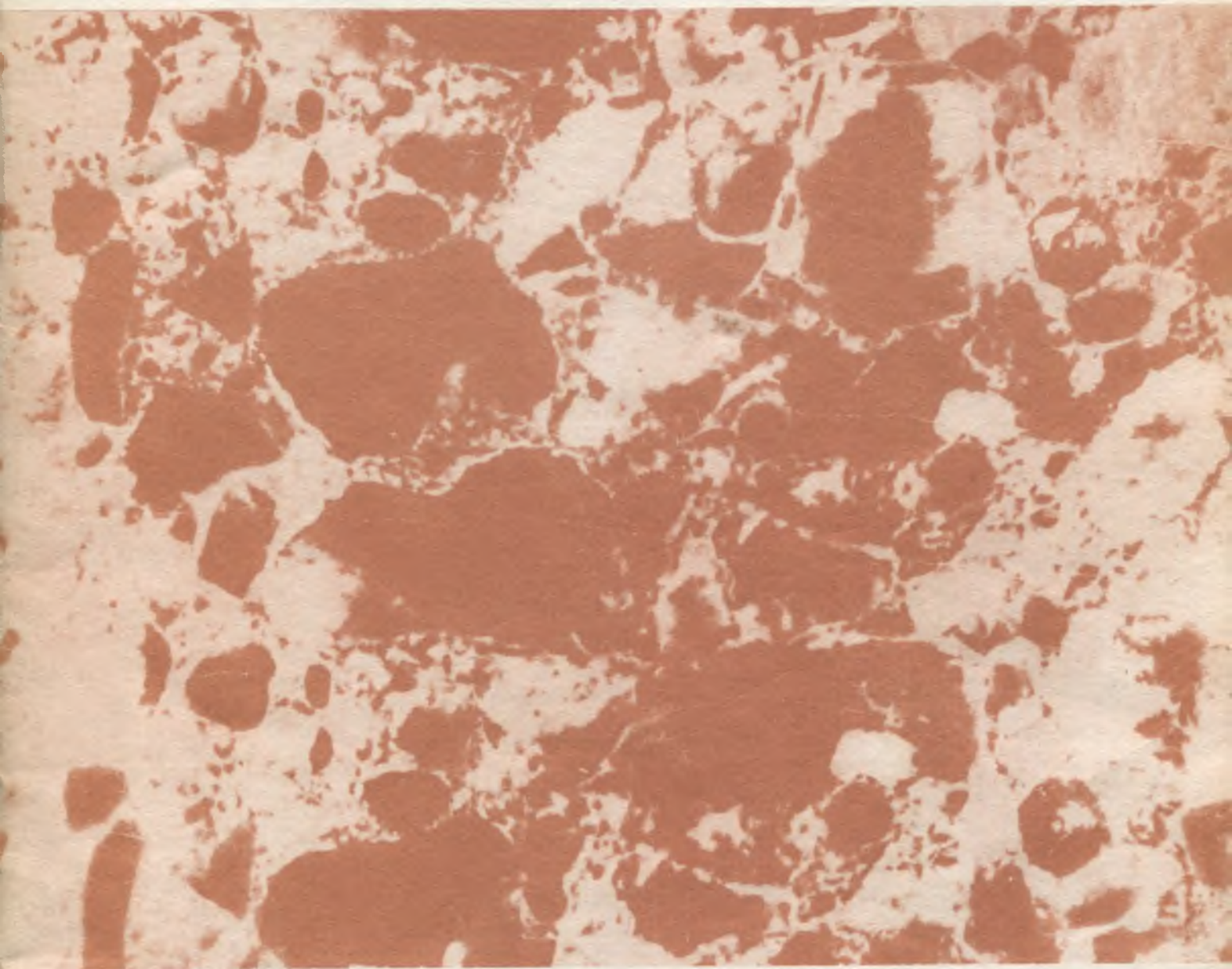


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

11

1992



НОВЫЕ РТМ ЗАМЕНЯТ СН 393-78

НИИЖБ готовит к изданию «**РУКОВОДЯЩИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ПО СВАРКЕ АРМАТУРЫ И ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**» (РТМ) взамен Инструкции СН 393—78. Это широкопрофильный документ по технологии заводской и монтажной сварки арматурных изделий, куда вошли все 49 типов сварных соединений по ГОСТ 14098, выполненных из арматуры классов А-I...А-VI, Ат-IVС, Ат-V, Ас-II И Ас-III, а также плоских элементов проката из стали различных марок.

Объем РТМ 12...14 печатных листов. РТМ планируется издать во II квартале 1993 г. Стоимость 1 экз. РТМ с учетом затрат на разработку и издание составит ориентировочно 600 р. Окончательная стоимость будет определяться в зависимости от тиража.

В РТМ включаются: характеристики сталей; сведения о сварочных материалах; технологические условия сварки сеток и каркасов, контактной стыковой сварки, сварки закладных деталей и др.; все виды ваннных и дуговых процессов сварки арматуры и узлов примыкания в монтажных условиях; сведения по оборудованию, включая его проверку; материалы по контролю качества сварных соединений — разрушающему и ультразвуковому методам.

ЖЕЛАЮЩИЕ ПРИОБРЕСТИ РТМ ДОЛЖНЫ НАПРАВИТЬ В ИНСТИТУТ ГАРАНТИЙНОЕ ПИСЬМО-ЗАЯВКУ ПО ПРИЛАГАЕМОЙ ФОРМЕ С СООБЩЕНИЕМ О ПЕРЕЧИСЛЕННОМ АВАНСЕ В РАЗМЕРЕ 25 % УКАЗАННОЙ ВЫШЕ СТОИМОСТИ, Т. Е. 150 Р. ЗА 1 ЭКЗ.

Заместителю директора НИИЖБ
г. Мамедову Т. И.

109428, Москва, 2-я Институтская, 6
НИИЖБ, Сварка

ЗАЯВКА

на приобретение «Руководящих технологических материалов по сварке арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций» (РТМ)

РЕКВИЗИТЫ ЗАКАЗЧИКА

Индекс, область (край), город _____

Улица, дом _____

Наименование организации _____

Отдел-координатор по заявке _____

Ответственный исполнитель (ФИО, телефон) _____

Расчетный счет _____

Количество заказываемых экз. РТМ _____

Аванс _____ р. перечислен на расчетный счет № 585804 в Волгоградском филиале (Московский индустриальный банк), МФО 201014, почтовый индекс банка 109377.

Копия платежного поручения № _____ от _____ прилагается.

Директор
Главный бухгалтер
МП

СПРАВКИ ПО ТЕЛ.: 174-85-93 и 174-83-61.

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

<i>Клевцов В. А., Сасонко Л. В., Шприц Е. С.</i> Использование бетона на ВНВ при изготовлении типовых конструкций	2
<i>Мангушев А. И., Казак А. А., Лаврентьева Н. И., Гейлер Е. С., Ерусалимская С. Б.</i> Исследования рамных конструкций сельскохозяйственных производственных зданий различного назначения	5
<i>Манискевич Е. С., Абдулин С. З.</i> Прочность и характер разрушения полок ребристых плит перекрытий от нагрузок подвижного транспорта	7
<i>Раззаков С. Р.</i> Динамические параметры составной оболочки с учетом длительности загрузки	10
<i>Гершвальд В. С.</i> Определение осевого преднапряжения напорных виброгидропрессованных труб	14

Бетоны

<i>Цейтлин С. Ю., Яровский Д. И.</i> Прочность бетона на смятие по очень малым площадкам	16
<i>Львовский Е. Н.</i> Статистическое моделирование деформаций ползучести бетона на ЭВМ	18

Заводское производство

<i>Цыро В. В., Муха Ю. М.</i> Кассетно-конвейерные линии с оптимальными параметрами	19
---	----

Строительное производство

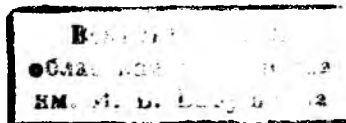
<i>Пшонкин Н. Г.</i> Комплексная обработка бетонных смесей в транспортирующих трубах	23
--	----

В помощь проектировщику

<i>Литвинов Р. Г.</i> Трещиностойкость железобетонных элементов при изгибе	24
<i>Розенберг М. Я., Загородский П. Ю.</i> Прочность легкобетонных элементов монолитных стен при плоском напряженном состоянии	26

Теория

<i>Смирнов С. Б.</i> Ударно-волновая концепция сейсмического разрушения и сейсмозащиты сооружений	28
---	----



УДК 624.012.35

В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф., Л. В. САСОНКО, канд. техн. наук, Е. С. ШПРИЦ, инж. (НИИЖБ)

Использование бетона на ВНВ при изготовлении типовых конструкций

Появление бетонов на ВНВ требует поиска новых конструкций, в которых их применение даст наибольший экономический эффект. Однако это не исключает использование этих бетонов в конструкциях по действующим типовым чертежам.

НИИЖБ, НИИСК, ВНИИжелезобетон и другие организации проводили испытания опытных образцов, в том числе в виде треугольного преднапряженного элемента с канатной арматурой (фермы) и балок прямоугольного сечения с арматурой класса А-IIIв без преднапряжения. На принятых конструкциях образцов были проанализированы анкеровка и потери преднапряжения арматуры, работа внецентренно сжатого, внецентренно растянутого и изгибаемого элементов, т. е. факторы, определяющие прочность, жесткость и трещиностойкость наиболее ответственных конструкций — ферм и балок — при размерах, близких к натурным.

Опытные образцы изготовляли из бетона на ВНВ-50, поставленного с опытно-промышленной установки в г. Чехове. Состав бетонной смеси, рассчитанной на класс В50 (на 1 м³): ВНВ-50—400, гранитный щебень фракции 5...15 мм — 550, фракции 5...10 мм — 550, кварцевый песок — 750 кг, вода (в среднем по замесам) — 98 л. Осадка конуса для отдельных замесов колебалась от 9 до 19 см. Бетон уплотняли глубинным вибратором, твердение происходило в естественных условиях при положительной температуре. После выдержки в течение 5 сут и приобретения бетоном прочности 52...55 МПа ферму распалубивали и передавали напряжения на бетон. Напряжения в арматуре при этом составляли 1213,2 МПа, что близко к максимально допускаемому нормами зна-

чению $0,95 R_{s,ser} = 1254$ МПа (в обычной практике напряжения в канатной арматуре составляют 1150 МПа).

По показаниям тензометров на бетоне в зонах заанкеривания арматуры установлено, что фактическая длина зоны передачи напряжений с обоих торцов составила около 53 см и оказалась меньше расчетной $l_p = 74$ см, определенной по СНиП 2.03.01—84 (рис. 1). Теоретическая величина втягивания канатов при фактической длине зоны заанкеривания, определенная в предположении треугольной формы эпюры сцепления, с точностью до 5% совпала со средней величиной втягивания по показаниям индикаторов. Таким образом, установлено, что фактическая длина зоны передачи напряжений при использовании бетона на ВНВ не превышает нормативной. При отпуске натяжения арматуры не зафиксировано образования технологических трещин на приопорных участках.

Потери от податливости анкерных устройств и релаксации арматуры компенсировали в ходе натяжения канатов, поэтому при передаче напряжений на бетон и при выдержке конструкции в течение 31 сут до испытаний проявлялись только потери от усадки и ползучести бетона. Их фактические значения определяли по деформациям бетона, измерявшимся в нижнем поясе фермы рычажными тензометрами, деформометрами и прогибометром.

Теоретическое значение первых потерь преднапряжения (12 МПа) несколько меньше опытного (20,13 МПа); вторые потери, рассчитанные по нормам (56,8 МПа), намного превысили экспериментальные (19,7...39,2 МПа). Суммарные опытные потери преднапряжения (41,5...60,6 МПа) ниже тео-

ретических (68,8 МПа), что подтверждает возможность их учета в конструкциях из бетона на ВНВ по действующим нормам.

Измерения деформаций бетона от усадки и ползучести, проведенные во время выдержки в течение 31 сут, показывают, что уже с 14 сут после отпуска натяжения они начинают затухать, а за последние 8 сут выдержки общие потери от усадки и ползучести бетона увеличились всего на 5,3% (рис. 2).

В процессе исследований определяли физико-механические характеристики бетона и арматуры: кубиковую \bar{R}_b и призмную \bar{R} прочность бетона на сжатие, прочность на растяжение при изгибе R_{lf} и раскальвании R_{ll} , модуль упругости бетона E_b . Контрольные образцы испытывали при передаче напряжений на бетон фермы в возрасте 5 сут, затем 17 сут и при испытании фермы в возрасте 38 сут.

На 3-и сутки средняя кубиковая прочность образцов при естественном твердении составляла 58% проектной (38 МПа), на 5-е — 82 (53), на 17-е — 94,5 (62), на 38-е — 104% (68 МПа).

