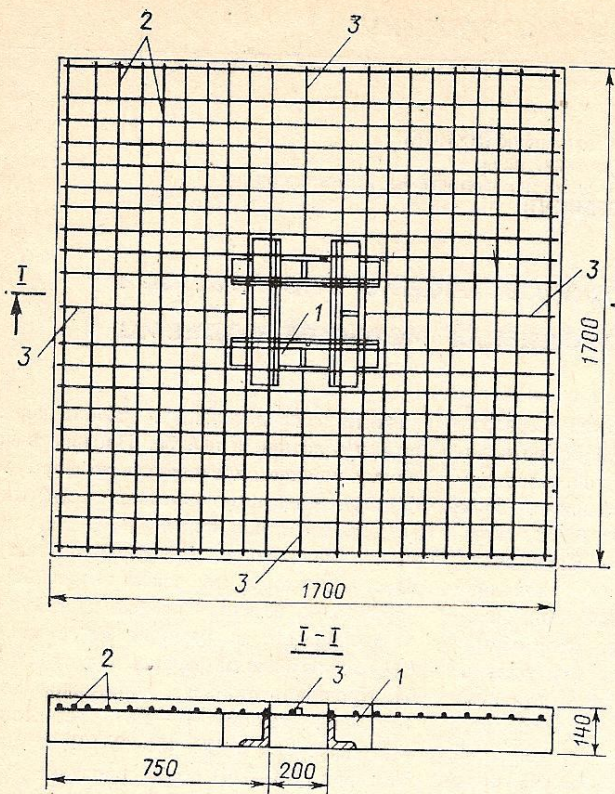


Рис. 1. Конструкция опытных образцов плит  
1 — стальной воротник; 2 — арматурная сетка из стержней  $\varnothing 12A-III$   
3 — отдельные стержни  $\varnothing 12A-III$

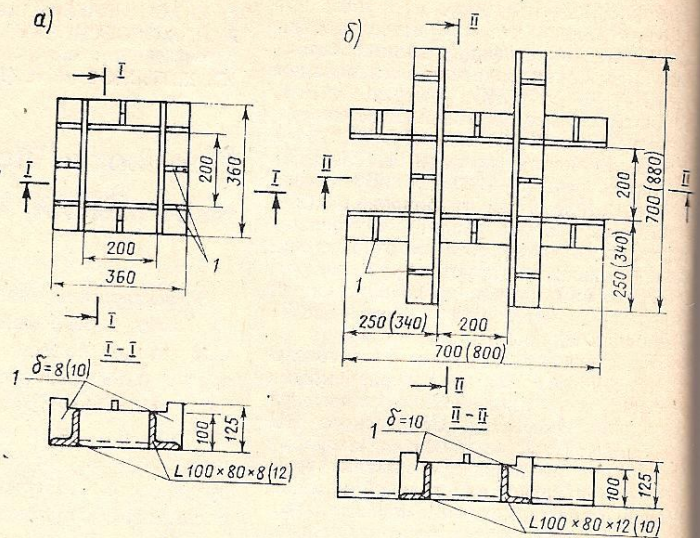


Рис. 2. Конструкции стальных воротников  
а — короткие В-1 (В-2); б — длинные крестовые В-3 (В-6); 1 — ребра жесткости

(рис. 3). Фиксировали прогибы ряда точек по осям плит; деформации ветвей стальных воротников и рабочей арматуры в зоне продавливания; деформации бетона, появление и развитие трещин. Фактические характеристики бетона опытных образцов приведены в табл. 2. Характеристики арматуры (в МПа):  $\sigma_T = 451$ ;  $\sigma_{вр} = 685$ ;  $E_a \cdot 10^{-5} = 2,06$ .

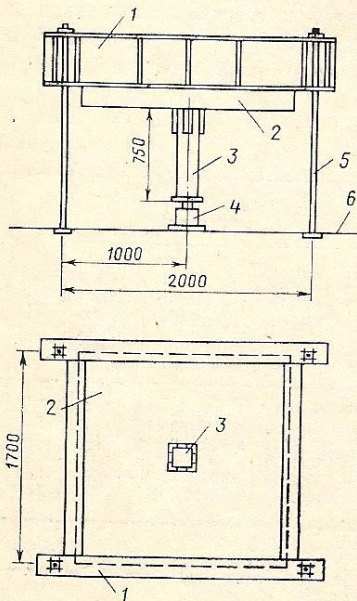


Рис. 3. Схема испытаний плит на продавливание  
1 — опорная рама; 2 — плита; 3 — стойка; 4 — гидравлический домкрат; 5 — тяжи; 6 — силовой пол

При нагружении плит первые трещины появлялись вблизи от углов отверстия и развивались по диагональным направлениям к опорному контуру. С увеличением нагрузки зоны трещин расширялись в направлении к главным продольным осям плит.

После появления трещин пропорциональность прироста прогибов нарушалась, и наиболее значительно на последних ступенях нагружения.

Измерения относительных деформаций арматуры тензорезисторами показали, что наибольшие напряжения развивались в стержнях, расположенных в габарите ветвей воротников, а их величина составляла 250—350 МПа и была ниже предела текучести. Измерения деформации ветвей наиболее нагруженных воротников по их растянутой грани свидетельствовали об упругопластической, а по сжатию грани (в зоне передачи нагрузки) — о пластической стадии работы стали перед разрушением образцов.

Все плиты разрушались с явными признаками продавливания — треск и звук «выхлопа», вдавливание стального воротника в бетон сжатой зоны и образование четко очерченного трещинами контура поверхности отрыва. Форма последней близка к поверхности усеченного конуса, нижнее основание которого имело диаметр, примерно равный габариту воротника в плане, а образующая

в пределах рабочей высоты была наклонена к горизонтали под углом 25—30°. При пересечении образующей продольной арматуры ее наклон уменьшался, поэтому в плитах с длинными воротниками границы верхнего основания конуса продавливания располагались на растянутой грани вблизи опорного контура, а в ряде случаев выходили на боковые грани плиты.

В табл. 3 сопоставляются опытные величины продавливающей силы для всех плит с ее расчетными значениями, определенными по формуле (1) при фактической прочности бетона и величине коэффициента  $m_{п.б}$  по СН 451-72 —  $P_1^T$ , а также при  $m_{п.б} = 1 - P_2^T$ .

Таблица 3

Группа плит	$\frac{E J_V}{E_6 J_{пл}}$	$P_{оп}$ , кН	$P_1^T$ , кН	$P_2^T$ , кН	$\frac{P_{оп}}{P_1^T}$	$\frac{P_{оп}}{P_2^T}$
П1	0,47	480	336	448	1,43	1,07
		456			1,36	1,02
П2	0,67	480	336	448	1,43	1,07
		492			1,46	1,1
П3	0,34	544	363	605	1,5	0,9
		540			1,49	0,89
П4	0,4	515	268	447	1,92	1,15
		493			1,84	1,1
П5	0,3	538	344	574	1,56	0,94
		535			1,56	0,93
П6	0,24	597	421	701	1,42	0,85
		582			1,38	0,83

Примечание. Два значения даны для плит А и Б.

Как видно из табл. 3, все плиты имеют значительный запас прочности на продавливание:  $R_{оп}/P_1^T = 1,36—1,92$ , что свидетельствует о существенном занижении в СН 451-72 коэффициента  $m_{п.б.}$ , особенно для длинных воротников, принятых по данным ограниченных опытов. Относительная жесткость и форма воротника (квадратный, крестовый) при вылете его ветвей от грани отверстия до  $1,5 h_0$  практически не влияет на величину  $m_{п.б.} = R_{оп}/P_1^T$ . При увеличении вылета ветвей длинных крестовых воротников до  $2 h_0$  и  $3 h_0$  коэффициент  $m_{п.б.}$  принимает значения 0,9 и 0,8 соответственно.

Данные экспериментов подтверждают также целесообразность изменения принятой в [2] методики расчета прочности

ветвей воротника. Их сечение должно определяться с учетом совместной работы с окружающим бетоном и растянутой арматурой плиты в зоне продавливания, т. е. как жесткой арматуры условного изгибаемого элемента по [3] с шириной сжатой зоны, равной ширине стального профиля. При этом должно выполняться условие (2).