Соотношение между кубиковой и призмной прочностью близко к теоретической зависимости, принятой для тяжелых бетонов,

$$\bar{R}_b = (0,78 - 0,001 \bar{R}) \bar{R}$$

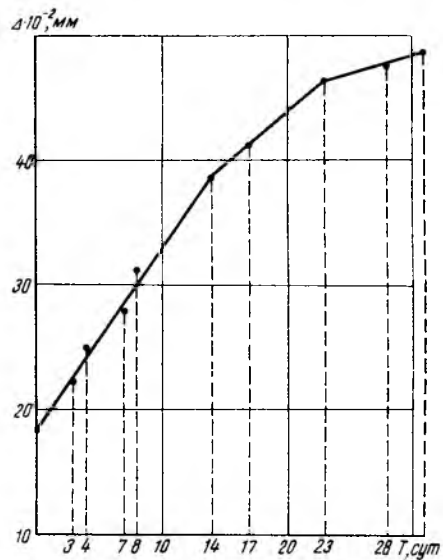
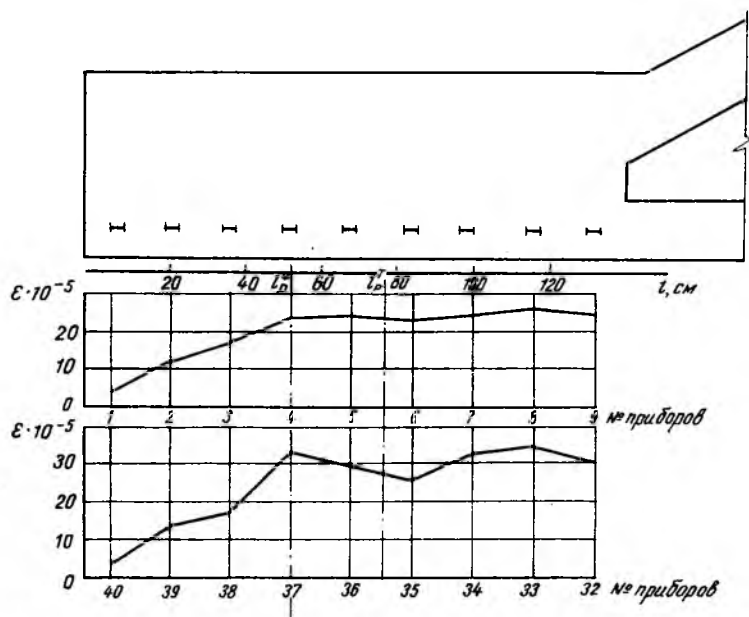
Средняя прочность бетона на растяжение по результатам испытаний на изгиб и раскальвание на 7...11% превышала теоретическую, вычисленную по зависимости

$$R_t = \frac{5\bar{R}}{45 + \bar{R}}$$

Модуль упругости бетона был на 10...20% выше теоретического, определенного по зависимости

$$E_b = \frac{52\,000 \bar{R}_b}{18 + \bar{R}_b}$$

Таким образом, при динамичном наборе высокой прочности бетон на ВНВ по физико-механическим свойствам аналогичен бетонам на обычном вяжущем. Фактическая прочность бетона верхнего пояса фермы, определенная методом отрыва со скальванием, составила 63,8...65,1 МПа и почти не отли-

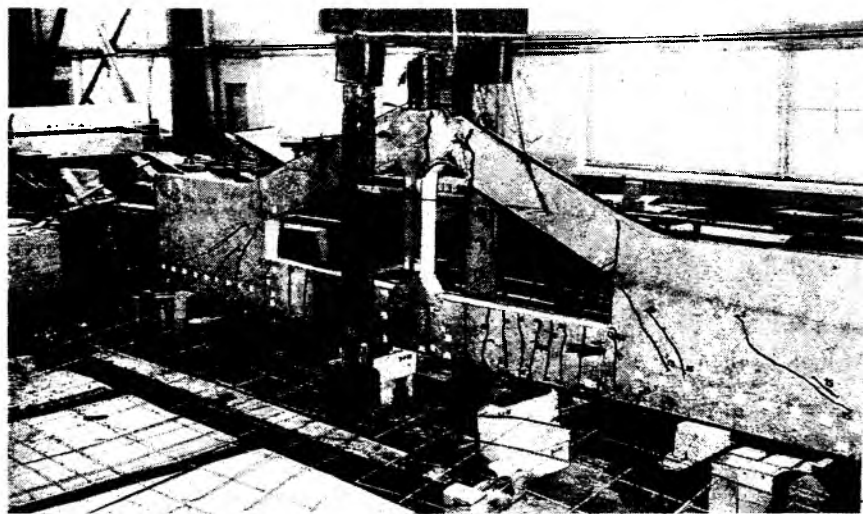


$$\frac{1}{3} \frac{2}{1}$$

Рис. 1. Деформации бетона при передаче напряжений

Рис. 2. Деформации усадки и ползучести бетона

Рис. 3. Ферма на испытательном стенде



чалась от полученной на контрольных образцах.

Опытный образец фермы испытывали на силовом стенде, обеспечивавшем приложение в коньковом узле сосредоточенной силы до 1000 кН, создававшейся гидродомкратом (рис. 3). Измеряли деформации бетона в узлах фермы, суммарные деформации поясов, прогиб конструкции в середине пролета и ширину раскрытия трещин.

Характер деформаций бетона показал, что при загрузении в узлах фермы действовали изгибающие моменты, вызывающие повышение растягивающих напряжений в нижнем поясе на нижней грани пролетных сечений, где и появились первые трещины. Однако при незначительном росте нагрузки они пересекли все сечение нижнего пояса. При этом опытные усилия образования трещин близки теоретическим в центрально растянутом элементе (разница 6 %).

В верхнем поясе из-за действия узловых моментов наибольшие сжимающие напряжения зафиксированы на верхних гранях сечений, примыкающих к коньковому узлу, где и произошло разрушение образца (см. рис. 3). Усилие в канатной арматуре нижнего пояса, судя по ширине раскрытия трещин, достигавшей 2 мм, превышало условный предел текучести. На верхней грани элементов сжатого пояса в коньковом узле в обоих полупролетах на этапах, предшествовавших разрушению, были зафиксированы продольные трещины, свидетельствовавшие о текучести сжатой арматуры верхнего пояса.

Для сопоставления опытной и теоретической разрушающей нагрузки методом предельного равновесия* определяли изгибающий

момент, действующий в коньковом узле при разрушении с условием, что напряжение в канатах нижнего пояса достигло временного сопротивления. Различие между опытными $(Ne)_{оп} = 208,5$ кН·м и теоретическими $(Ne)_{теор} = 207,28$ кН·м разрушающими усилиями составило всего 0,6 %. Признаков разрушения опорных узлов и смещения арматуры к моменту завершения испытаний фермы не зафиксировано, что свидетельствует о хорошем заанкеривании канатной арматуры.

Балки испытывали через месяц после испытания фермы, поэтому изучение физико-механических характеристик бетона продолжалось. В процессе выдержки наблюдалась четко выраженная тенденция роста прочности на 9 %. Для дальнейшего анализа были приняты следующие фактические характеристики бетона: $\bar{R} = 80$, $\bar{R}_t = 3,77$, $R_b = (0,78 \dots 0,001 R)$, $R = 56$ МПа. Для арматуры 4Ø20А-III получено усилие, соответствующее пределу текучести 134 кН ($\sigma_t = 426$ МПа), разрывное усилие — 197,7 кН, ($\sigma_b = 629$ МПа).

Определенная по расчетным характеристикам материалов относительная высота сжатой зоны $\xi = 0,38$ близка граничному значе-

* Клевцов В. А. К расчету стержневых статически неопределимых конструкций // Бетон и железобетон. — 1979. — № 8. — С. 33-34.

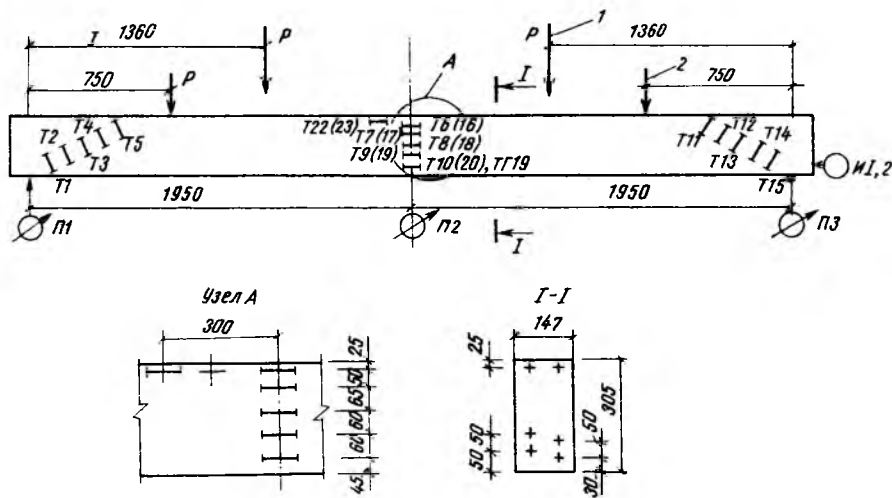


Рис. 4. Схема расстановки приборов, загрузки
 1 — при 1-й схеме загрузки; 2 — при 2-й схеме загрузки; Т — рычажные тензодатчики; ТГ — то же глубинные; П — прогибометры Максимова; И — индикаторы с ценой деления 0,01 мм (в скобках указаны номера приборов на оборотной поверхности)

Несущая способность сечения M_1^0 , определенная исходя из временного сопротивления арматуры, составила 158,5 кН·м, а максимальный изгибающий момент, достигнутый при четвертом нагружении,

$$M_1^0 = 156,8 \text{ кН}\cdot\text{м} \left(\frac{M_1^0 - M_1^0}{M_1^0} 100 \% = -2 \% \right).$$

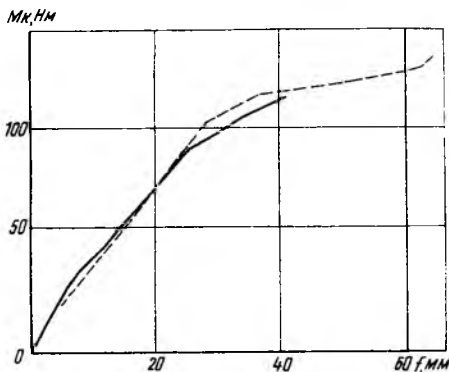


Рис. 5. Прогибы балки
 — при 3-й схеме загрузки;
 - - - при 4-й схеме загрузки

нию $\xi_R = 0,399$. Балку испытывали сосредоточенными силами, создаваемыми гидродомкратом через загрузочную траверсу (рис. 4). При этом три нагружения осуществляли силами, расположенными в третях пролета, а одно — силами, расположенными на расстоянии $2,5 h$ от опор.

При первых трех нагружениях измеряли прогибы в середине пролета балки, деформации бетона и арматуры, смещение арматуры относительно торцов. При четвертом нагружении фиксировали только прогибы балки и смещения арматуры у торцов. В ходе испытаний наблюдали также за образованием трещин и измеряли ширину их раскрытия микроскопом с 24-кратным увеличением.

Анализ трещиностойкости показал, что опытные и теоретические моменты образования трещин совпадают, если принять меньшие, чем предусмотрено в нормах, опытные потери от усадки бетона.

Третье нагружение балки было остановлено резким нарастанием прогиба и раскрытием трещин на 1,1...1,8 мм, что свидетельствовало о достижении предела текучести в продольной арматуре.

В процессе четвертого нагружения на опорных участках появились наклонные трещины с небольшим раскрытием. Балка разрушилась по сжатому бетону в средней части пролета на участке, где при третьем нагружении была зафиксирована текучесть арматуры.

Анализ прочности, проведенный по фактическим характеристикам бетона и арматуры, показывает, что теоретическая несущая способность сечения M^0 , определенная исходя из предела текучести арматуры, составляет 114,9 кН·м, что близко совпадает с изгибающим моментом, достигнутым после третьего нагружения,

$$M^0 = 107,7 \text{ кН}\cdot\text{м} \left(\frac{M^0 - M^0}{M^0} \times 100 \% = -6,5 \% \right).$$

Близкая сходимость опытных и теоретических характеристик прочности, а также анализ прогибов балки при третьем и четвертом нагружениях (рис. 5) показывают, что с момента резкого возрастания прогибов балки происходило упрочнение арматуры, на последних этапах четвертого нагружения напряжения превысили предел текучести и были близки временному сопротивлению. Таким образом, в балке при $\xi \approx \xi_R$ была обеспечена возможность полного использования прочностных свойств арматуры к моменту разрушения бетона сжатой зоны. При этом деформации сжатого бетона перед разрушением составляли $(260..270) \cdot 10^{-5}$. До разрушения не было зафиксировано смещения рабочей арматуры у торцов балки.

Проведенные испытания показали, что характер работы образцов, изготовленных из бетона на ВНВ, не отличается от характера работы обычных конструкций. Совпадение опытных и теоретических результатов прочности, жесткости и трещиностойкости свидетельствует о применимости действующих норм для проектирования конструкций из бетонов на ВНВ и о возможности использования этих бетонов для изготовления типовых конструкций после получения данных о длительных испытаниях и защитных свойствах этих бетонов.

А. И. МАНГУШЕВ, канд. техн. наук, А. А. КАЗАК, Н. И. ЛАВРЕНТЬЕВА, инж. (ЦНИИЭПсельстрой); Е. С. ГЕЙЛЕР, канд. техн. наук (НИИЖБ); С. Б. ЕРУСАЛИМСКАЯ (Гипронисельхоз)

Исследования рамных конструкций сельскохозяйственных производственных зданий различного назначения

Начиная с 70-х годов в отечественной практике строительства сельскохозяйственных производственных зданий широко применяют различные трехшарнирные железобетонные рамы, отличающиеся друг от друга высотой стоек, типом, шириной и высотой сечения, уклоном ригеля, несущей способностью, областью и способом применения (шаг 3; 4,5 и 6 м). Рамы по исполнению цельные и составные [1...3]. Их применение обусловлено простотой монтажа рамных каркасов и возможностью строительства сравнительно дешевых универсальных зданий без внутренних опор с использованием эффективных совмещенных вентилируемых покрытий с легкими утеплителями из минераловатных изделий и кровли из волнистых асбестоцементных листов.

В 1974 г. ЦНИИЭПсельстроем была проведена унификация железобетонных рамных конструкций. Для широкого применения были предложены трехшарнирные рамы (как менее чувствительные к температурным и осадочным деформациям) из цельных полурам с уклоном ригеля 1:4 прямоугольного сечения с переменной высотой сечения по длине ригеля и стойки. Для расчета рам была подготовлена программа на ЭВМ с учетом физической и геометрической нелинейности, что обеспечило снижение расхода рабочей арматуры в среднем на 15 %.

Гипронисельхозом совместно с ЦНИИЭПсельстроем и НИИЖБом в 1976 г. были разработаны рабочие чертежи типовых рам серии 1.822—2 пролетами 12, 18 и 21 м с высотой стойки 3,75 м и несущей способностью $(18...27) \cdot 10^3$ Н/м. Они пригодны для животноводческих зданий с высотой помещений 2,4 и 2,7 м в I...IV снеговых районах с использованием железобетонных плит покрытия длиной 6 м. Для изготовления рам были разработаны 4- и 8-местные кассеты, а также формы для из-

готовления полурам в горизонтальном положении. В экспериментальном порядке Промстройпроектом совместно с ЦНИИЭПсельстроем были разработаны рамы пролетами 24 и 27 м, которые использовали при строительстве экспериментального коровника шириной 27 м в пос. Пески Сумской обл.

В 1981 г. в связи с изменением и дополнением норм проектирования железобетонных конструкций типовая серия рам была переработана с целью снижения расхода стали на 5...10 %. Одновременно типовая серия была дополнена (при сохранении опалубочных размеров) рамами с расчетной нагрузкой $12 \cdot 10^3$ и $15 \cdot 10^3$ Н/м для прогонных покрытий с использованием облегченных комплексных асбестоцементных плит покрытия на деревянном каркасе.

ЦНИИЭПсельстроем были предложены и разработаны рабочие чертежи экспериментальных рам серии 1.822.1—2/82 пролетами 18 и 21 м с расчетной нагрузкой 30×10^3 и $36 \cdot 10^3$ Н/м для V и VI снеговых районов Дальневосточного Приморья, Сахалина и Камчатки для строительства животноводческих зданий. Была расширена область применения типовых и экспериментальных рам на районы строительства с сейсмичностью до 8 баллов включительно [3].

Обследования полносборных сельскохозяйственных зданий после Спитакского землетрясения в Армении показали достаточную надежность каркасов из трехшарнирных рам [4].

Прогноз строительства на селе, выполненный ЦНИИЭПсельстроем в 1982 г., выявил, что для интенсивного развития сельскохозяйственного производства необходимо построить много зданий вспомогательного назначения. К ним относятся помещения по хранению и переработке продукции, здания по ремонту и хранению техники, навесы для хранения сена, гаражи и другие здания универсального

назначения. Характерной особенностью зданий этих типов являются большая высота помещений (3,6, 4,2, 4,8, 6 и 7,2 м), возможное давление на стены хранимой продукции и наличие подвесных кранов грузоподъемностью до 3,2 т. Ранее эти здания строили со стечно-балочным каркасом, часто с применением тяжелых конструкций промышленной номенклатуры. В 1983 г. в экспериментальном порядке ЦНИИЭПсельстрой разработал железобетонную трехшарнирную раму пролетом 21 м с высотой стойки 6 м под прогонное покрытие с асбестоцементной кровлей и совместно с Подольским ССК изготовил и испытал ее. В основу конструкции было положено использование Г-образной части полурамы, изготавливаемой в существующих формах типовых рам, и наращиванием стойки основного Г-образного элемента полурам дополнительным линейным элементом, жестко соединяемым с ней (рис. 1). В 1984 г. Подольский ССК осуществил опытное строительство универсального здания (сарая для хранения сена) в Наро-Фоминском районе Московской обл. В 1985 г. началось строительство аналогичных высоких утепленных зданий шириной 18 м в Николаевской обл.

Гипронисельхозом совместно с ЦНИИЭПсельстроем и НИИЖБом были разработаны новые типовые полурамы серии 1.822.1—5 [3], в которую вошли рамы пролетами 12 и 18 м с высотой стоек 4,7, 5,9 и 7,1 м и рамы пролетом 21 м с высотой стоек 4,7 и 5,9 м. Несущая способность рам снижается от $27 \cdot 10^3$ (при пролете 12 м и стойках 4,7 и 5,9 м) до $15 \cdot 10^3$ Н/м при пролете 21 м и длине стойки 5,9 м) с увеличением высоты стоек и пролета рам.

Рамы этой серии широко применяют в Московской, Владимирской и других областях со скоростным напором ветра не более 450 Н/м². Для районов со скоростным напором ветра 700 Н/м² (V ветровой район) ЦНИИЭПсельстроем совместно с Межхозяйственным Солдато-Александровским ССК разработаны и испытаны рамы пролетом 18 м со стойкой 5,9 м под теплые покрытия с применением облегченных железобетонных плит. С этими рамами в Ставропольском крае только в 1988—1989 гг. построены около 20 фруктохранилищ общей вместимостью свыше

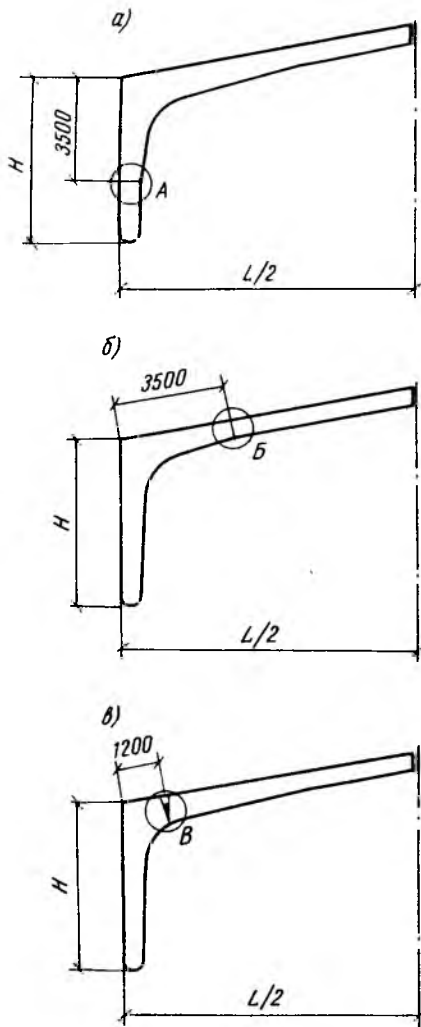


Рис. 1. Типы составных железобетонных рам
а — с наращиванием стойки; б — с наращиванием ригеля; в — из линейных элементов

В 1989 г. Гипронисельхоз, ЦНИИЭПсельстрой и НИИЖБ завершили работу над рамами, воспринимающими горизонтальное давление от хранимой продукции. Результаты испытаний показали соответствие прочности, жесткости и трещиностойкости рам основным расчетным положениям и требованиям ГОСТ 8829.

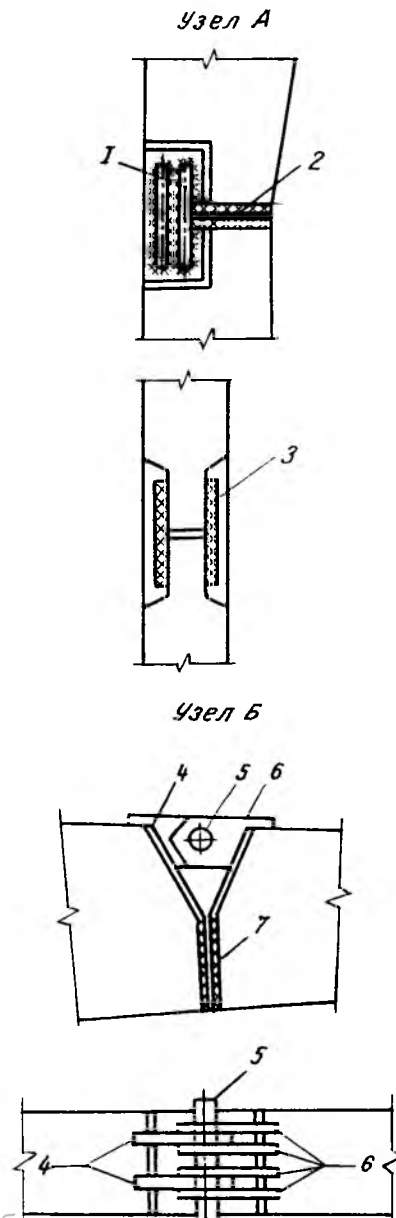
ЦНИИЭПсельстроем в 1984 г. для экспериментальных объектов учебного хозяйства «Коровово» в Смоленской обл. были предложены высокие трехшарнирные рамы, в основе которых приняты линейные элементы, жестко соединяемые в карнизном узле (см. рис. 1). Линейные элементы выполняли в формах типовых рам и жестко соединяли между собой: в растянутой зоне — бессварным соединением растянутой арматуры, а в сжатой — обваркой центрирующей планки (рис. 3). Рамы с такими соединениями успешно прошли экс-



Рис. 2. Строительство фруктохранилища «Кавказ» вместимостью 5 тыс. т в Ставропольском крае

Рис. 3. Узлы сопряжения

1 — стальные круглые накладки; 2 — центрирующая прокладка; 3 — бетон замоноличивания; 4 — проушины стойки; 5 — стальная шпилька; 6 — проушина ригеля; 7 — стальная прокладка



периментальную проверку и применены при строительстве картофеле- и фруктохранилищ.

Наиболее эффективным является жесткий стык, соединяющий растянутую арматуру с помощью приварки арматурных накладок с последующим их обетонированием. Этот тип стыка использовали при 25 тыс. т (рис. 2), крытый рынок и другие здания. В 1985—1986 гг. для повышения несущей способности рам для зданий с подвесным крановым оборудованием и зданий для хранения сельскохозяйственной продукции навалом были разработаны чертежи опытных конструкций рам пролетами 18 и 21 м на основе нового сочетания Г-образного элемента типовых рам и линейного элемента удлинения ригеля (см. рис. 1). При этом ригель типовой рамы выполняет роль стойки, а стойка — роль ригеля, который удлиняется жестко соединенным с ним линейным элементом.

В 1987—1988 гг. разработаны рабочие чертежи экспериментальных конструкций рам пролетами 15 и 18 м с высотой стойки 8,3 м для зданий механических мастерских с подвесным краном грузоподъемностью 3,2 т. Опытные образцы рам пролетом 18 м после испытаний рекомендованы к применению. Их использование позволяет снизить расход бетона на 15, стали на 3, стоимость в деле на 12 % по сравнению с традиционными решениями.

всех последующих разработках высоких рам. Кроме высоких рам институтом Ростовагропромпроект совместно с ЦНИИЭПсельстроем разработаны на базе типовых низкие рамы с высотой стойки 2,5 м, которые широко применяют при строительстве овцеводческих зданий.

В настоящее время ведутся работы по расширению области при-

менения высоких рам для районов с сейсмичностью до 9 баллов включительно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Составные полурамы для сельскохозяйственных производственных зданий шириной 21 м / В. С. Еськов, В. С. Кулинич, Е. Кудинов и др. // Передовой опыт в сельском строительстве.— Вып. 5.— М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1973.— С. 22—23.

2. Современные железобетонные конструкции сельскохозяйственных производственных зданий / П. В. Чичков, А. И. Мангушев, В. Г. Назаренко и др.— Обзор.— М., 1974.— С. 19—20.

3. Совершенствование типовых конструкций каркаса сельских зданий / Ф. А. Иссерс, Е. С. Гейлер, В. А. Чернояров и др. // Бетон и железобетон.— 1988.— № 2.— С. 15—16.

4. Ануфриев Л. Н., Карабанова Л. П., Мангушев А. И. Оказались самыми стойкими // Сельское строительство.— 1989.— № 4.— С. 30—35.

УДК 624.016.5.044

Е. С. МАНИСКЕВИЧ, канд. техн. наук, С. З. АБДУЛИН, инж. (НИИСК)

Прочность и характер разрушения полок ребристых плит перекрытий от нагрузок подвижного транспорта

При эксплуатации многоэтажных производственных зданий различного функционального назначения в соответствии с технологией производства зачастую предусматривается применение напольного подвижного транспорта. В этих условиях к конструкциям междуэтажных перекрытий предъявляются дополнительные требования по обеспечению эксплуатационной надежности при действии нагрузок от транспортного средства.

Существующие типовые железобетонные ребристые плиты перекрытий серии ИИ 24-9 можно использовать для устройства перекрытий только под подвижный транспорт грузоподъемностью до 0,75 т при соответствующем армировании полок. При необходимости эксплуатации на перекрытиях подвижного транспорта большей грузоподъемности, как правило, предусматривают усиление перекрытий армированной набетонкой, что приводит к повышению их материалоемкости.

Основная причина такого положения заключается в том, что при проектировании перекрытий под сосредоточенные нагрузки, создаваемые транспортным средством, не учитывается пространственная работа полок перекрытий (деформированная схема и действие усилий распора), а также влияние конструкций пола, т. е. реальные условия эксплуатации плит в составе перекрытий.

Следует также учитывать, что для полок плит, оконтуренных ребрами и нагруженных сосредоточенной нагрузкой, возможны два вида разрушения: от изгиба либо от продавливания. Несущая способность конструкции будет определяться нагрузкой, при которой раньше реализуется один из видов предельного состояния (исчерпание сопротивления изгибу или продавливанию).

Были проведены экспериментальные и численные исследования применительно к ребристым плитам перекрытий марки ИП1-3* А-IV на наиболее невыгодное нагружение полок сосредоточенной нагрузкой от колес электропогрузчика ЭВП-1.25 грузоподъемностью 1,5 т. Самым невыгодным нагружением в данном случае является вариант с размещением переднего колеса электропогрузчика в середине поля полки плиты (по центру), передающего сосредоточенную нагрузку $P=16,4$ кН, площадью следа $A=282$ см².

Испытывали две плиты с раздельным нагружением крайних (торцевых) и средних (пролетных) полок (рис. 1). Причем для одной из них сосредоточенная нагрузка передавалась непосред-

ственно на полки, а для другой — через подстилающий слой из керамзитобетона толщиной 70 мм. Закрепление плит на опорах соответствовало требованиям ГОСТ 8829, обеспечивая их свободные перемещения в продольном направлении и ограничивая — в поперечном.

Опытные плиты загружали гидродомкратом ДГ-25 мощностью 25 т, подключенным к автоматической станции «ХАПЦ», обеспечивающей постоянное давление в системе и фиксацию наступления текучести в арматуре.