#### Выводы

Принятая в СН 451-72 методика расчета опорных зон плит перекрытий с короткими и длинными стальными воротниками значительно занижает их прочность на продавливание, что приводит к перерасходу материалов и ограничивает область применения конструкций. Расчет можно производить по формуле (1)

при повышенных значениях коэффициента  $m_{п.б.}$ , принимаемых равными 1; 0,9 и 0,8 соответственно для воротников с вылетом ветвей  $\leq 1,5 h_0$ ;  $2 h_0$  и  $3 h_0$ .

Сечение ветвей воротников должно определяться расчетом на прочность при изгибе как жесткой арматуры, работающей совместно с бетоном и растянутой арматурой в зоне продавливания, и соответствовать условию (2).

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пыжов Ю. К., Стернин Х. Х. Исследование влияния характеристик железобетонных плит на их сопротивление продавливанию. В кн.: Проектирование зданий, сооружаемых методом подъема. Л., 1976.
2. Временные указания по проектированию гражданских зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей. СН 451-72. М., Стройиздат, 1974.
3. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. М., Стройиздат, 1978.

УДК 693.565

Н. А. МАРКАРОВ, д-р техн. наук; А. М. ИБРАГИМОВ, инж. (НИИЖБ)

## Определение напряжения в бетоне в момент его обжатия

Напряжения в бетоне  $\sigma_{б.н}$  в сечениях, нормальных к продольной оси элемента как в момент его обжатия, так и в стадии эксплуатации, определяются как для упругих материалов по приведенному сечению согласно СНиП II-21-75.

При подсчете приведенных характеристик сечения учитывается площадь продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, умноженная на отношение модулей упругости арматуры и бетона ( $n = E_a/E_b$ ).

Начальный модуль упругости  $E_{б0}$  при передаточной прочности бетона  $R_0 < \bar{R}$  отличается от  $E_b$  при проектной марке  $\bar{R}$ .

Несмотря на это, в практике проектирования преднапряженных конструкций, в некоторых учебных пособиях и в программах для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ при определении характеристик сечения ( $F_n, S_n, J_n$ ) и подсчете напряжений  $\sigma_{б.н}$  начальный модуль упругости бетона  $E_b$  всегда принимается соответствующим проектной марке. Это является неверной практикой нормативных документов. При величинах передаточной прочности бетона  $R_0 = (0,7...0,8) \bar{R}$  разница между  $n_0$  и  $n$ , определенных с учетом  $E_{б0}$  и  $E_b$ , незначительна.

Между тем, различие между соответствующими расчетными характеристика-

ми становится значительным при снижении  $R_0$ . Так, если при  $R_0 = (0,7...0,8) \bar{R}$  учет  $E_b$  при проектной марке приводит к снижению величины приведенных характеристик сечения и, следовательно, к завышению напряжений в бетоне  $\sigma_{б.н}$  на 1—5%, то при  $R_0 < (0,7...0,8) \bar{R}$  и вплоть до  $0,5 \bar{R}$ , согласно СНиП,  $n_0$  и  $n$ , заметно отличаются, что приведет как к изменению величин приведенных характеристик сечения и напряжений в бетоне в момент обжатия  $\sigma_{б.н}$ , так и к изменению расчетных величин потерь напряжения в арматуре от быстроснатекающей  $\sigma_b$  и длительной  $\sigma_d$  ползучести бетона, кривизны  $\rho$ , обусловленной выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия  $N_0$ , и т. д.

Расчетами установлено, что при  $R_0 < 0,7 \bar{R}$  эта разница достигает 10% (в зависимости от процента армирования напрягаемой и ненапрягаемой арматуры), поэтому возникает необходимость учета  $E_{б0}$ , соответствующей передаточной прочности бетона  $R_0$ , при подсчете приведенных характеристик сечения и напряжений в бетоне  $\sigma_{б.н}$  в момент его обжатия.

Поскольку в нормативно-рекомендательных документах отсутствуют значения  $E_{б0}$ , то для их отыскания при  $E_{б0} < E_b$ , соответствующих значениям

передаточной прочности бетона естественного твердения  $R_0$ , рекомендуется определять по известной формуле

$$E_{б0} = \frac{550\,000 R_0}{270 + R_0}$$

При тепловлажностной обработке бетона значения  $E_{б0}$  снижаются на 10%. Учет начальной величины модуля упругости бетона  $E_{б0}$  возможно приведет и к корректировке предельных величин относительного обжатия бетона  $\sigma_{б.н}/R_0$  для центрально- и внецентренно-обжатых преднапряженных конструкций, которые нормируются СНиП II-21-75. Расчетом установлено, что при учете  $E_b$ , соответствующей проектной марке  $\bar{R}$ , и при  $\sigma_{б.н}/R_0 = 0,75...0,83$  эти значения получат снижение на 3—10%, при учете  $E_{б0}$ , соответствующей передаточной прочности бетона  $R_0$ ,  $\sigma_{б.н}/R_0 \leq 0,75$ .

В противном случае для соблюдения требований нормативных документов\* ( $\sigma_{б.н}/R_0 \leq 0,75$ ) необходимо снижать величину преднапряжения в арматуре  $\sigma_0$  или увеличивать приведенное сечение конструкции, что вызовет неполное использование высокопрочной арматуры или увеличение расхода бетона.

При учете  $E_{б0}$ , соответствующей передаточной прочности бетона  $R_0$ , снижение потерь напряжения от быстроснатекающей и длительной ползучести бетона приводит к повышению расчетных значений трещиностойкости конструкций.

Итак, при подсчете напряжений в бетоне  $\sigma_{б.н}$  в момент обжатия начальный модуль упругости бетона  $E_{б0}$  рекомендуется принимать соответствующим передаточной прочности бетона  $R_0$ .

\* Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1977.



## К оценке минимального процента армирования для изгибаемых элементов

В практике проектирования слабоармированных изгибаемых элементов встречаются случаи, когда действующий момент от внешних нагрузок и от нагрузки собственной массы  $M$  меньше момента образования нормальных трещин  $M_t$ . Согласно СНиП II-21-75, площадь сечения продольной растянутой арматуры для таких элементов определяется из расчета по прочности, увеличенной на 15%. При этом наименьшее ее количество ограничивается минимальным процентом армирования, который принимается постоянным, равным 0,05%, независимо от величины действующего момента и марки бетона. В результате увеличения геометрических размеров элемента (по архитектурным, конструктивным, теплотехническим, звукоизоляционным или другим соображениям, не связанным с прочностью сечения элемента) при постоянном  $M$  повышается количество продольной арматуры, что часто неоправдано.

В данном случае минимальное количество растянутой продольной арматуры

установлено расчетом, обеспечивающим прочность сечения без учета работы бетона растянутой зоны и прочности арматуры.

Условие прочности нормальных сечений — это уравнение равновесия моментов внутренних и внешних сил, когда напряжения в арматуре достигают физического или условного предела текучести, равного  $R_a$ .

$$M = R_0 F_a (h_0 - \beta_0 x), \quad (1)$$

где  $\beta_0$  — коэффициент, характеризующий положение равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона относительно крайнего сжатого волокна сечения:

$$\beta_0 = \frac{2\xi_0 + 1}{6\xi_0} [1];$$

$x$  — условная высота сжатой зоны бетона при прямоугольной эпюре напряжений.

Решая (1) совместно с уравнением равновесия продольных сил, записываемого в виде  $R_a F_a = R_{np} b x$ , выражение для нахождения минимального количе-

ства продольной арматуры принимает вид

$$\mu_a = \frac{1}{2\beta_0} \frac{R_{np}}{R_a} (1 - \sqrt{1 - 4m\beta_0}). \quad (2)$$

где  $m$  — относительная величина момента от действия внешней нагрузки и собственной массы:

$$m = \frac{M}{R_{np} b h_0^2}.$$

Условие, обеспечивающее прочность продольной арматуры от разрыва, представляет собой зависимость совместности деформирования бетона и арматуры, которая, согласно [1], записывается в виде

$$\delta_s = 2\varepsilon_R \xi_0 \left( \frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right), \quad (3)$$

где  $\delta_s$  — предельные деформации арматуры;  $\varepsilon_R$  — предельные деформации бетона при равномерном сжатии;  $\xi_0$  — параметр, характеризующий упругопластические свойства бетонов, определяемый по СНиП II-21-75.