Сосредоточенную нагрузку увеличивали ступенями от 16,4; 23,6; 29,5 до 37,8 кН до физического разрушения конструкции или текучести арматуры полки. В ходе

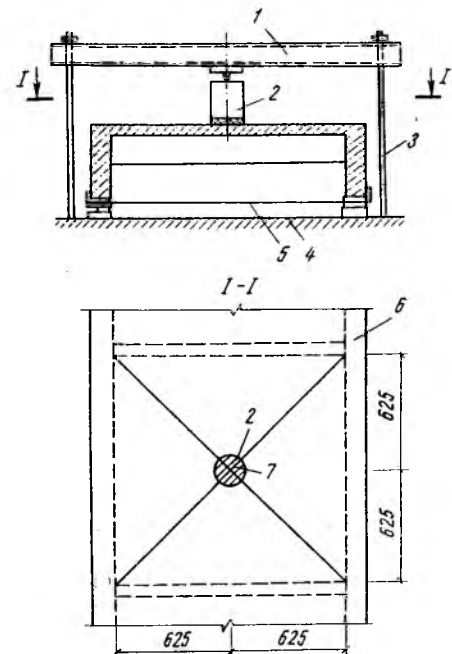
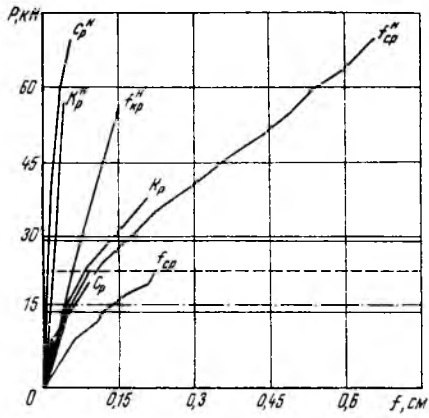


Рис. 1. Схема испытания плит
1 — траверса; 2 — ДГ-25; 3 — тяжи; 4 — силовой пол; 5 — стяжка; 6 — ИП1-3; 7 — штамп диаметром 190 мм

* Отличаются от типовых плит перекрытий серии ИИ 24-9 марки ИП1-3 А-IV только армированием полок (5Вр-1; 165×100).



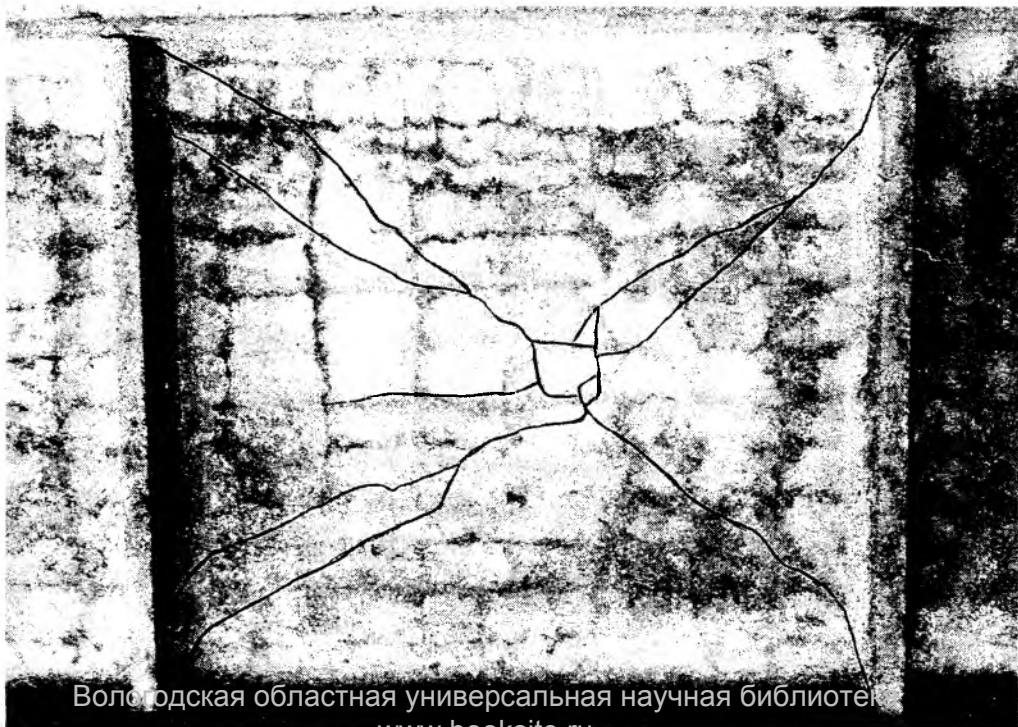
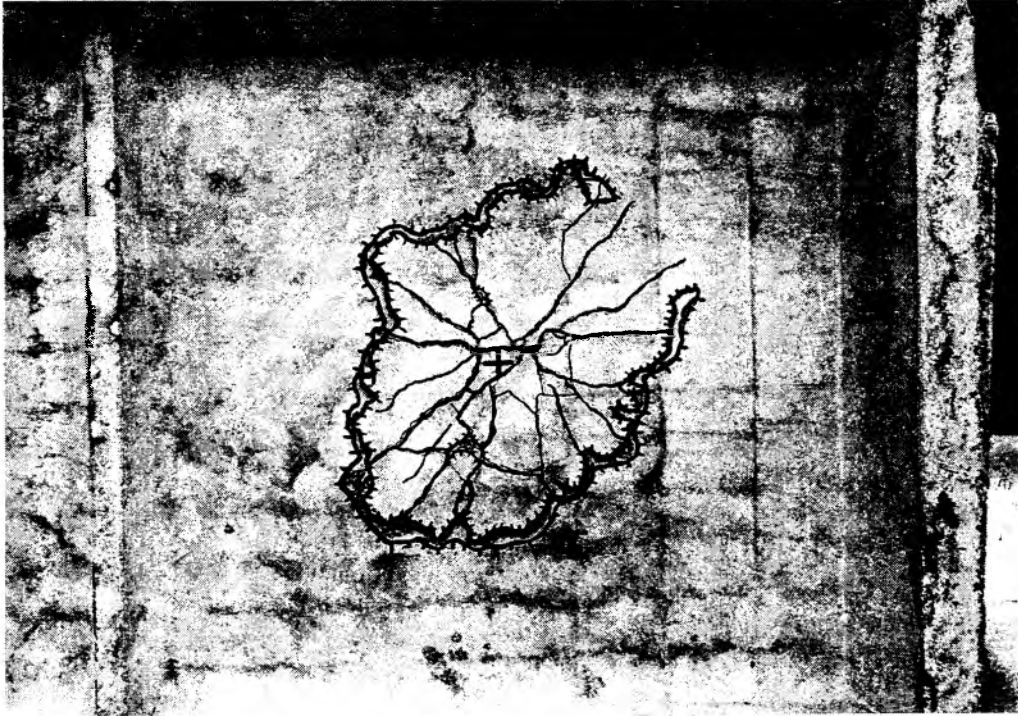
- 1
- 2
- 3

Рис. 2. Прогобы волок оштукатуренных плит

k_p и c_p — прогибы крайней и средней полок; f_{cp} — общий прогиб средней полки; k_p^H и c_p^H — прогибы крайней и средней полок плиты с набетонкой; f_{cp}^H — общие прогибы крайней и средней полок с набетонкой; — $c=1,25$ ($P=29,5$ кН); - - - $k=1,44$ ($P=23$ кН); - · - · - $P=16,4$

Рис. 3. Характер разрушения крайней полки плиты без набетонки (продавливание)

Рис. 4. Характер разрушения средней полки плиты с набетонкой (образование линий излома, текучесть арматуры)



экспериментов фиксировали прогибы продольных ребер и полок плит по линии действия сосредоточенной силы, а также ширину раскрытия трещин.

Плиты без керамзитобетонной подготовки. При загрузке крайней полки плиты сосредоточенной нагрузкой первые радиальные трещины, определяющие излом таких конструкций при изгибе, образовались в зоне действия силы при $P=31,25$ кН, превышающей контрольную нагрузку по прочности ($P=29,5$ кН). К этому моменту также развились наклонные трещины отрыва продольных ребер от торцевого с раскрытием трещин в последнем до $a_{cr,c}=0,1$ мм. Наличие таких трещин практически не отразилось на жесткости полки, о чем свидетельствуют ее прогибы даже при высоких уровнях нагрузки (рис. 2). Так, максимальный прогиб, зафиксированный при $P=37,5$ кН, составил всего $f=0,21$ см (1/600 пролета полки).

Физическое разрушение крайней полки плиты произошло при нагрузке $P_u^c=54,68$ кН вследствие продавливания — вдавливания стального нагрузочного штампа в бетон сжатой зоны и образования контура поверхности отрыва, по форме, близкой к поверхности усеченного конуса (рис. 3). Причем в момент продавливания предел текучести в арматуре полки не был достигнут.

Как видно, крайние полки имеют значительный запас прочности по отношению к действующей нагрузке, составляющей с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и динамичности по СНиП 2.01.07—85 $k=1,44$, $P_{fact}=23,6$ кН, $c=P_u^c/P_{fact}=2,32 > 1,6$.

Испытания средней полки плиты показали, что характер ее деформирования аналогичен деформированию крайней полки с той лишь разницей, что процесс трещинообразования наступил несколько раньше при $P=29,38$ кН. Естественно, что и ширина раскрытия этих трещин была больше, чем в крайней полке, которые, развиваясь по диагональным направлениям к опорному контуру полки, последовательно достигли 0,12 мм ($P=32,8$ кН) и 0,2 мм ($P=43,75$ кН). Не составили исключения и трещины отрыва продольных ребер от поперечных, максимальная из которых при $P=56,25$ кН частично прорезала по высоте тело поперечного ребра и составила в основании 0,3 мм.

Прогибы средней полки значительно превысили прогибы крайней (см. рис. 2), что вполне логично, если учесть расположение действующей нагрузки (в пролете, а не у опоры плиты), вызывающей общий прогиб плиты. «Чистый» прогиб средней полки относительно продольных ребер, определенным вычитанием из суммарного прогиба полки прогиба продольных ребер, практически не отличался от прогиба крайней полки (см. рис. 2). Следовательно, и их жесткость, характеризующая прогибами, достаточно хорошо согласуется между собой.

При достижении опытной нагрузкой значения, соответствующего исчерпанию сопротивления продавливанию крайней полки ($P_u^c=54,68$ кН), разрушения средней полки не произошло — конструкция сохраняла способность противодействовать приращению внешнего воздействия. Из этого следует, что несущую способность полок плит без конструкции пола на действие сосредоточенных нагрузок определяют крайние полки.

Плита с керамзитобетонной подготовкой. Наличие керамзитобетонной подготовки привело к созданию промежуточного буфера между нагрузочным штампом и полками плиты. В связи с этим на начальных ступенях приложения нагрузки характер деформирования полок плиты полностью изменился по сравнению с работой полок плиты без набетонки.

Благодаря прослойке из керамзитобетона сосредоточенная нагрузка действует на полку как распределенная на некоторой площади, что приводит к разгрузке полок вследствие перераспределения усилий на другие элементы плиты: продольные (в первую очередь) и поперечные ребра.

Это подтверждается и первоначальным образованием нормальных трещин в продольных ребрах (волосные при $P=30$ кН), а не в полках, как в первой плите. Первые трещины в средней полке плиты и примыкающих к ней поперечных ребрах появились намного позже, на более высоком уровне нагружения ($P=70$ кН). При этой нагрузке трещины в продольных ребрах плиты достигли 0,15 мм, а их прогиб превысил чистый прогиб полки и составил 0,05 см (см. рис. 2).

Только с достигнутого уровня нагрузки средняя полка плиты начала работать по классической

схеме — образование линий излома по диагональным направлениям развития трещин (рис. 4). С увеличением нагрузки до $P_u^c=100$ кН последние преобразовались в линейные пластические шарниры, появление которых характеризовалось текучестью арматуры полки (рост прогибов без увеличения нагрузки).

К характерным особенностям деформирования других элементов плиты в стадии исчерпания несущей способности средней полки следует отнести разворот продольных ребер из своей плоскости с развитием наклонных трещин в поперечных ребрах (см. рис. 4).

В отличие от плиты без керамзитобетонной подготовки, в которой наименьший запас прочности имели крайние полки, здесь наблюдаем обратную картину: несущая способность крайних полок выше средних. Загружение крайней полки нагрузкой, составляющей предельную для средней полки, не исчерпало сопротивления полки ее действию.

Из результатов испытаний следует, что конструкция пола (керамзитобетонная подготовка) намного повышает прочность полок ребристых плит перекрытий и исключает их хрупкое, более опасное для конструкций, разрушение от продавливания. В этом случае резерв прочности плит, определяемый прочностью средних полок, достигает значения $c=P_u^c/P_{fact}=4,24$.

Это позволяет утверждать, что полки плит перекрытий марки ИП1-3 А-IV удовлетворяют требованиям по прочности, жесткости и трещиностойкости при действии нагрузки от подвижного транспорта грузоподъемностью 1,5 т.

Численные исследования несущей способности полок плит перекрытий на изгиб при действии сосредоточенной нагрузки осуществляли на ЭВМ типа ЕС по программе «RASPOR», реализующей метод предельного равновесия с учетом деформированной схемы конструкции влияния распора* и без него.

Учет деформированной схемы полок осуществляли последовательно, уточняя геометрию конструкции и усилия распора. Пред-

* Методические рекомендации по расчету с применением ЭВМ несущей способности железобетонных оконуренных плит с учетом влияния распора / НИИСК. — Киев, 1985. — 34 с.

полагалось, что предельное состояние конструкции наступает в результате текучести арматуры.

Дополнительно в расчетах варьировали контурные условия заземления полков в ребрах с изме-

$P_{fact}^{red} < P_{fact}$ При учете усилий распора предельно допустимая для полков нагрузка ($P_{RAS}^{red} = 34,6$ кН) в 1,47 раза превышает максимально возможную ($P_{fact} = 23,6$ кН).

Жесткость контура $B_{к. см}$	Несущая способность полков						Распор RAS, кН	Прогиб f , см
	с распором			без распора				
	Q_1 , кН/м ²	P_1 , кН	P_{RAS}^{red} , кН	Q_2 , кН/м ²	P_2 , кН	P_{red} , кН		
10	7,92	29,3	34,58	-9,93	29,3	22,68	33,82	0,1
100	7,96	29,3	34,60	-9,93	29,3	22,68	33,82	0,08

нением жесткостных характеристик последних в пределах «контурные ребра — бесконечно жесткий контур».

Основные результаты проведенных расчетов (см. таблицу) показали, что несущая способность полков плит, вычисленная с учетом усилий распора, значительно выше несущей способности полков, в которых этот фактор не учитывали, а их значения находятся в отношении $P_{RAS}^{red}/P_{red} = 1,52$.