Принимая для обычных тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях  $\varepsilon_R = 0,002$ , из совместного решения условия деформирования (3) и уравнения равновесия продольных сил находим минимальное количество продольной растянутой арматуры, обеспечивающее ее прочность:

$$\mu_a = \frac{\xi_0^2}{250\delta_s + \xi_0} \frac{R_{np}}{R_a}. \quad (4)$$

Граничное относительное значение внешнего момента  $m_0$ , удовлетворяющее одновременно условию прочности нормальных сечений как по бетону, так и по арматуре, находят в результате совместного решения уравнений (2) и (4):

$$m_0 = \frac{\xi_0^2}{250\delta_s + \xi_0} - \beta_0 \times \left( \frac{\xi_0^2}{250\delta_s + \xi_0} \right)^2. \quad (5)$$

В случае когда величина относительного момента от действия внешних сил и собственной массы  $m$  меньше его граничного значения  $m_0$ , площадь сечения

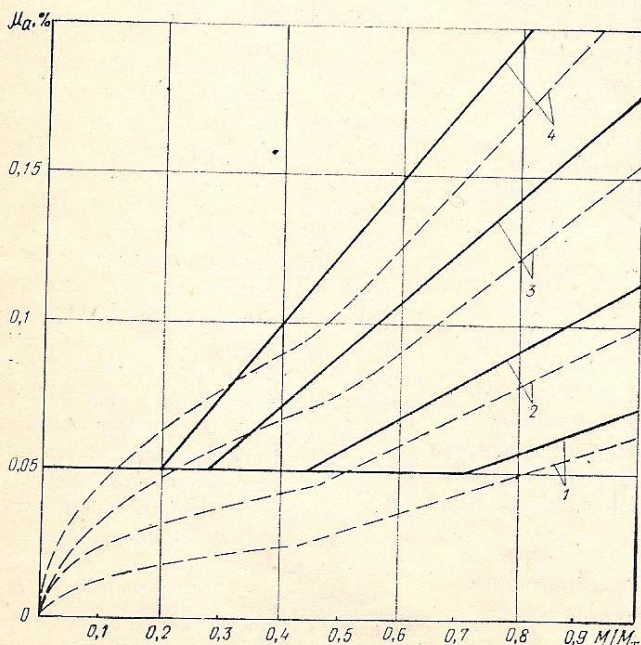


График изменения минимального процента армирования в зависимости от отношения действующего момента к моменту образования нормальных трещин для стали класса А-III  
расчет:  
по СНиП II-21-75; — — — по предложению авторов;  
марки бетона:  
1 — М100; 2 — М200;  
3 — М400; 4 — М800

продольной растянутой арматуры  $F_a$  принимается постоянной и равной площади арматуры, соответствующей граничному относительному моменту  $m_0$ ; отсюда минимальный коэффициент продольного армирования при  $m < m_0$  выражается зависимостью:

$$\mu_a = \frac{\xi_0^2}{250\delta_s + \xi_0} \frac{R_{np}}{R_a} \sqrt{\frac{m}{m_0}} \quad (6)$$

Таким образом, для изгибаемых слабоармированных элементов, когда действующий момент от внешних сил и нагрузки собственной массы меньше момента образования нормальных трещин, минимальный коэффициент продольного армирования можно найти исходя из условия

$$\mu_a = \frac{1}{2\beta_0} \frac{R_{np}}{R_a} (1 - \sqrt{1 - 4m\beta_0}), \quad (7)$$

при этом  $\mu_a \geq$  выражения (6). На рисунке показан график изменения минимального процента продольного армирования в зависимости от отношения  $M/M_T$  для различных марок бетона, вычисленного по СНиП II-21-75 и по предлагаемой методике, для стали класса А-III при  $\delta_s = 14\%$ .

Из рисунка видно, что минимальный процент армирования, по предложению авторов, несколько ниже, чем это требуют нормы, и лишь в небольшой области изменения внешнего момента для бетона марок М300 и выше СНиП предлагает несколько меньшее количество арматуры. Следует отметить, что для надежности расчета в рассматриваемом подходе не учитывалась работа арматуры за условным пределом текучести, оцениваемая в нормах коэффициентом  $m_{ak}$ .  $M_T$  и  $\xi_0$  можно определять и по методике [2].

Для многих слабоармированных конструкций (плиты покрытия, фундаментные плиты, стеновые панели и др.) снижение минимального процента армирования позволит получить значительную экономию стали. Так, для керамзитобетонных плит покрытия типа Ч при относительной величине действующего момента 0,0106 требуемый процент продольного армирования по формуле (7) равен 0,0134% (по СНиП 05%). При общем годовом объеме выпуска таких плит 120 тыс. м<sup>2</sup> экономия стали составляет свыше 60 т.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Ильин О. Ф. Обобщенная методика расчета прочности нормальных сечений с учетом особенностей свойств различных бетонов. — В кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. М., НИИЖБ, 1980.  
Ильин О. Ф., Залесов А. С. Применение обобщенного метода к расчету изгибаемых элементов по образованию нормальных трещин. — В кн.: Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. М., НИИЖБ, 1979.

## Теория

УДК 624.073

П. Г. ЛАБОЗИН, канд. техн. наук (ЦНИИСК)

## Расчет многопустотных панелей

В крупнопанельном домостроении многопустотные плиты применяются не только как настилы перекрытий, опирающиеся по двум сторонам и работающие по балочной схеме, но и как плиты на комнату с опиранием по трем и четырем сторонам. Учет в несущей способности пространственной работы может дать существенную экономию материалов. Он необходим также для конструкций из многопустотных настилов, лежащих рядом, когда стыки замонотничены и часть нагрузки передается с одного настила на другой через швы. Однако при этом расчетная схема имеет вид балки, ослабленной отверстиями. В результате исследований [1] установлено, что в этом случае следует учитывать деформации сдвига, особенно вызванные влиянием поперечных сил в ребрах и внешних слоях.

Прогиб деформаций сдвига может превышать прогиб от изгибающего момента. Кроме того, в реальных конструкциях многопустотных железобетонных плит необходимо учитывать при расчетах также физическую нелинейность и неоднородность материала.

Рассмотрим многопустотную панель как трехслойную пластину, состоящую из внешних ортотропных слоев и среднего слоя, ослабленного пустотами. Одно из трех уравнений изгиба многопустотной плиты, учитывающее деформации сдвига по площадкам, перпендикулярным оси  $OY$ , и физическую нелинейность материала в направлениях  $OX$  и  $OY$  запишется в виде:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{1 - \nu_1 \nu_2} \frac{\partial D_1}{\partial x} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{D_1}{1 - \nu_1 \nu_2} \times \\ & \times \frac{\partial^3 \omega}{\partial x^3} + \frac{\nu_1}{1 - \nu_1 \nu_2} \frac{\partial D_2}{\partial x} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \\ & + \frac{\nu_1 D_2}{1 - \nu_1 \nu_2} \frac{\partial^3 \omega}{\partial x \partial y^2} + D_k \frac{\partial^3 \omega}{\partial x \partial y^2} + \\ & + \frac{\partial D_k}{\partial y} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} = \frac{\nu_2}{1 - \nu_1 \nu_2} \frac{\partial D_2}{\partial x} \times \\ & \times \frac{\partial Q_y}{\partial y} + \frac{\nu_1 D_2}{1 - \nu_1 \nu_2} \frac{D_2}{D_{Q_y}} \times \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \times \frac{\partial^2 Q_y}{\partial x \partial y} + \frac{1}{2D_{Q_y}} \frac{\partial D_k}{\partial y} \frac{\partial Q_x}{\partial y} + \\ & + \frac{D_k}{2D_{Q_x}} \frac{\partial^2 Q_x}{\partial y^2} - Q_x. \quad (1) \end{aligned}$$

При равномерно распределенной нагрузке и граничных условиях, соответствующих защемленной по краям полосы, решение уравнения (1) методом малого параметра без учета сдвига дает выражение прогиба:

$$\begin{aligned} \omega_1 = & \frac{16 \left( y^2 - \frac{l_1^2}{4} \right)^2}{l_1^4} \xi + \\ & + \frac{48A_1' \cdot 256 \left( y^2 - \frac{l_1^2}{4} \right)^2}{5D_2' l_1^8} \xi^2; \quad (2) \end{aligned}$$

$$q = \frac{384D_2'}{l_1^4} \xi - \frac{12 \cdot 288 \cdot 2A_1'}{5l_1^6} \xi^3. \quad (3)$$

Формула (2) выражает прогиб полосы, ослабленной пустотами, с учетом физической нелинейности железобетона. Для вычисления прогиба необходимо из выражения (3) найти значение  $\xi$  и подставить в формулу (2). Найдем выражение прогиба в случае изгиба пластины при тех же граничных условиях, с учетом деформаций сдвига, но без учета физической нелинейности. Выражение изгибающего момента для панели с защемленными концами запишется в виде

$$M = \frac{q l_1}{2} y - q \frac{y^2}{2} - q \frac{l_1^2}{12}. \quad (4)$$

При заданных граничных условиях прогиб определяется из выражения:

$$D_2 \omega_2 = \frac{q l_1^4}{384} \left( 1 + \beta \frac{48}{l_1^2} \right). \quad (5)$$

Первый член представляет собой прогиб без учета деформаций сдвига, второй — дополнительный прогиб от сдвига.  $\beta$  — отношение изгибной  $D_2$  и сдвиговой  $D_{Q_y}$  жесткости.

Изгибная жесткость без учета нелинейной части подсчитывается по формуле

$$D'_2 = \frac{E_6 (h^3 - d^3)}{12 (1 - \nu_1 \nu_2)} + F_a^y E_a \frac{a^2}{l_1} \quad (6)$$

Сдвиговая жесткость в сечении, ослабленном пустотами:

$$D_{Q_y} = D_{1Q_y} + D_{2Q_y} = G_6 \delta_2 + \frac{2E_6 \delta^3 \delta_1^3}{2c_1 h \delta^2 + c_1^2 \delta_1^2} \quad (7)$$

**Пример.** Требуется определить прогиб панели, опертой по двум сторонам, параллельно пустотам при:  $d=16$  см;  $c_1=18,5$  см;  $h=24$  см;  $l=400$  см;  $l_1=232$  см;  $E_6=2 \cdot 10^4$  МПа;  $E_a=2,1 \cdot 10^5$  МПа;  $A_1'=2,41 \cdot 10^{11}$  МПа;  $F_a^y=4$  мм;  $u=10$  см (рис. 1).

По формуле (6)  $D'_2=1020 E_6$ . По формуле (7)  $D_{1Q_y}=3,08 E_6$ .

Прогиб с учетом деформаций сдвига посередине плиты определяется по формуле (5):

$$\omega_2 = q \cdot 0,038 (1 + 0,23).$$

С учетом физической нелинейности материала, прогиб посередине панели в зависимости от нагрузки:

$$q = 26\xi - 96,4\xi^2.$$

График изменения прогиба панели, с учетом деформаций сдвига и физической нелинейности, представлен на рис. 2.

Как видно из проделанных расчетов, прогиб посередине панели, с учетом деформаций сдвига, превышает прогиб, подсчитанный по классической теории, на 23%, а с учетом физической нелинейности железобетона — при  $q=1$  — больше линейного на 27%.

При расчете прогибов с учетом образования трещин следует учитывать снижение жесткости панели ввиду наличия трещин и определять общую жесткость в соответствии с нормами

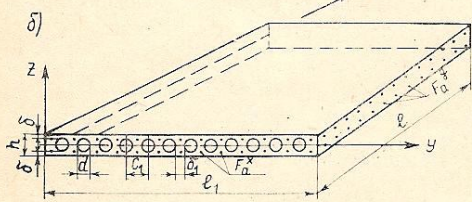
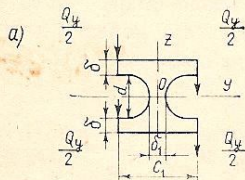


Рис. 1. Многопустотная панель, армированная в двух взаимно перпендикулярных направлениях  
а — схема деформации ячейки плиты; б — расположение осей

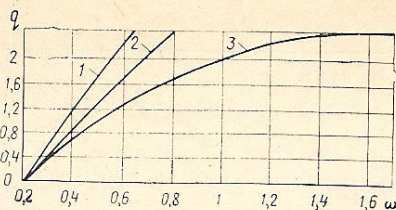


Рис. 2. График прогиба панели в центре  
1 — без учета деформаций сдвига и физической нелинейности; 2 — с учетом деформаций сдвига; 3 — с учетом деформаций сдвига и физической нелинейности

для изгибаемых железобетонных элементов.

При этом для каждого главного направления необходимо учитывать совместную пространственную работу плиты. Считая, что многопустотная панель после образования трещин работает как ортотропная пластина:

$$\frac{1}{\rho_2} = \frac{M_3}{E_a W_T (h_0 - z_{cp})} = \frac{\sigma_a}{E_{a,cp} (h_0 - z_{cp})} = \frac{\epsilon_{a,cp}}{h_0 - z_{cp}} \quad (8)$$

Из выражения (8) жесткость после образования трещин

$$B_1 = \frac{E_a}{\psi} W_T (h_0 - z_{cp}), \quad (9)$$

где  $\epsilon_{a,cp}$  — средняя деформация арматуры на участке между трещинами;  $z_{cp}$  — средняя высота сжатой зоны бетона;  $E_{a,cp}$  — средний условный модуль упругости растянутой арматуры;  $\sigma_a$  — напряжения растянутой арматуры в сечениях между трещинами;  $\sigma_a = \frac{E_{a,cp}}{\psi}$ ;  $\psi$  — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами;  $W_T$  — упругопластический момент сопротивления полосы шириной 1 см, ослабленной пустотами.

Заменяющий момент равен:

$$M_3 = M_y \left( 1 - \nu_2 \frac{M_x}{M_y} + \frac{D'_2}{D_{1Q_y}} \frac{1}{M_y} \times \left( \frac{\partial Q_y}{\partial y} + \frac{D'_2}{D_{2Q_y}} \frac{1}{M_y} \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right) \right) \quad (10)$$

Зная моменты  $M_x$  и  $M_y$ , по формуле (10) можно определить  $M_3$  и вести далее расчет по формулам СНиП II-21-75. При данных, принятых в рассмотренном примере для многопустотных плит, свободно опертых по двум сторонам параллельно пустотам,

$$M_3 = \frac{q l_1^2}{8} \left( 1 + \frac{D'_2}{D_{1Q_y}} \frac{8}{l_1^2} \right) \quad (11)$$

По формуле (11)  $D'_2=1020 E_6$ ;  $D_{1Q_y}=3,08 E_6$ ;  $M_3=35,29$  Н.

Упругопластический момент сопротивления находим как для двутаврового сечения с тонкой стенкой. Толщина заменяющей стенки определяется из условия равенства моментов сопротивления слоя, ослабленного пустотами, и заменяющей его стенки:

$$b = \frac{\delta_1^2}{c_1^2} = \frac{\left( \frac{2,5 + 18,5}{2} \right)^2}{18,5^2} = 0,35 \text{ см,}$$

тогда:  $L=0,066$ ;  $\gamma'=0,244$ ;  $T=0,228$ ;  $\mu=0,016\%$ ;  $\zeta=0,058$ ;  $z_1=21,5$  см;  $W_T=93,5$  см<sup>3</sup>;  $m=0,402$ ;  $\psi=0,928$ ;  $\frac{1}{\rho_2}=25,385 \cdot 10^{-5}$  см<sup>-1</sup>.

Прогиб с учетом образования трещин и действия поперечных сил  $f=0,1042 \frac{1}{\rho_2} l_1^2 = 1,42$  см.