Изменение жесткости контура практически не повлияло на несущую способность полков, что связано, по-видимому, с рассматриваемым в расчетах диапазоном жесткости. Как видно из таблицы, несущая способность полков без учета распора недостаточна для восприятия сосредоточенной нагрузки

Прочность плит на продавливание определяли по СНиП 2.03.01—84 при фактической прочности бетона и опытной пирамиде продавливания. Оказалось, что сопротивление продавливанию полков плит перекрытий составляет 52 кН, что в 2,2 раза выше фактически действующей нагрузки.

Наблюдаемое расхождение результатов численных и экспериментальных исследований связано с тем, что в расчетах принимали определенную схему излома полков, а также не учитывали влияние конструкции пола, создающей дополнительные резервы прочности.

Выводы

Несущая способность полков ребристых плит перекрытий без конструкции пола при кратковремен-

ном действии сосредоточенных нагрузок от напольного подвижного транспорта определяется прочностью на продавливание крайних полков, а плит с конструкцией пола — образованием в средних полках линий излома по диагональным направлениям с текучестью арматуры.

Наступление таких предельных по прочности состояний для полков плит перекрытий марки

ИП1-3 А-IV произошло при сосредото-

ченных нагрузках $P_u^e = 54,68$ кН (продавливание) и $P_u^e = 100$ кН (текучесть арматуры). Следовательно, полки таких плит имеют большой резерв прочности по отношению к действующим на них нагрузкам от электропогрузчика ЭВП-1.25 грузоподъемностью 1,5 т ($P_{fact} = 23,6$ кН): коэффициент запаса s составляет соответственно 2,32 и 4,24.

Результаты проведенных исследований использовали при обосновании эксплуатационной пригодности перекрытий строящегося производственного корпуса ДОК № 7 в Киеве под подвижный транспорт (электропогрузчик ЭВП-1.25), что обеспечило возможность ввода в эксплуатацию корпуса без замены конструкций перекрытий или их усиления.

УДК 624.074.2.042.7

С. Р. РАЗЗАКОВ, канд. техн. наук (МИСИ)

Динамические параметры составной оболочки с учетом длительности загрузений

Применение составных оболочек покрытий в районах повышенной сейсмичности требует проведения специальных исследований, создания новых конструктивных решений, разработки методов сейсмозащиты и расчета с учетом изменяющихся динамических параметров при эксплуатации [1].

Длительными испытаниями моделей оболочки с различными уровнями статических нагрузок установлено, что напряженно-деформированное состояние в момент загрузки получили значительное развитие в результате роста длительных неупругих деформаций,

особенно при учете температуры и влажности. Так, в конце наблюдений предельные прогибы оболочек различных геометрических форм по сравнению с моментом загрузки возросли в 1,5...2 раза (рис. 1), фибровые деформации в 2,4...2,75 раза, возникшие трещины увеличились до 2 раз. В наиболее напряженных зонах и контурных элементах оболочки образовались новые трещины, которые не наблюдались ранее перед разрушающими этапами загрузки при кратковременных испытаниях.

Остаточные прогибы и фибровые

деформации для различных геометрических форм оболочки составили 23...60 и 35...80 % предельных величин (см. рис. 1). Это привело к значительному снижению жесткости оболочки при длительной эксплуатации. Для оценки этих состояний конструкций при динамических (сейсмических) испытаниях по результатам экспериментально-теоретических исследований установили нелинейные законы длительного деформирования оболочки (см. рис. 1).

В ходе экспериментов создать истинное напряженно-деформированное состояние оболочки, находящейся в эксплуатационной стадии с контролируемым рассмотрением факторов — прогибов, деформаций, остаточных деформаций и трещинообразования очень сложно. В связи с этим использовали модели оболочки, загруженные ранее длительной стати-

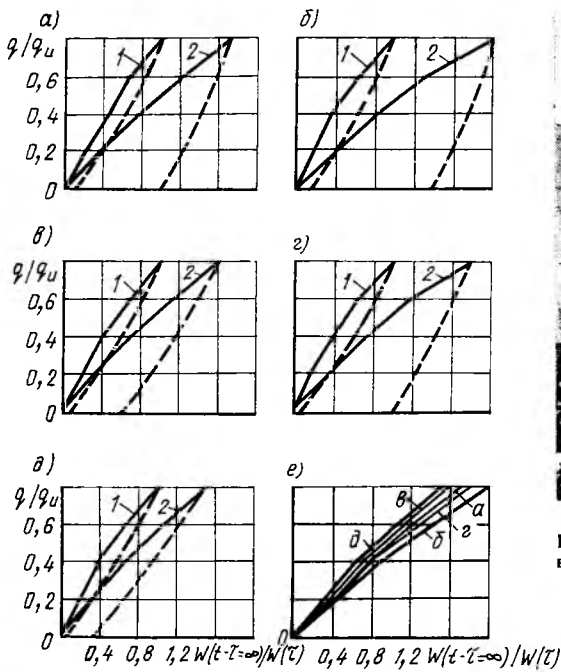


Рис. 1. Зависимость прогибов оболочки при нагружении, длительном наблюдении и разгрузке в зависимости от q/q_u . а, б — составные оболочки с боковыми элементами положительной и отрицательной гауссовой кривизны; в, г — то же полигональные оболочки; д — конический купол; е — различные типы оболочки; 1, 2 — начальные $W(\tau)$ и относительные $W(t-\tau=\infty)/W(\tau)$ прогибы (—); то же восстановление прогибов после разгрузки (-----)

ческой нагрузкой различных уровней и крупноразмерную модель оболочки.

При этом оценивали сейсмостойкость крупноразмерных моделей составных оболочек с боковыми элементами отрицательной и положительной гауссовой кривизны, эксплуатируемых в течение семи лет (рис. 2). Длительное напряженно-деформированное состояние оболочки в момент испытания создавали перегрузкой с контролируемым прогибом на этапах нагружения с использованием нелинейных законов деформирования (см. рис. 1). Исследования осуществляли в лабораторных условиях с измерением деформаций и записью динамических параметров в расчетных сечениях при свободных и вынужденных колебаниях в различном сочетании статических и динамических (сейсмических) нагрузках, соответствующих высокой интенсивности. Колебания конструкции фиксировали в направлении трех осей, ожидаемых при землетрясении.

Вынужденные колебания в вертикальном и горизонтальном направлениях создавали вибромаши-

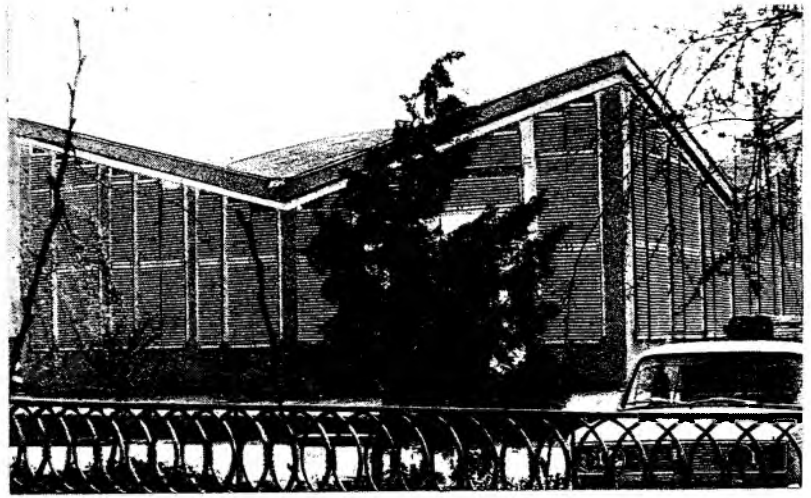
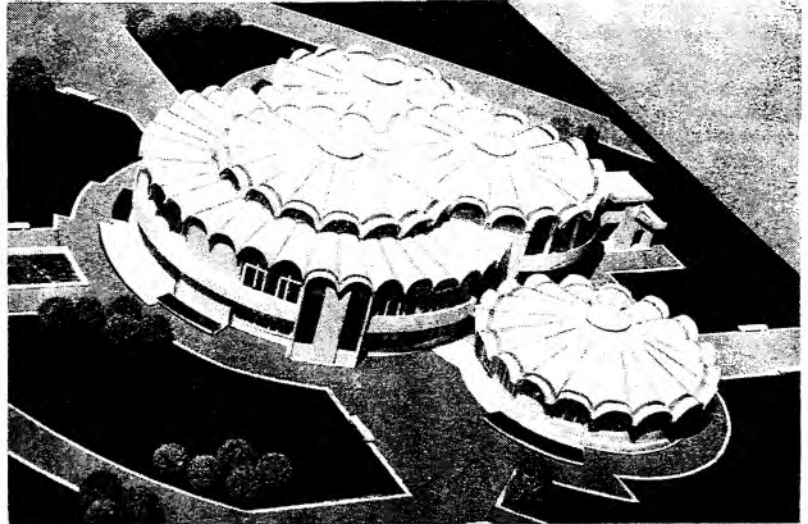


Рис. 2. Лабораторный корпус СамГАСИ в г. Джембае

Рис. 3. Клуб для общественного центра в поселке Улугбек



ной В-2. Для максимальной имитации землетрясения вибромашину устанавливали на уровне силовых пола на специальных прокладках, обеспечивая при этом минимальные потери энергии. Вертикальные вынужденные колебания оболочки создавала пространственная рама, закрепленная к контурным диафрагмам оболочек, а горизонтальные колебания через колонны и пространственную раму стенда. В процессе вынужденного колебания создавали ускорение соответствующее 7; 8 и 9 баллам расчетной сейсмичности с доведением конструкции до резонансного состояния. Испытания проводили на моделях составных оболочек с боковыми элементами положительной и отрицательной гауссовой кривизны пролетом 1,8; 4,8 и 12 м. При этом исследовали сейсмостойкость отдельно стоящих и сопряженных кониче-

ских куполов пролетом 18 и 30 м (рис. 3). Масштаб модели 1:5.

На рис. 4 приведены вертикальные и горизонтальные формы колебаний моделей оболочки. Для составных оболочек с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны форма вертикальных свободных и вынужденных колебаний низшего тона характеризуется поступательными колебаниями средней оболочки совместно с диафрагмами, а в двух диагонально расположенных боковых оболочках наблюдались обратно симметричные колебания из двух полуволн относительно средних оболочек (см. рис. 4).

Максимальные амплитуды колебаний при этом отмечались по середине пролета средних оболочек, амплитуда колебаний боковых оболочек превышала амплитуду колебаний контурных диафрагм. Это объясняется различной г-

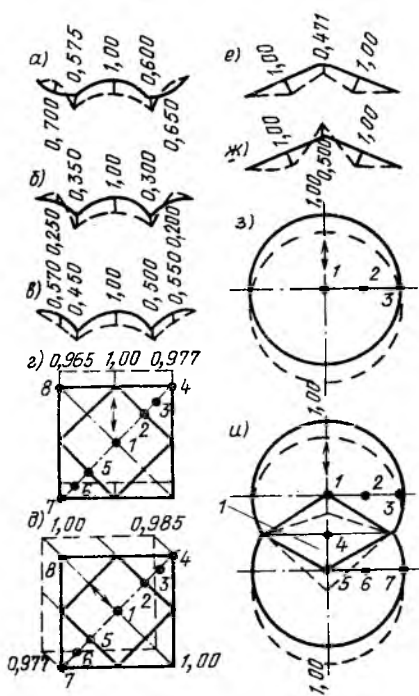


Рис. 4. Формы колебаний оболочки

а — вертикальные колебания составных оболочек с боковыми элементами отрицательной кривизны; б, в — то же с боковыми элементами положительной кривизны; г, д, з, и — горизонтальные колебания; е, ж — вертикальные колебания при горизонтальных воздействиях; 1...7 — вибродатчики; 8 — пространственный элемент жесткости; стрелками обозначено направление динамических воздействий

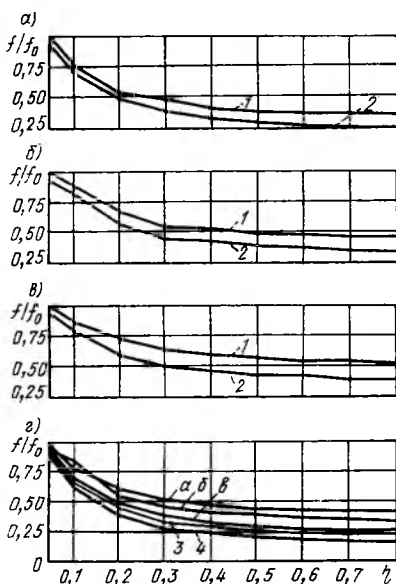


Рис. 5. Изменение частоты вертикальных колебаний оболочек в зависимости от уровня и длительности загрузжений и граничных условий защемления

а, б — составные и полигональные оболочки; в — конический купол; 1, 2 — при кратковременном и длительном загрузжении; 3, 4 — для защемленной и свободно опертой пологой оболочки

метрической формой поверхности центральных и боковых оболочек. Аналогичная форма вертикальных колебаний наблюдалась для составных оболочек с боковыми элементами положительной гауссовой кривизны (см. рис. 4). Однако амплитуды колебаний диафрагм и боковых оболочек отличались от составных оболочек с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны. В этих оболочках кроме этого зафиксированы симметричные поступательные формы колебаний всей пространственной системы (см. рис. 4). Хотя это вызвано идентичностью геометрических форм средних и боковых оболочек через 3...4 периода после начала колебаний, наблюдались только ранее выявленные колебания (см. рис. 4).

При различных направлениях горизонтальных воздействий колебание оболочки происходило в одной фазе, колебания были поступательными (см. рис. 4). Изгибные колебания в начальных периодах оказались незначительными. В испытаниях купола в вертикальном направлении от горизонтальных воздействий выявилось два типа основной формы. Более высокому тону соответствовали две симметричные полуволны в меридиональном направлении по поверхности купола (см. рис. 4). Кроме того, при вертикальном колебании в начальный период наблюдался высокий тон колебаний с параметрами 0,04...0,08 с, в дальнейшем они стабилизировались и соответствовали низкому тону колебаний купола.

Максимальная амплитуда колебаний наблюдалась посередине пролета меридиональных ребер или примерно $1/4$ пролета купола от нижнего опорного контура. Амплитуда колебаний посередине пролета купола была примерно в два раза меньше максимальной.