В данном случае действие поперечных сил учтено только третьим членом в формуле (10). При более точных расчетах необходимо учитывать и четвертый член. Наибольшее совпадение прогибов, определяемых после образования трещин, отмечается при расчете многопустотных панелей как составных пластин из физически нелинейных материалов с учетом всех деформаций сдвига как во внешних слоях, так и в ребрах. При наличии экспериментальной диаграммы  $\sigma-\epsilon$ , в которой есть участок, отражающий деформации после образования трещин, многопустотная панель может быть рассчитана по деформациям как составная пластина из неоднородных нелинейно-упругих материалов.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лабзин П. Г. Расчет многопустотных и ребристых панелей с учетом деформаций сдвига. — Строительная механика и расчет сооружений, 1962, № 2.
2. Семенченко А. С. Испытание сборных перекрытий, опертых по контуру. — Бетон и железобетон, 1981, № 1.

#### Новые книги

Касимов И. К., Федотов Е. Д. Пропитка цементного камня органическими вяжущими. — Л., Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1981.

Резервы бригадного хозрасчета. Материалы Всесоюзного совещания-семинара передовых бригадиров хозрасчетных бригад по дальнейшему внедрению бригадного подряда (Москва, 29 января 1981 г.). Сост. А. Д. Опекунов. — М., Стройиздат, 1982.

Хаютти Ю. Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. — М., Стройиздат, 1981.

Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном. — М., Стройиздат, 1981.

## Методы обследования конструкций, пропитанных нефтепродуктами

Частую случается, что в процессе эксплуатации железобетонные конструкции промышленных зданий и сооружений пропитываются нефтепродуктами различных видов. Такие конструкции требуют тщательного обследования, поверочного расчета их несущей способности и т. п.

Лабораторные обследования железобетонных конструкций, пропитанных нефтепродуктами, следует начинать с их осмотра. При этом рекомендуется составить эскизный план конструкции (пример, перекрытия) и нанести на него пропитанные участки. Осмотр помещений следует начинать с нижележащих помещений. Затем на эскизный план наносят оборудование, расположенное на перекрытии, а также места, откуда попадают нефтепродукты. Места попадания на конструкции нефтепродуктов практически можно выделить на три категории: минеральные масла всех марок (снижают прочность бетона и сцепление его с арматурой); дизельное топливо и масляные эмульсии (снижают прочность и сцепление, но в меньшей мере, чем дизельное); керосин и бензин (практически не снижают). Как правило, в промышленных корпусах на конструкции попадают минеральные масла и эмульсии. Зачастую нефтепродукты попадают через отверстия, пробитые в стенах, трещины и швы проникают на нижние этажи, растекаются по плитам плит и балок, пропитывая поверхность бетонной плиты. При осмотре конструкций создается впечатление сквозной пропитки бетона. Для определения этого необходимо отслоить бетон с нижней поверхности глубиной 10—20 мм. Если бетон пропитан, откалывание необходимо проводить. Бетон, пропитанный на глубину более 20 мм, следует считать поврежденным.

Для определения прочности бетона в местах со сквозной пропиткой, на которые попадают минеральные масла, керосин или дизельное топливо. Для этого рекомендуется использовать приборы и приспособления склерометрического действия (прибор ХПС, завод НИИ Мосстроя и т. п.). Поверхность бетона, на которой опирается прочность, должен быть высушенным камнем. На подготовленную таким образом поверхность наносят шарик прибора (не менее 10 мм) и затем измеряют диаметр отпечатков прилагаемым к прибору приспособлением (мерной лупой,



Микрошлиф цементного камня, пропитанного минеральным маслом (X160)

специальной угловой линейкой и др.). По диаметру отпечатков с помощью таблиц устанавливают прочность бетона и умножают на коэффициент 0,85. Полученное произведение следует считать истинной прочностью пропитанного нефтепродуктами бетона.

Для сравнения определяют прочность бетона в непропитанных местах конструкций. При этом полученную прочность на 0,85 не умножают. Прочность непропитанного бетона определяют на участках, расположенных близко от пропитанных. Определить прочность бетона, пропитанного нефтепродуктами, ультразвуковыми методами не удается.

При определении прочности бетона, пропитанного минеральными маслами, марки последних не учитывают, так как все они снижают прочность бетона практически одинаково. Следует различать интенсивность воздействия минеральных масел на железобетонные конструкции. Обильным воздействием считается постоянное попадание масел на бетон, скопление их на плитах перекрытий или на противоположных плоскостях в виде капель. Периодическим воздействием считается попадание масла на бетон 1—2 раза в год (случайные проливы). При однократном попадании масел на бетон или с периодичностью 1 раз в 5—6 лет прочность бетона не снижается.

При обильном воздействии масел на бетон прочность снижается наиболее интенсивно. Если по каким-либо причинам невозможно определить прочность бетона склерометрическими методами или ее требуется знать ориентировочно, то после семи лет интенсивного воздействия масел на бетон проч-

ность его будет равна 1/3 первоначальной. При этом дальнейшего снижения прочности не будет. Для ориентировочного и экспрессного определения прочности промасленного бетона в более ранние сроки следует воспользоваться зависимостями, опубликованными ранее\*.

Минеральные масла всех марок (кроме вазелинового) значительно снижают прочность сцепления бетона с арматурой любого профиля. Сцепление промасленного бетона с арматурой гладкого профиля в любые сроки после пропитки можно принимать равным 35—40% первоначального. Сцепление промасленного бетона с арматурой периодического профиля при обильном попадании масел на конструкцию в течение 6—7 лет следует считать равным 1/3 первоначального. При этом в дальнейшем прочность сцепления снижаться не будет.

Бензин и керосин различных марок не снижают прочности сцепления бетона с арматурой периодического профиля. Однако керосин снижает сцепление с арматурой гладкого профиля примерно на 50%. Сцепление дизельного топлива снижается с арматурой периодического профиля на 15—20%, со стержнями гладкого профиля на 50—55%.

При обследовании конструкций не рекомендуется производить химические анализы проб бетона, так как нефтепродукты не вступают в химическое взаимодействие с материалами, составляющими бетон. Нефтепродукты не влияют на возникновение трещин, осплоений, вздутий и других видимых повреждений бетона. Нефтепродукты не вызывают и коррозии арматуры. Они не являются причиной деформаций набухания бетона. Деформации ползучести промасленного бетона в 3—5 раз меньше по сравнению с непромасленным.

В настоящее время известны способы повышения прочности бетона, пораженного минеральными маслами: удаление масла из железобетонных конструкций, а затем насыщение их водой и прогревание. Прочность такого бетона повышается только при наличии в нем некоторого количества негидратированных клинкерных зерен. Для этого необходимо взять из промасленных участков конструкции несколько небольших проб (1—2 см) раствора, изготовить из них микрошлифы и проанализировать

\* Васильев Н. М. Влияние нефтепродуктов на прочность бетона. — Бетон и железобетон, 1981, № 3.

их под микроскопом. При наличии в бетоне негидратированных клинкерных зерен они будут хорошо видны на микрошлифах. Эти зерна представляют собой окатанные неразмытые частицы темного цвета.

На микрошлифе промасленного бетона (см. рисунок) хорошо заметны клинкерные зерна. В нижнем левом углу видна группа негидратированных зерен.

Особое внимание при обследовании железобетонных конструкций, пропитан-

ных нефтепродуктами, следует уделить обнаружению динамических воздействий на них. Установлено, что пропитанный маслом бетон снижает выносливость по сравнению с контрольным (непропитанным) на 1—3 порядка. Станки или другое технологическое оборудование, расположенные на промасленных участках перекрытий и оказывающие на них динамические воздействия, необходимо снять и поместить на непропитанные участки.

Сотрясения конструкций, вызванные действием некоторых станков и машин, физически ощутимы обследователем. После обнаружения таких колебаний их следует измерить ручным вибрографом ВР-1, на ленте которого записывается их частота и амплитуда. Если на ленте просматривается амплитуда колебаний, то оборудование необходимо переместить на непропитанные нефтепродуктами участки конструкций (например, перекрытия).

УДК 624.075.23:620.191.33

## Трещинообразование в железобетонных колоннах при эксплуатации здания

Исследованиями НИИЖБ установлено, что образование трещин в железобетонных конструкциях происходит как на стадии изготовления в результате интенсивного обезвоживания свежееуложенного бетона, так и в процессе эксплуатации (ввиду значительных деформаций влажностной усадки).

На величину усадки бетона влияют  $V/C$ , расход цемента в бетоне, тонкость помола, состав и свойства цемента, наличие добавок, время и условия твердения бетона, вид и качество заполнителей и др. Кроме того, существенное влияние оказывают условия тепло- и массообмена с окружающей средой. Обычно в бетонах повышенной и нормальной плотности ( $V/C=0,6$ ), изготовленных на качественных заполнителях, усадка не превышает 0,1%; наличие в заполнителе глинистых и пылевидных примесей резко увеличивает усадку бетона (до 5%).

В большинстве колонн здания главного корпуса Красногвардейского мясоперерабатывающего завода объединения Мосмясопром, построенного 10 лет назад, обнаружены одиночные продольные трещины, имеющие ширину раскрытия до 7 мм. Обычно подобные трещины возникают в результате перенапряжения конструкций от действия нагрузок или из-за усадки бетона.

Поверочными расчетами установлено, что колонны имеют достаточную несущую способность. Бетон проб, взятых из колонн, имел рыхлую трещиноватую структуру, сцепление цементного камня с зернами крупного заполнителя (гравия и щебня) плохое, на поверхности образцов, а также в трещинах и лунках от крупного заполнителя были заметны кристаллические образования, состоящие преимущественно из мелкозернистого кальцита. При воздействии на бетон кислоты происходило ее вскипание, вода же быстро впитывалась. Бетон слабо карбонизирован (глубина карбонизации от наружной по-

верхности не более 1 мм), прочность его находилась в пределах 40—50 МПа.

Такое значительное количество расцеянного кальцита в бетоне не могло образоваться в результате карбонизации. Это дает основание предположить, что при изготовлении изделий применялись заполнители с большим содержанием известняковой пыли. Влажность бетона в колоннах находится в пределах 2,17—3%, т. е. он уже достиг равновесной влажности.

Поставленные при обследовании маяки на трещинах не раскрылись, что свидетельствует об относительной стабилизации усадочных деформаций бетона. Известно, что наиболее интенсивно усадка развивается в начальный период эксплуатации зданий (1—1,5 года), затем она постепенно затухает и может медленно продолжаться в течение 5—7 лет. В данном случае есть основания полагать, что усадка полностью прекратилась.

Таким образом, основной причиной образования трещин в железобетонных колоннах обследуемого объекта является влажностная капиллярная усадка бетона, изготовленного на некачественных заполнителях, содержащих недопустимое количество пылевидных фракций. При возведении новых сооружений рекомендуется уделять этому вопросу серьезное внимание и строго соблюдать действующие требования к качеству заполнителей.

Эффективным способом снижения трещинообразования бетона от усадки является уменьшение  $V/C$ , применение качественных заполнителей и введение в бетонную смесь ПАВ (СДБ, С-3, ГКЖ-10, ГКЖ-11).

Добавки позволяют сократить расход цемента на 18—20% (СДБ вводят в количестве до 0,5% массы цемента, С-3 — до 0,8%). При этом модуль упругости бетона уменьшается на 8—10%, усадка — на 13—15% и полезность повышается примерно на 10%.

В результате растягивающие напряжения в бетоне от деформаций усадки снижаются на 30—40% по сравнению с бетоном без добавки, а следовательно, резко уменьшается трещинообразование.

Рассмотренный пример указывает на недопустимость применения нестандартных заполнителей, имеющих в своем составе повышенное содержание пылевидных примесей. Наиболее опасно присутствие глинистых и илестых примесей, но, как показала практика строительства, и такие пылевидные составляющие, как известняк, мел и др. карбонатные породы, могут привести к образованию в бетонных и железобетонных конструкциях трещин, являющихся основной причиной коррозионных процессов.

Аналогичные случаи отмечались в Калуге, где в качестве крупного заполнителя применяли известняковый местный щебень (Восточно-Пятовский и Турынинский карьеры), характеризующийся наличием среди плотных и прочных слоев камня более слабых и рыхлых прослоек («пухляка»). В процессе дробления породы на щебень при отсутствии контроля за отсортировкой рыхлой породы от твердой в щебень попадало значительное количество рыхлых прослоек, превращавшихся при дроблении в муку. Содержание пылевидных фракций известняка в щебне доходило до 8—12%. На железобетонных конструкциях из бетона на таком щебне вскоре после распалубки обнаруживались значительные усадочные трещины (до 10 мм).

Простейшее мероприятие по обеспыливанию такого щебня на карьере позволило получать качественные трещиностойкие конструкции.

М. И. СУББОТКИН; А. С. ДМИТРИЕВ,  
кандидаты техн. наук;  
Л. И. КОШЕЛЕВА, инж.

## В Госстрое СССР

### О дальнейшем развертывании Всесоюзного социалистического соревнования

Коллегия Госстроя СССР и президиум ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов 3 декабря 1981 г. приняли постановление «О Всесоюзном социалистическом соревновании коллективов проектных, изыскательских и комплексных проектно-изыскательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР за успешное выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки».

В нем говорится, что в постановлении ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ от 26 марта 1981 г. «О Всесоюзном социалистическом соревновании за успешное выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки» отмечены огромное воодушевление и патриотический подъем коммунистов, рабочих, колхозников, интеллигенции, всего советского народа, вызванные докладом Генерального секретаря ЦК КПСС товарища Л. И. Брежнева на XXVI съезде партии, решениями съезда, Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года.

Трудовые коллективы проектных, изыскательских и комплексных проектно-изыскательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР, горячо поддерживая инициативу научных работников и проектировщиков института Гидропроект по повышению научно-технического уровня проектирования и снижению на этой основе сметной стоимости строительства объектов, экономии трудовых и материальных ресурсов, принимают повышенные сообразительности и определяют конкретные меры по улучшению качества проектов и максимальному использованию в них последних достижений науки и техники.

За счет совершенствования проектных решений, расширения применения эффективных конструкций и материалов, внедрения прогрессивных научных разработок, использования электронно-вычислительной техники институт ЦНИИ-проектстальконструкция Госстроя СССР принял обязательство в одиннадцатой пятилетке сократить на 290 тыс. т расход металла в проектах на строительство важнейших объектов пятилетки; институт Промстройпроект Госстроя СССР намечил в проектах, разрабатываемых в одиннадцатой пятилетке, снизить сметную стоимость строительства на 25 млн. р., трудоемкость строительно-монтажных работ на 140 тыс. чел.-дн., обеспечить экономии 4 тыс. т цемента и 3,5 тыс. т металла; институт ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя разрабатываемых в 1981 г. проектах обеспечить экономии около 50 тыс. т металла и 49 тыс. т условного топлива. Аналогичные социалистические обяза-

тельства приняты и многими другими коллективами.

В целях дальнейшего развития Всесоюзного социалистического соревнования коллективов проектных, изыскательских и комплексных проектно-изыскательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР за успешное выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки коллегия Госстроя СССР и президиум ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов утвердили условия этого соревнования и обязали госстрой союзных республик и республиканские комитеты профсоюза разработать на их основе и утвердить условия республиканского социалистического соревнования.

Руководители и местные комитеты профсоюза проектных, изыскательских и комплексных проектно-изыскательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР обязаны: довести условия Всесоюзного социалистического соревнования до всех работников институтов, трестов, их филиалов и отделений; мобилизовать коллективы на всемерное развертывание социалистического соревнования за успешное претворение в жизнь социально-экономических задач, намеченных XXVI съездом КПСС, выполнение и перевыполнение заданий одиннадцатой пятилетки;

поднять уровень организации социалистического соревнования, развивать его в тесной связи с мерами по совершенствованию хозяйственного механизма. Создать в каждом коллективе обстановку подлинного творческого поиска, трудовой сознательности и товарищеской взаимопомощи, высокой ответственности за порученное дело, непримирности к недостаткам, нарушениям трудовой дисциплины;

обеспечить активное участие в социалистическом соревновании рабочих, инженерно-технических работников, специалистов и служащих. Проводить соревнования под девизом: «Работать эффективно и качественно!».