При горизонтальных воздействиях независимо от точки создаваемого динамического импульса и его направления отдельно стоящий и сопряженный купол перемещается поступательно в одной фазе и является как бы единым пространственным жестким диском (см. рис. 4). Для сопряженного купола пространственный элемент жесткости обеспечил совместную работу при горизонтальных и вертикальных воздействиях. Незначительные изгибные и крутильные колебания в начальный период интенсивно затухают и в дальней-

шем вся оболочка перемещается поступательно.

Опыты показали, что при свободных и вынужденных колебаниях амплитуда горизонтальных колебаний больше, чем вертикальных, поскольку жесткость оболочки в вертикальном направлении значительно превышает горизонтальную, кроме того, направление вынужденных колебаний конструкции совпадали с перемещениями оболочки.

Анализом вынужденных колебаний всей пространственной системы, проведенным на крупноразмерной модели составной оболочки, установлено, что сейсмоприемники на уровне верха колонн и в центре оболочки зафиксировали наибольшие амплитуды колебаний в вертикальном и горизонтальном направлениях по сравнению с амплитудами на уровне грунта (фундамента). Отношение амплитуды вертикальных колебаний оболочки контурной диафрагмы и верха колонн к амплитудам колебаний на уровне грунта составили 4; 2,7 и 1,05. При горизонтальном колебании это соотношение равно в среднем 2.

Результаты испытаний показали, что при землетрясениях колебание пространственной системы происходит по случайному закону. Периоды и амплитуды колебаний оболочки могут существенно отличаться от спектра колебаний грунта. Колебания оболочки имеют упорядоченный гармонический характер, пропускающий только те частоты, которые близки к ее собственным. При этом преобладающие периоды колебаний верха колонн и грунта равны.

В горизонтальном направлении оболочка колеблется как единая пространственная система, при этом амплитуда горизонтальных составляющих оболочки зависит от жесткости поддерживающих конструкций. Применение составных оболочек обеспечивает совместную работу колонн этих конструкций. Это повышает динамическую жесткость составной оболочки в горизонтальном направлении по сравнению с оболочками, очерченными по единой геометрической поверхности. Несмотря на это горизонтальные сейсмические воздействия воспринимают только поддерживающие конструкции колонн, в этом случае составляющие элементы оболочек в работе участвуют неэффективно. В результате для восприятия сейсмических усилий

приходится увеличить жесткость колонн и применить другие конструктивные мероприятия.

В испытаниях увеличение жесткости колонн для составной оболочки и конического купола в 2,25 и 5,86 раза привело к повышению частот горизонтальных колебаний от собственного веса на 64 и 74,3 %. С ростом нагрузки влияние жесткости колонн на изменение частотных характеристик ослабевает. Так, увеличение нагрузки в четыре раза снизило влияние жесткости колонн на частоту колебаний составной оболочки и конического купола до 42,7 и 38,7 %. Это свидетельствует о том, что при сильных землетрясениях возможно достижение предельных состояний. Учет жесткости колонн при горизонтальных воздействиях остается одним из важнейших параметров, который следует учитывать при проектировании различных геометрических форм оболочки.

Увеличение жесткости колонн на различных этапах загрузки привело к незначительному (до 5 %) возрастанию вертикальных частот колебаний, поэтому их влиянием при проектировании можно пренебречь. Испытание длительно нагруженных моделей оболочки на динамические воздействия вызвало существенное изменение динамических параметров оболочки. В исследованиях в качестве характеристики динамической жесткости оболочки приняты изменение частоты основного тона колебаний (рис. 5).

Для длительно нагруженных моделей оболочек с увеличением уровня загрузок динамическая жесткость оболочки снижалась в зависимости от принятого типа конструктивных решений. Если в начальных стадиях загрузки от собственного веса модели оболочки частотные характеристики при длительно нагружении уменьшились до 1,25 раза, то при высоких уровнях загрузки — до 1,55 раз.

Сравнение динамической жесткости составных оболочек с квадратным и полигональными планами и коническим куполом при различных уровнях загрузки позволило выявить закономерности из-

менения их параметров в зависимости от исследуемых конструктивных оболочек (см. рис. 5). Наибольшими жесткостными характеристиками обладают полигональные оболочки и конический купол. Наименьшие значения отмечались в составной оболочке с квадратным планом и заземленной с четырех сторон пологой оболочке с квадратным планом. Частотные характеристики составной и заземленной оболочки с квадратным планом, полученной в источнике [2], были близки. При этом для заземленной и свободно опертой пологой оболочки частотные характеристики существенно отличаются [3...5].

Для всех типов оболочек на различных этапах загрузки наблюдались высокочастотные вертикальные колебания. Выявленные низкочастотные колебания на начальных этапах загрузки при $q/q_u < 0,3$ росли незначительно. С увеличением уровня и длительности загрузок низкочастотные колебания существенно изменяются в зависимости от конструктивных решений (см. рис. 5). Таким образом, проведенные исследования показали, что применение различных конструктивных решений составных оболочек приводит к созданию неразрезной пространственной системы и повышению динамической жесткости оболочки. Оно тем значительнее, чем больше составляющих элементов оболочки и заземленных краев.

В результате экспериментов также установлено, что применение дискретно расположенных ребер (сеток) повысило динамическую жесткость в вертикальном направлении до 25 % по сравнению с гладкими оболочками. Направленные ребра относительно контурных конструкций и контурных ребер при одинаковых размерах сечений на динамическую жесткость оболочки влияет незначительно. В исследованных оболочках учет податливости длительно нагруженных контурных диафрагм привел к снижению частотных характеристик до 1,5 раз. Длительно нагружение моделей оболочки с различными уровнями нагрузок, развитие трещин в плитах и контур-

ных диафрагмах не изменило формы вертикальных и горизонтальных колебаний оболочки.

Увеличение усилий при вынужденных колебаниях приводит к увеличению амплитуды перемещений и изменению напряженно-деформированного состояния оболочки; их влияния на форму колебаний на различных этапах загрузки не наблюдалось.

Таким образом, применение составных оболочек в сейсмических районах повышает пространственную жесткость, содействуя выходу из резонансных состояний при введении специальных пространственных элементов, например ядер жесткости [1]. Учет длительности эксплуатации рассмотренных конструкций в сейсмических районах отражает их специфику и позволяет более обоснованно оценить напряженно-деформированное состояние с учетом изменяющихся динамических параметров. Это приводит при проектировании к рациональному армированию железобетонных составных оболочек.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Раззаков С. Р. К вопросу об учете длительности эксплуатации при оценке сопротивления составной оболочки покрытия сейсмическим воздействиям // Динамика железобетонных конструкций и сооружений при интенсивных кратковременных воздействиях. — М.: МИСИ, 1991. — С. 189—194.
2. Исхаков Ч. Ш., Наумов О. Р. Динамические исследования неразрезных железобетонных оболочек в натуре и на модели // Пространственные конструкции зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1991. — Вып. 6. — С. 142—146.
3. Бобров Ф. В., Быховский В. А., Гасанов А. Н. Сейсмические нагрузки на оболочки и висячие покрытия. — М.: Стройиздат, 1974. — 159 с.
4. Жив А. С. Вибрационные испытания пространственных конструкций покрытий // Бетон и железобетон. — 1983. — № 9. — С. 12—13.
5. Кривницкий В. П. Работа железобетонных оболочек покрытий отрицательной гауссовой кривизны при нагружении с учетом сейсмических воздействий: Автореф. дис... канд. техн. наук. — М.: 1979. — 21 с.

Определение осевого преднапряжения напорных виброгидропрессованных труб

В нашей стране виброгидропрессованные трубы выпускают с середины шестидесятих годов, и, казалось, вопрос об осевом обжатии не должен был бы вызывать каких-либо сомнений. По технологическим требованиям [1] его принимают $\geq 1,5$ МПа для труб всех диаметров и классов. Однако при испытании труб со спирально-перекрестным армированием оказалось, что из-за серьезных дефектов в раструбе осевое обжатие > 1 МПа достичь не удастся.

В НИИЖБе изучили осевое обжатие напорных железобетонных труб при работе по балочной схеме в процессе изготовления, транспортирования и эксплуатации. В первом случае изгибные растягивающие напряжения появляются при гидравлических испытаниях, когда труба заполнена водой и закреплена на стенде во втулке и раструбе. При транспортировании аналогичное напряженное состояние усиливается динамическими воздействиями. Однако, как показали расчеты, максимальные моменты в этих случаях невелики. Наихудшее условие работы трубы возникает в процессе эксплуатации водовода, особенно когда она попадает на границу двух сред с разными упругими характеристиками.

Для оценки внешних нагрузок, действующих на трубопроводы, различные грунты основания сведены в условные группы [2], каж-

Таблица 1

Виды грунтов	Условные группы	k_0 , МПа/см
Пески рыхлые и средней плотности, супеси, суглинки глины слабые	Γ_0-1	0,05
Пески плотные, супеси, суглинки, глины средней прочности	Γ_0-2	0,50
Пески плотные, супеси, суглинки, глины прочные	Γ_0-3	1,00
Супеси, суглинки, глины очень прочные, скальные грунты	Γ_0-4	2,00

дой из которых соответствует коэффициент постели k_0 , характеризующий упругую податливость основания (табл. 1).

Известно, что внешняя линейная нагрузка на 1 м трубопровода существенно зависит от характера основания и группы грунтов. При проведении теоретических исследований для количественной оценки этой нагрузки приняли усредненные условия эксплуатации трубопроводов по ГОСТ 22 000, которым соответствуют грунтовое профилированное основание с углом охвата 90° , засыпка грунтом плотностью $1,8$ т/м³ с нормальным уплотнением, временная нагрузка на поверхности земли НГ-60. Результаты расчетов для водоводов из виброгидропрессованных труб приведены на рис. 1, из которого видно, что нагрузка на трубопровод, уложенный в траншею, в 2...2,5 раза (в зависимости от глубины заложения) превышает нагрузку на трубопровод, уложенный в насыпь из грунта той же категории. Естественно, что такая разница в нагрузках при различной упругой податливости основания должна вызвать изгибающие моменты в трубах, попавших на границу двух сред.

При определении этих моментов воспользуемся известными зависимостями расчета балок на упругом основании [3]. Примем расчетную схему трубопровода в виде мног шарнирной балки и рассмотрим пролет AC (рис. 2). Естественно, что на стыке двух сред нельзя ожидать реализации жесткого защемления в точке B . Поэтому максимальный момент определяют в балке BC с одним упруго защемленным, и другим шарнирным концом (см. рис. 2), полагая, что $q_i < q_j$. Условный коэффициент постели k_y на участке BC установили из разности осадок частей AB и BC под нагрузками q_i и q_j . Осадка части BC

$$\frac{q_i}{k_y} = \frac{q_i}{k_i} - \frac{q_j}{k_j}, \quad (1)$$

откуда $k_y = \frac{q_i k_i k_j}{q_i k_j - q_j k_i}$.

Влияние балки CD на BC выражается через опорную реакцию R (см. рис. 2). Как показали расчеты, влиянием балок следующих за CD в направлении оси x можно пренебречь.

Допустим, что реактивный момент M (см. рис. 2), реализующий упругое защемление, пропорционален углу поворота φ на опоре в точке B [4]. Тогда $M = -k\varphi$. Используя известные зависимости источника [3] для определения угла поворота балки на упругом основании с двумя шарнирно закрепленными концами, нагруженной моментом, распределенной нагрузкой и силой в шарнире, а также помня, что ввиду нелинейности задачи при определении прогиба трубы нельзя использовать принцип независимости действия сил, максимальный момент

$$M = q\beta dk \left\{ \frac{f_1(\alpha)}{k_y d - k\beta^3 f_4(\alpha)} + \frac{f_3(\alpha)[f_5(\lambda) - f_6(\lambda_1)]}{[k_y d - k\beta^3 f_2(\alpha)][f_7(\lambda_1) - f_8(\lambda)]} \right\}, \quad (2)$$

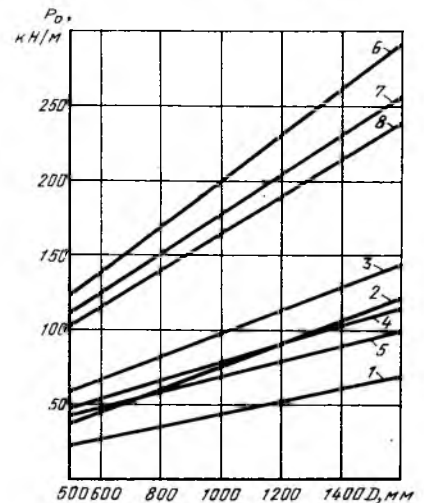


Рис. 1. Изменение внешней линейной нагрузки на трубопровод в зависимости от группы грунтов основания при укладке труб

1, 2 — в насыпь с грунтом основания Γ_0-2 на глубину 2 и 5 м; 3...5 — в траншею на глубину 2 м с основанием, соответствующим группам грунта Γ_0-2 , Γ_0-3 и Γ_0-4 ; 6...8 — то же на глубину 5 м

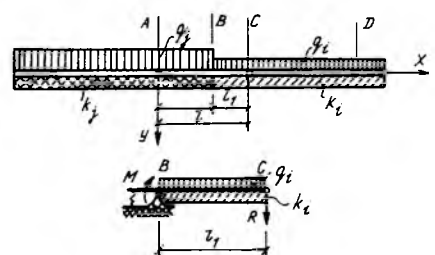


Рис. 2. Расчетная схема трубопровода на границе двух сред

где k — коэффициент упругого защемления, зависящий от соотношения жесткостей основания, длины трубы и ее геометрических характеристик: $k = \frac{k_y}{\beta} n^4 l^3 (1-n)$; d — наружный диаметр трубы; q — равномерно распределенная нагрузка; $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_y d}{4E_b J}}$; $\alpha = \beta n$; $\lambda = \beta l$; $\lambda_1 = \beta l n$; $n = l_1/l$.
 При $l_1 \rightarrow 0$ и $l_1 \rightarrow l$ $k \rightarrow 0$ и моменты в шарнирах А и С балки АС также $\rightarrow 0$. При $l_1 = 0 \dots l$ момент изменяется, принимая в какой-то точке максимальное значение.