Главпромстройпроекту, Госгражданстрою, госстройам союзных республик при подведении итогов особое внимание уделять коллективам, имеющим средние показатели и отстающим, давать оценку их деятельности, осуществлять меры по устранению причин, мешающих работе.

Для рассмотрения показателей работы проектных, изыскательских и комплексных проектно-изыскательских и научно-исследовательских организаций системы Госстроя СССР, достигнутых во Всесоюзном социалистическом соревновании, и подготовки предложений о награждении победителей соревнования образована рабочая Комиссия Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов.

## Стандарты

### О пересмотре стандартов на смесители

В отечественной практике исторически сложилась классификация смесительных машин для приготовления строительных смесей, в основу которой положен технологический признак: бетоносмесители и растворосмесители. Несмотря на то, что в технологии и оборудовании для приготовления бетонных и растворных смесей произошли значительные изменения, классификация существует и поныне. Сложившееся положение создает определенные трудности для строителей, работников промышленности сборного железобетона, проектно-конструкторских и научно-исследовательских организаций.

Как известно, большинство нефтеносных районов Западной Сибири и отдельные регионы нашей страны практически не располагают залежами крупных заполнителей и вынуждены работать на привозном заполнителе, что крайне неэкономично, или на цементно-песчаных смесях, т. е. на растворах. Приготавливают такие смеси, как правило, в бетоносмесителях.

Опыт обеспечения строек Москвы товарным бетоном показывает, что его приготавливают в турбулентных смесителях, т. е., по существующей классификации, в растворосмесителях. Совершенно очевидно, что необходимы определенная ясность и пересмотр классификации смесителей.

В основу предлагаемой классификации следует положить не технологический принцип, а конструктивные признаки смесителей: форму корпуса и расположение смесительных валов. По этим признакам смесители можно классифицировать следующим образом: барабанные (гравитационные); тарельчатые (принудительного действия с вертикально расположенными смесительными валами); лотковые (принудительного действия с горизонтально расположенными смесительными валами). Подобная классификация принята Европейским союзом по строительному оборудованию.

В настоящее время для приготовления бетонных смесей на пористых заполнителях, смесей для арболита нет надлежащих смесителей. Особенностью таких смесей является то, что пористые заполнители при перемешивании всплывают на поверхность, так как имеют меньшую плотность, чем остальные компоненты смеси.

Выпускавшиеся до недавнего времени тарельчатые смесители планетарного типа С-951 (СБ-62), наиболее пригодные для приготовления подобных смесей, по непонятным причинам сняты с производства.

Продолжительность приготовления легкобетонных смесей плотностью 1000 кг/м<sup>3</sup> и менее в тарельчатых смесителях роторного типа С-773 (СБ-35), СБ-93 и СБ-138 увеличивается до 5—7 мин при недостаточно удовлетворительном качестве перемешивания и

снижении производительности смесителей.

Для легкобетонных смесей находят ограниченное применение турбулентные смесители. Они благоприятно воздействуют на качество смесей и затвердевшего бетона в результате дробления слабых зерен заполнителя при больших скоростях вращения рабочего органа [1]. Однако при этом не учитывается, что процесс измельчения пористых заполнителей в турбулентных смесителях не регулируется и не управляется и зависит от не поддающихся точному учету факторов: качества и свойств пористых заполнителей, консистенции смеси, скорости вращения рабочих органов смесителя и т. д. В процессе измельчения увеличивается плотность приготовляемого бетона, что снижает его теплоизоляционные свойства. С позиций надежности и долговечности конструкция смесителя не предназначена для использования его в качестве измельчителя-дробилки. Кроме того, в таком смесителе можно готовить смеси подвижностью не менее 7 см.

Таким образом, надежно работающих смесителей для приготовления смесей на пористых заполнителях, выпускаемых машиностроительной промышленностью, в настоящее время нет.

Достаточный опыт эксплуатации лотковых смесителей СМ-290 (растворосмесителей по существующей классификации), модернизированных ВНПО Союзжелезобетон на приготовлении смесей

на пористых заполнителях, накоплен Главмоспромстройматериалами. В таких смесителях можно готовить легкобетонные смеси за нормируемый отрезок времени. Однако смесители СМ-290 более 10 лет сняты с серийного производства, а работающие в системе Главмоспромстройматериалов изготовлены собственными силами.

В зарубежной практике для приготовления легкобетонных смесей применяют лотковые смесители. Принудительное втапливание зерен пористых заполнителей вращающимися на горизонтальных валах лопастями обеспечивает равномерное распределение исходных материалов за нормируемый (30—60 с) отрезок времени. Кроме того, благодаря уменьшению продолжительности разгрузки готовой смеси сокращается цикл приготовления.

По данным Венгерского института строительства [2], использование лоткового двухвального смесителя по сравнению с тарельчатым роторным позволяет снизить энергоемкость приготовления на 20% и расход цемента в среднем на 56 кг/м<sup>3</sup>. Производством лотковых смесителей за рубежом занимаются фирмы «Эльба», «Штеттер», «Арбау», «Рейх» (ФРГ), «Сиоме» (Италия) и др. Такие смесители универсальны, т. е. пригодны для приготовления смесей на пористых и плотных заполнителях крупностью в зависимости от типоразмера от 70 до 180 мм.

ГОСТ 6508—74 «Растворосмесители циклические» (по предлагаемой классификации лотковые смесители принудительного действия с горизонтально расположенными смесительными валами) предусматривал наибольшие типоразмеры по вместимости 1000—1500 л. В пересмотренном ГОСТ 6508—81 наибольший типоразмер таких смесителей ограничен вместимостью 325 л, что для заводов сборного железобетона явно недостаточно.

Кроме того, в пересмотренном стандарте объединены два типа смесителей — тарельчатые (турбулентные) и лотковые, что, с нашей точки зрения, совершенно недопустимо. В нем снижена производительность смесителей вместимостью 150 и 325 л (вместо 30 циклов в час — 22—23).

Поскольку в настоящее время пересматривается ГОСТ 16349—70 «Бетоносмесители циклические», необходимо учесть в нем новую классификацию смесителей, в основу которой положен конструктивный признак, и объединить стандарты на бетоносмесители и растворосмесители в один.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Пахомов Ю. Ф. Бетоносмесители: качество продукции и интенсификация производства. — Механизация строительства, 1981, № 10.
2. Буркуш Ф. Бетоносмесители для получения цементобетона повышенной однородности. Доклады симпозиума «Стройдормаш-81». М., ЦНИИТЭстроймаш, 1981.

К. М. КОРОЛЕВ, канд. техн. наук

## Библиография

УДК 693.547.34(06)

## Книга для практиков

Р. Кенек. Защита поверхности бетона. Пер. с немецкого. М., Стройиздат, 1981, тираж 4000 экз.

В 1981 г. Стройиздат выпустил сравнительно небольшую (6,5 печ. л.) книгу известного в ФРГ специалиста в области реставрации и ремонта бетонных сооружений. Автор рассматривает разнообразные способы защиты поверхности бетона от действия внешней среды, ремонта конструкций и сооружений, их герметизации и заделки стыков и др.

Изложение материала книги предельно лаконично, отдельные разделы концептивны в подаче сведений. Такой стиль изложения потребовал большой собранности и внимания.

Рецензируемая книга злободневна, содержит много интересных фактических данных, которые можно непосредственно использовать строителям в их прак-

тической деятельности. Некоторые важные рекомендации автор дает на основании собственного опыта.

Несмотря на ограниченный объем, в книге приведены рекомендации по защите поверхности бетона: флюатирование, обработка олигомерными смолами, полимерными и полимерцементными составами и лессирующими красками, ремонт поверхностей бетона монолитных и сборных конструкций; заделка горизонтальных и вертикальных трещин, стыков между старым и свежим бетоном, ликвидация последствий коррозии арматуры, устранение пятен от ржавчины, масляных пятен и цветовой неравномерности и т. п. Ценность этих предложений в их конкретности: автор

указывает не только рецептуры составов для ремонта или защиты поверхности, но и технологию их нанесения — от подготовки поверхности до ухода за ней после нанесения на нее тех или иных составов.

В книге отражены вопросы ремонта конструктивного и облицовочного бетона, монолитных бесшовных полов, дымовых труб, дорожных бетонов, а также многочисленных объектов сельскохозяйственного строительства. Некоторые рекомендации достаточно хорошо апробированы в СССР, другие мало знакомы нашим строителям. Однако собранные вместе они, несомненно, представляют практический интерес. Многие из них можно выполнять с использованием средств малой механизации и непрофессионалам.

Таким образом, книга рассчитана на широкий круг читателей, в том числе тех, кто нуждается в советах по ремонту своих садовых и дачных домов, дорожек, гаражей и других объектов.

Объем книги требует краткости и от рецензента. Однако нельзя не отметить и некоторого недочета: следовало бы дать минимально возможные теоретические пояснения к наиболее часто встречающимся рекомендациям, чтобы исключить их сугубо эмпирический характер.

В целом, издана очень полезная книга.

В. Б. РАТИНОВ, д-р хим. наук, проф.

УДК 624.012.45:691.327:666.973.2.003.13

Эффективность комплексного применения конструкций из легкого бетона. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 2.  
Изложены результаты технико-экономических исследований комплексного применения легких бетонов (на примере керамзитобетона) для несущих конструкций промышленных (одноэтажных и многоэтажных), жилых и сельскохозяйственных зданий производственного назначения с учетом местных условий.  
Установлены критерии оценки экономической эффективности комплексного применения несущих конструкций из легких бетонов для различных районов страны в зависимости от вида строительства.

УДК 69.024:666.97.033.4

Совершенствование армирования и технологии изготовления ребристых панелей. А. К. Петрова, Л. А. Петров, Н. И. Коночкин, В. А. Потапов. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 4—6.  
Описаны более совершенные конструктивно-технологические решения ребристых панелей покрытия домов серии 121. Разработаны кондукторы для сборки и сварки пространственного каркаса и фиксирующее устройство, позволяющее изготовлять плоские каркасы ребер в строгом соответствии с проектом. Показан технико-экономический эффект осуществленных мероприятий. Табл. 1, ил. 3.

УДК 691.022—413:691.327:666.973.2:666.64—492.3

Пинаев И. Ф., Примаков В. П., Сухоруков В. Д. Преднапряженные стеновые панели из поризованного керамзитобетона. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 6—8.  
Приведены результаты экспериментальных исследований прочностных и деформативных свойств поризованного керамзитобетона марки М75, потерь преднапряжения арматуры классов Аг-VIC и А-IIIв в элементах и конструкциях из этого бетона. Обсуждена возможность целесообразности предварительного напряжения такого бетона и изготовлении стеновых панелей промзданий. Даны рекомендации по расчету и проектированию этих панелей и показан технико-экономический эффект их внедрения взамен типовых. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 691.54.003.13

Малинина Л. А., Бруссер М. И. Эффективность применения различных цементов. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 8—9.  
Предложены два интегральных показателя эффективности: удельный расход цемента и удельная стоимость цемента в единице объема затвердевшего цемента. На примере портландцемента марки М500 и быстротвердеющего цемента марки М400 показано, что в зависимости от требуемых показателей качества бетонов эффективность цементов резко изменяется. Табл. 1.

УДК 666.97.033.16

Азелицкая Р. Д., Черных В. Ф., Пшеничный Г. Н. О применении повторного вибрирования в заводской технологии. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 10—11.  
Показано, что для достижения максимального эффекта повторная виброобработка цементного теста и смеси должна осуществляться с учетом ступенчатости твердения портландцемента. Приводятся результаты физико-химических исследований свойств образцов, изготовленных обычным способом и с различными режимами виброуплотнения. Ил. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 691.87:691.714:539.3/6

Михайлов К. В., Мулин Н. М., Мамедов Т. И. О новых значениях расчетных сопротивлений арматурной стали. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 12—13.  
Кратко обосновано снижение коэффициентов безопасности по арматуре всех классов и соответствующее повышение их расчетных сопротивлений. Приведены численные значения прежних коэффициентов безопасности и расчетных сопротивлений арматуры и их новые значения. Показана величина ожидаемой экономии арматуры на уровне ее производства, запланированный на 1985 г. Табл. 2.

УДК 693.548

Рущевский А. Е., Погорелов С. А., Степанов А. М. Опыт использования отделочного материала «Белгородский белый». — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 14—15.  
Изложены технологические свойства и технико-экономическая эффективность применения этого материала. Определены технологические параметры изготовления и физико-механические свойства пластмассовых рельефовых панелей, используемых для создания декоративных поверхностей. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 666.97.033.16

Совершенствование режимов виброуплотнения бетона в кассетах. В. И. Сивко, А. Д. Легостаев, А. А. Коваленко и др. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 17—18.  
Изложены результаты экспериментального исследования работы кассетных установок. По специальной методике с помощью вибрационных устройств замерены амплитуды колебаний разделительных листов на различных этапах формирования. Даны рекомендации по совершенствованию конструкции кассетной установки с целью повышения ее вибрационного режима и повышения качества формируемых изделий. Ил. 2.

УДК 625.888:624.01.46

Крошкин Ю. М., Пахомов В. С. Опыт изготовления преднапряженного длинномерного бортового камня. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 18.  
Описывается технология изготовления железобетонных бортовых камней длиной 5,5 м, армированных двумя преднапряженными высокопрочными проволоками диаметром 5 мм из стали класса В-II. Экономический эффект от внедрения новой технологии на заводе ЖБИ-7 Главного управления составил 10 тыс. р. в год. Ил. 1.

УДК 627.751.4

Ционский А. Л. Повышение эффективности изготовления и применения виброгидропрессованных труб. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 20—21.  
Даны предложения по совершенствованию планирования и производства виброгидропрессованных труб. Показаны пути экономии высокопрочной проволоки, трудовых ресурсов и тепловой энергии. Табл. 1.

УДК 69.057.3

Манискевич Е. С., Морозенский В. Л., Пыжов Ю. К. Прочность на продавливание опорных зон перекрытий, возводимых методом подъема. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 21—23.  
Приведены результаты исследований влияния конструкции стальных воротников на сопротивление продавливанию опорных участков неразрезных железобетонных плит перекрытий. Приведены данные испытаний опытных образцов плит с различными типами стальных воротников. Разработаны рекомендации по уточнению метода расчета на продавливание с учетом характеристик стальных воротников. Ил. 3, табл. 3, список лит.: 3 назв.

УДК 666.982.24

Ильин О. Ф., Шукин В. С., Фельдман Б. И. К оценке минимального процента армирования для изгибаемых элементов. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 24—25.  
Рассмотрен новый подход к назначению минимального процента армирования изгибаемых элементов в увязке с расчетом слабоармированных элементов. Необходимо количество продольной растянутой арматуры устанавливается расчетом, обеспечивающим как прочность арматурных сечений, так и прочность самой арматуры. Приведен график изменения минимального процента продольного армирования в зависимости от отношения  $M/M_T$  для различных марок бетона. Ил. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 624.073

Лабозин П. Г. Расчет многопустотных панелей. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 25—26.  
Изложен метод расчета многопустотных железобетонных панелей с учетом физической нелинейности материала и деформаций сдвига. Даны рекомендации по расчету панелей с учетом образования трещин. Показано, что при наличии пустот учет деформаций сдвига и физической нелинейности существенно влияет на величину прогиба панели. Ил. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 624.012.45:666.97.058:665.775

Васильев Н. М. Методы обследования конструкций, пропитанных нефтепродуктами. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 27—28.  
Изложены особенности методики обследования железобетонных конструкций, пропитанных нефтепродуктами. Даны способ определения прочности бетона, классификация нефтепродуктов по степени воздействия на бетон. Ил. 1.

УДК 624.075.23:620.191.33

Субботкин М. И., Дмитриев А. С., Кошелева Л. И. Трещинообразование в железобетонных колоннах при эксплуатации здания. — Бетон и железобетон, 1982, № 4, с. 28.  
Приведены результаты обследования колонн здания одного из корпусов мясоперерабатывающего завода. Показано, что основной причиной образования трещин в колоннах является усадка бетона в результате применения при его изготовлении заполнителей с высоким содержанием пылевидной фракции.