$$f_1(\lambda) = -\frac{1}{\eta(2\alpha)} [\mu(2\alpha) + \xi(\alpha)];$$

$$f_2(\alpha) = -\frac{2\tau(2\alpha) + 4}{\rho(2\alpha)};$$

$$f_3(\alpha) = \frac{2\xi(\alpha)}{\rho(2\alpha)};$$

$$f_4(\alpha) = \frac{\rho(2\alpha)}{2\eta(2\alpha)};$$

$$f_5(\lambda) = 1 + \frac{1}{4\rho(2\lambda)} [2\tau(2\lambda)\psi(\lambda) - \eta(2\lambda)\xi(\lambda)] - \varphi(\lambda);$$

$$f_6(\lambda_1) = 1 + \frac{1}{2[\tau(2\lambda_1) + 4]} \times$$

$$\times [2\mu(2\lambda_1)\psi(\lambda_1) - \eta(2\lambda_1)\theta(\lambda_1)] - \varphi(\lambda_1);$$

$$f_7(\lambda_1) = \frac{1}{\tau(2\lambda_1) + 4} [4\varphi(\lambda_1)\psi(\lambda_1) + \xi(\lambda_1)\theta(\lambda_1)];$$

$$f_8(\lambda) = \frac{1}{2\rho(2\lambda)} \{4[\varphi(\lambda)]^2 + [\xi(\lambda)]^2\}.$$

Помня, что γ может быть заменено на α , 2α , λ , λ_1 и $2\lambda_1$.

$$\mu(\gamma) = \text{sh } \gamma + \sin \gamma;$$

$$\eta(\gamma) = \text{ch } \gamma - \cos \gamma;$$

$$\xi(\gamma) = -2(\text{sh } \gamma \cos \gamma + \text{ch } \gamma \sin \gamma);$$

$$\rho(\gamma) = \text{sh } \gamma - \sin \gamma;$$

$$\tau(\gamma) = \text{ch } \gamma + \cos \gamma - 2;$$

$$\psi(\gamma) = \text{sh } \gamma \cos \gamma - \text{ch } \gamma \sin \gamma;$$

$$\varphi(\gamma) = \text{ch } \gamma \cos \gamma;$$

$$\theta(\gamma) = -2 \text{sh } \gamma \sin \gamma [3].$$

Для определения количественных значений коэффициента упругости заделки провели численный эксперимент. Из всего многообразия грунтовых условий выбрали четыре наиболее характерных и чаще всего встречающихся на практике варианта (табл. 2). Поскольку насыпь, как правило, образуется из породы выемки, приняли, что ус-

Таблица 2

Грунтовые условия	Группы грунтов	
	основания Γ_0	засыпки Γ_3
1	Γ_0-2/Γ_0-1	Γ_3-1/Γ_3-1
2	Γ_0-3/Γ_0-2	Γ_3-2/Γ_3-2
3	Γ_0-4/Γ_0-3	Γ_3-3/Γ_3-3
4	Γ_0-4/Γ_0-2	Γ_3-2/Γ_3-2

Примечание. Перед чертой траншея, после черты — насыпь.

ловная группа грунта насыпи на одну ступень ниже условной группы грунтов выемки.

По выражению (2) подсчитали моменты для $0 < l_1 < l$ с шагом $\Delta l_1 = 50$ мм. Величины k для максимальных значений этих моментов позволили получить графические соотношения между безразмерными параметрами $n = l_1/l$ и $t = d_b/s$ (d_b — внутренний диаметр трубы; s — толщина стенки). Из зависимости (2) следует, что для $0 < n < 1$ при увеличении n и M возрастают, а при уменьшении — снижаются.

Графически установили наибольшие средние значения n . При l , равном 2; 3,5 и 5 м, n составило 0,73; 0,7 и 0,82. Для упрощения инженерных расчетов представляется вполне оправданным принять для труб различной длины $n = 0,75$.

Значения моментов, полученные из зависимости (2) при расчете виброгидропрессованных труб, приведены на рис. 3. Расхождение между результатами для $n = 0,75$ и точными значениями n 2...8%. По предложенному алгоритму подсчитали осевое преднапряжение бетона в трубах, расположенных на глубине 2...5 м, отвечающих условиям укладки по ГОСТ 22000 (рис. 4). Представляется целесообразным увязать класс виброгидропрессованных труб с осевым преднапряжением кольцевых сечений. Разумно предположить, что при планировании трассы маловероятны участки с границей двух сред на глубине более чем 3,5 м.

Таблица 3

Вид труб	ТН50	ТН60	ТН80	ТН100	ТН120	ТН140	ТН160
По ГОСТ 12586.1	3,1	2,1	2,3	1,9	2,1	2,0	1,9
Со спиральноперекрестным армированием	—	0,9	1,0	0,9	0,7	—	—
	—	0,6	0,9	0,8	0,7	—	—
	—	2,6	2,0	1,4	0,3	—	—
По рис. 4	—	2,7	2,1	1,5	0,4	—	—

Примечание. Над чертой — класс I, под чертой — II.

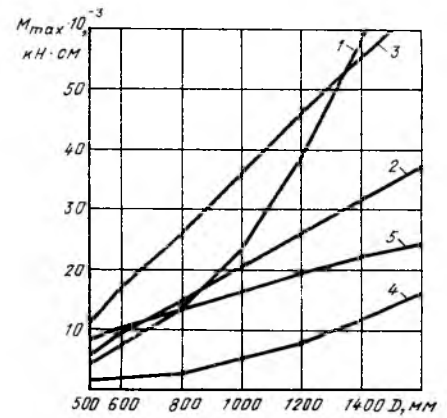


Рис. 3. Максимальные изгибающие моменты в трубе, расположенной на границе двух сред

1 — момент трещиностойкости изгибаемого кольцевого сечения по СНиП 2.03.01—84 при отсутствии продольного преднапряжения в трубе; 2, 3 — моменты в трубах для грунтовых условий 1, уложенных на глубине 2 и 5 м; 4, 5 — то же, для грунтовых условий 2

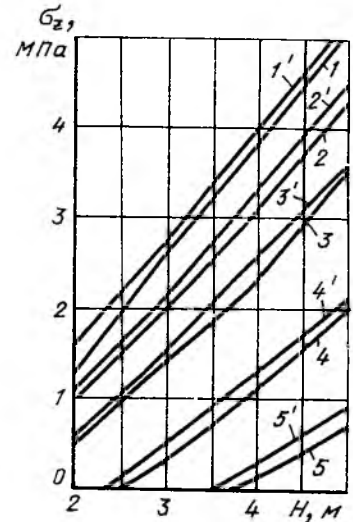


Рис. 4. Осевое преднапряжение бетона, необходимое для обеспечения трещиностойкости кольцевых сечений при работе трубы по балочной схеме в зависимости от глубины заложения трубопроводов 1...5 — для труб I класса ТН50, ТН60, ТН80, ТН120; 1'...5' — то же для труб II класса

Поэтому величину осевого обжатия можно принимать по рис. 4 для глубины заложения трубопроводов $H = 3$ м до верха трубы.

Из табл. 3 следует, что напряжения в трубах по ГОСТ 12586 существенно выше. Это обусловлено тем, что продольные стержни из преднапряженной арматуры, кроме основного назначения, выполняют еще и технологические функции, прижимая к наружной форме втулочное и раструбное кольца и обеспечивая герметичность формы в процессе прессо-

вания бетонной смеси. В трубах со спирально-перекрестным армированием продольные стержни отсутствуют, элементы формы скрепляют откидными болтами, поэтому продольное обжатие существенно ниже. Для труб малых диаметров оказалась не обеспеченной трещиностойкость конструкции на стадии эксплуатации.

Выводы

Если в существующей конструкции виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием невозможно создать осе-

вое обжатие бетона > 1 МПа, то такая конструкция должна быть изменена.

В результате исследований получены зависимости для определения изгибающего момента, возникающего в трубах под действием внешней нагрузки на наиболее неблагоприятных участках трубопровода в зоне контакта насыпи и выемки.

Предложены способы, позволяющие определить осевое обжатие железобетонных напорных виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным армированием, к которым предъявляются требования I категории трещиностойкости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по расчету и проектированию железобетонных напорных предварительно напряженных труб.— М.: Стройиздат, 1977.— 35 с.
2. Клейн Г. К. Расчет подземных трубопроводов.— М.: Стройиздат, 1969.— 239 с.
3. Корневиц Э. Ф., Эндер Г. В. Формулы для расчета балок на упругом основании.— М.-Л.: Госстройиздат, 1932.— 346 с.
4. Филоненко-Бородич М. М. Курс сопротивления материалов.— М.: Госизд-во физ.-мат. лит, 1961.— 655 с.

Бетоны

УДК 691.327:539.4

С. Ю. ЦЕЙТЛИН, д-р техн. наук, Д. И. ЯРОВСКИЙ, инж. (МНИПТИ Стройиндустрия)

Прочность бетона на смятие по очень малым площадкам

В МНИПТИ Стройиндустрия проведены экспериментальные исследования прочности бетона при смятии по очень малым площадкам, под которыми понимают площадки с отношением всей расчетной площади сечения элемента к площади смятия более 16, что соответствует предусмотренному СНиП 2.03.01—84 пределу $\phi_b = 2,5$. Опыты проводили на образцах-кубах с ребром 150 мм по схеме нагружения, показанной на рис. 1.

Во избежание преждевременного раскалывания при испытании образцы армировали двумя рамками из арматуры диаметром 12 мм из стали класса А-III. Рамки намного меньше предусмотренного в нормах конструктивного минимума, при котором учитывается косвенное армирование сечений, поэтому

их можно не учитывать в расчетах. Для контроля результатов после достижения прочности смятия проводили аналогичное испытание в положении куба на боку; результаты были близки основным.

Применяли два вида бетонов: тяжелый и керамзитобетон. Тяжелый бетон имел прочность к моменту испытаний 8,5; 14,5 и 17,4 МПа. Керамзитобетонные образцы прочностью 3,2 и 8,5 МПа изготавливали из поризованного керамзитобетона, прочностью 13,2— из плотного керамзитобетона. Составы керамзитобетона на 1 м³ приведены в табл. 1.

Смятие создавали штампами плоской круглой формы. Площади штампов варьировали и составляли 242; 705 и 1170 мм², диаметры

Таблица 1

Прочность, МПа	Цемент М400, кг	Керамзитовый гравий, кг, фракций, мм		Песок, кг	СДО, 7 %-ый раствор, л	Вода, л
		5—10	10—20			
3,2	230	250	425	180	19	112
8,5	250	250	425	180	16	118
13,2	250	150	350	725	—	130

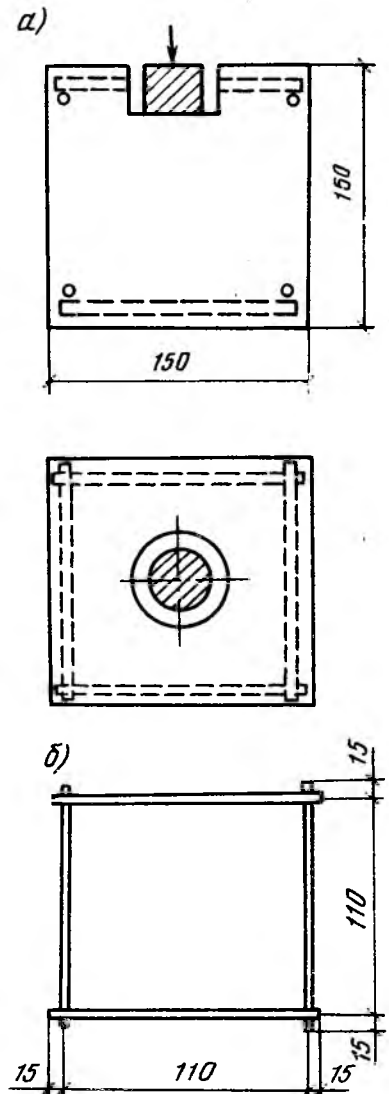


Рис. 1. Опытные образцы
а — общий вид к схеме нагружения; б — рамка

$F_{см}$ мм ²	$k_{см}$ для тяжелого бетона прочностью, МПа			$k_{см}$ для керамзитобетона прочностью, МПа			φ_b	Среднее	
	8,5	14,5	17,4	3,2	8,5	13,2		$k_{см}$	$\frac{k_{см}}{\varphi_b}$
242	11,40	11,70	11,10	3,02	3,03	3,90	4,53	11,4/3,32	2,52/0,73
705	6,03	6,31	5,47	2,67	2,16	2,75	3,17	5,94/2,53	1,87/0,80
1170	4,43	4,70	4,13	2,53	2,06	2,38	2,66	4,42/2,32	1,66/0,87

Примечание. Перед чертой — для тяжелого бетона, после черты — для керамзитобетона

штампов D — 17,6; 30 и 38,7 мм. Отношения площади образца к площади штампа составляли 93; 32 и 19. Корни кубические φ_b из этих величин, обычно рассматриваемые в качестве характеристики местного смятия, равны соответственно 4,53; 3,17 и 2,66, т. е. были больше граничного значения, принимаемого в нормах (2,5 для бетонов класса выше В7,5). Крупность щебня тяжелого бетона и керамзита в керамзитобетоне была 10...15 мм, т. е. меньше размеров штампов. Всего было проведено 30 испытаний на образцах из тяжелого бетона и 75 — на керамзитобетоне.

При измерении проникания штампа в бетон записывали график в координатах «сила — перемещение». В процессе загрузки бетон под штампом сжимался, последний проникал в массив, причем при одинаковых приращениях нагрузки перемещения штампа сначала увеличивались равномерно, а затем нарастали более быстро. За предельное состояние по смятию в запас было принято состояние, при котором приращения становились нелинейными по отношению к нагрузке и быстро возрастали (рис. 2).

Результаты испытаний образцов на смятие приведены в табл. 2. Здесь показана величина

$\varphi_b = \sqrt{\frac{F}{F_{см}}}$, традиционно используемая при определении отношения прочности на смятие к прочности при сжатии, а также средняя для данной площади штампа величина $k_{см} = R_{сж}/R$ и опытное отношение $k_{см}/\varphi_b$.

Из табл. 2 видно, что отношение прочности бетона на смятие по малым площадкам к прочности на

сжатие в рассматриваемых пределах зависит от вида бетона. Для тяжелого бетона это отношение в 2...4 раза выше, чем у керамзитобетона. По сравнению с расчетными отношениями по СНиП 2.03.01—84 для тяжелого бетона опытное превышение $k_{см}$ над φ_b составляет 1,5...2,5 раза, для керамзитобетона, наоборот, $k_{см}$ снижается по сравнению с φ_b примерно на 20 %.

Отношение прочности на смятие по малым площадкам к прочности на сжатие практически не зависит от прочности бетона, но сильно возрастает при уменьшении размера штампа.

На рис. 3 показаны средние опытные значения $k_{см}$, полученные отдельно для тяжелого и керамзитобетона. Для тяжелого бетона

$$k_{см} = 0,3 + 0,7 \varphi_b,$$

для керамзитобетона

$$k_{см} = 0,3 + 0,2 \varphi_b + 0,5 \varphi_b^2.$$

Эти формулы получены методом наименьших квадратов и скорректированы таким образом, чтобы в наиболее простой форме точно выражать результаты опытов. Нужно подчеркнуть, что формулы справедливы на интервале $1 \leq \varphi_b \leq 5$ для бетонов прочностью примерно 3...18 МПа.

Согласно СНиП 2.03.01—84 для тяжелых и легких бетонов классов выше В7,5 принимается одинаковое $\varphi_b \leq 2,5$ и тогда, полагая $R_b = 0,75 R$, по нормам получается одинаковое для обоих видов бетона максимальное значение $k_{см} = 0,75 \cdot 2,5 = 1,875$, а для класса В7,5 и ниже $\varphi_b \leq 1,5$ и $k_{см} = 0,75 \cdot 1,5 = 1,125$. Эти значения хорошо совпадают с экспериментальными данными для керамзитобетона, но намного ниже экспериментальных

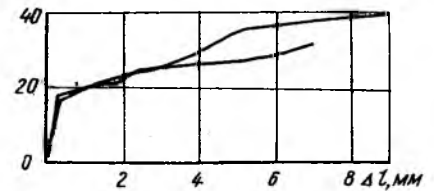


Рис. 2. Примеры зависимости вертикальных перемещений штампа Δl от напряжений в бетоне σ под ним

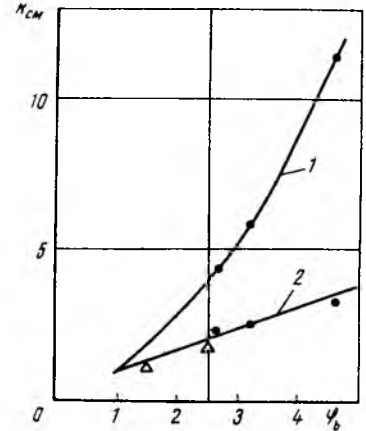


Рис. 3. Зависимость относительных напряжений $k_{см}$ от φ_b
1 — для тяжелого бетона; 2 — для керамзитобетона; ● — опытные значения; Δ — рассчитанные по СНиП 2.03.01—84

данных для тяжелого бетона (см. рис. 3).

Полученные данные о прочности бетона на смятие по очень малым площадкам использованы при анализе прочности заделки петель по смятию бетона и при определении необходимого усиления их в керамзитобетоне.

Выводы

С уменьшением площадки смятия прочность бетона на смятие возрастает, особенно для тяжелого бетона.

Относительная прочность на смятие по очень малым площадкам в интервале $1 \leq \varphi_b \leq 5$ для керамзитобетона в 2...4 раза ниже, чем для тяжелого. В связи с этим приводимые в СНиП 2.03.01—84 (п. 3.39) унифицированные рекомендации по расчету на смятие элементов из тяжелых и легких бетонов следует разделить и установить их разными в зависимости от вида бетона.

Е. Н. ЛЬВОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (ЗапСибБЗНИИЭП)

Статистическое моделирование деформаций ползучести бетона на ЭВМ

С развитием вычислительной техники и программного обеспечения ЭВМ появилась возможность статистического моделирования деформаций ползучести бетона на основе известных результатов исследования деформаций ползучести бетона в зависимости от различных факторов. Основное преимущество таких моделей по сравнению с существующими, используемыми в феноменологических теориях ползучести бетона, заключается в том, что они имеют обобщающий характер и не требуют определения констант из опытов, так как сами модели получены на основе большого числа экспериментальных данных.

Программы для статистической обработки опытных данных, созданные в нашей стране и за рубежом, позволяют получить многофакторные модели любого вида (линейные, квадратичные, мультипликативные, экспоненциальные и т. д. [1]).

Авторы после проверки всех видов моделей по качеству предсказания результатов экспериментов выбрали форму модели, близкую к той, которую используют в феноменологической теории упругоползучего тела Маслова — Арутюняна. Удельные относительные деформации ползучести бетона представляют в виде произведения функций

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau)\theta(t-\tau), \quad (1)$$

где $\varphi(\tau) = C_0\theta(\tau)$;

$$C_0 = b_0 \prod_{i=1}^p A_i^{b_i};$$

j — число технологических и других факторов; $j = \overline{1, p}$; A_j — уровни соответствующих факторов, b_j — коэффициенты регрессии в множественной мультипликативной модели; b_0 — свободный член модели;

$$\theta(\tau) = e^{-\tau}; \quad \theta(t-\tau) = [1 - e^{-\tau(t-\tau)}]$$

Всего в модели фигурирует семь факторов, два из которых представляют возраст бетона к моменту загрузки τ и время наблюдений деформаций ползучести $t-\tau$; $A_1 = 3$ — масса заполнителя (П + Ц) в 1 м³ бетона; $A_2 = Ц$ — масса цемента в 1 м³ бетона; $A_3 = W$ — влажность среды; A_4 — масштабный фактор; $A_5 = В/Ц$ — водоцементное отношение.

Следует отметить, что в модели в скрытом виде присутствуют и такие факторы, как количество цементного теста в 1 м³ бетона [отношение Ц/(Ц+П)] и количество воды (В/Ц/Ц). Данные собраны для экспериментов, в которых модуль упругости крупного заполнителя изменялся в пределах (450...800) × 10⁻² МПа, класс бетона — В10...В60, активность цемента 20...50 МПа (обычный тяжелый бетон), а уровень напряжений $\sigma/R_b = 0,1...0,5$ (область так называемой линейной ползучести бетона). В качестве функции отклика рассматривали удельные относительные деформации ползучести бетона $C(t, \tau)$.

Для построения модели использовали экспериментальные данные [2]. Матрица исходных данных имела восемь столбцов (включая вектор-столбцы τ , $t-\tau$ и $C(t, \tau)$).

Обработка результатов экспериментов на ЭВМ СМ 1420 использовала пакет прикладных программ на языке FORTRAN-IV. Пакет состоял из 697 операторов и вызывал 13 подпрограмм из библиотек стандартных подпрограмм MSSL и SSP. Основа пакета, программа множественного корреляционного и регрессионного анализов строила матрицу коэффициентов парной корреляции r_{yx_j} и $r_{x_j x_m}$, вычисляла определитель матрицы RX , стандартизированные коэффициенты регрессии a_j , натуральные коэффициенты регрессии b_j , стандартные отклонения коэффициентов регрессии S_{b_j} , доверительные интервалы коэффициентов регрессии, частные коэффициенты корреляции $r_{y...x_j}$, частные коэффициенты детерминации d_j , t_b — значения критерия Стьюдента для натуральных коэффициентов регрессии b_j , коэффициент множественной корреляции R , сумму квадратов остатков $S_{ост}^2$, значения F — критерия Фишера F_1 и F_2 .

Полученная в результате работы в пакете прикладных программ модель удельных относительных деформаций ползучести бетона

$$\begin{aligned} C(t, \tau) &= \varphi(\tau)\theta(t-\tau) = \\ &= 0,2175(3)^{-0,55253} \times \\ &\times (\text{Ц})^{0,70951} W^{-1,31467} M^{-0,27813} \times \\ &\times (В/Ц)^{2,35875} e^{-0,004} \times \\ &\times [1 - e^{-0,05(t-\tau)}], \end{aligned}$$

где $\theta(t-\tau) = 1 - e^{-0,05(t-\tau)}$.

а остальная часть формулы (произведение функций) представляла собой $\varphi(\tau)$.

Статистические характеристики модели (2) приведены в таблице. Функция $\varphi(\tau)$ протабулирована на ЭВМ и получены таблицы, позволяющие определить $\varphi(\tau)$ для всевозможных комбинаций уровней факторов:

$A_1 = 3/100$ — 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21;

$A_2 = Ц$ — 275, 300, 325, 350, 375, 400, 425;

Характеристики	$У$	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	τ	$t-\tau$
\bar{S}	55,124	2,678	71,314	17,050	5,619	13,535	70,863	855,367
r_{yx_j}	1	-0,058	-0,360	-0,335	-0,091	0,624	0,283	0,260
a_j	—	-0,120	0,191	-0,398	-0,087	0,750	0,328	0,325
b_j	—	-0,553	0,709	-1,315	-0,278	2,399	3,702	1,070
$r_{y...x_j}$	—	-0,217	0,249	-0,588	-0,156	0,730	0,530	0,528
d_j	—	0,007	-0,067	0,133	0,008	0,468	0,093	0,085
t_{b_j}	—	-3,754	4,350	-12,275	-2,671	18,061	10,545	10,490

Примечания: 1. Свободный член модели $b_0 = 0,218$. 2. Коэффициент множественной корреляции $R = 0,851$. 3. F — критерий Фишера: $F_1 = 109,805$; $F_2 = 3,623$. 4. Сумма квадратов остатков $SS = 274496,188$. 5. Дисперсия, связанная с суммой квадратов остатков $S_{y,ост}^2 = 939,850$.

$A_3 - W - 50, 60, 70, 80, 90;$
 $A_4 - M - 10, 12, 14, 16, 18, 20;$
 $A_5 - B/\Omega - 40, 45, 50, 55, 60,$
 $65, 70;$
 $\tau - 7, 14, 28, 40, 60, 90, 120.$

Эти таблицы можно использовать при составлении нормативных документов для практических расчетов железобетонных конструкций с учетом деформаций ползучести бетона.

При применении аппарата линейной теории ползучести бетона для исследования напряженно-деформированного состояния бетонных образцов служат линейные интегральные уравнения для установления связи между полными деформациями и напряжениями [3]

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma(t)}{E(\tau)} L(t, \tau) d\tau;$$

$$\frac{\sigma(t)}{E(t)} = \varepsilon(t) - \int_{\tau_1}^t \varepsilon(\tau) R(t, \tau) d\tau,$$

где $L(t, \tau)$ и $R(t, \tau)$ — наследственные функции бетона I и II рода:

$$L(t, \tau) - R(t, \tau) = \int_{\tau_1}^t L(\psi, \tau) R(t, \xi) d\xi; \quad (5)$$

$$L(t, \tau) = -E(\tau) \frac{d}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right]$$

$C(t, \tau)$ подсчитывали по выражению (2), а для построения модели $E(\tau)$ использовали метод нелинейного оценивания.

Систему трех нелинейных алгебраических уравнений с тремя неизвестными решали на ЭВМ СМ 1420 DUD-методом, для чего применяли пакет прикладных программ «PARIS». Модель строили в форме [4]

$$E(\tau) = E_0(1 - \beta e^{-\alpha_1 \tau}). \quad (4)$$

Задачу решали на основе результатов 145 опытов, в которых исследовали влияние возраста бетона на модуль деформаций [2]. В качестве начальных приближений приняли $E_0 = 300$; $\beta = 0,5$; $\alpha_1 = 0,05$. По окончании итерационного процесса ЭВМ выдала значения: $E_0 = 335,902$; $\beta = 0,932$; $\alpha_1 = 0,306$. Таким образом модель, полученная на ЭВМ методом нелинейного оценивания,

$$E(\tau) = 335,902(1 - 0,932 e^{-0,306 \tau}).$$

Это значит, что при назначении интервала изменения $\alpha_1 = 0,018 \dots 0,09$ ранее была допущена ошибка. В полученной модели t — критерий Стьюдента для трех оцениваемых параметров: $t_1 = 36,002$; $t_2 = 4,895$; $t_3 = 3,717$; коэффициент корреляции 0,52; F — критерий Фишера; $F_2 = 1,375$.

С помощью современных математических методов и ЭВМ получили модели, пригодные для норм проектирования.

Библиографический список

1. Львовский Е. Н. Статистические методы построения эмпирических формул. — М.: Высшая школа, 1982. — 224 с.
2. Львовский Е. Н. Пассивный и активный эксперимент при изучении механических характеристик бетона. — Кишинев: Карта молдовеняскэ, 1970. — 176 с.
3. Методические рекомендации по исследованию усадки и ползучести бетона. — М.: НИИЖБ, 1975. — 117 с.
4. Р ж а н и ц ы н А. Р. Теория ползучести. — М.: Госстройиздат, 1968. — 416 с.

Заводское производство

УДК 69.057.7:621.867

В. В. ЦЫРО, канд. техн. наук (СКТБ «Стройиндустрия»); Ю. М. МУХА, инж. (ДИСИ)

Кассетно-конвейерные линии с оптимальными параметрами

В настоящее время кассетно-конвейерная технология для изготовления деталей крупнопанельного домостроения получает широкое распространение в стройиндустрии страны. Так, только кассетно-конвейерных линий (ККЛ), разработанных СКТБ «Стройиндустрия», работает 28, в том числе в концерне Россевзапстрой 23, и их строительство продолжается.

Опыт проектирования ККЛ показывает, что требуемую для конкретного завода КПД производительность линии можно достигать

при различных сочетаниях таких параметров, как продолжительность тепловлажностной обработки (ТВО) на посту формования, число формовочных установок и отсеков в них, ритм конвейера подготовки, продолжительность формования и др.

Для нахождения оптимального варианта ККЛ разработана методика определения основных конструктивных характеристик: число постов на конвейере подготовки форм, камер второй стадии ТВО, кранов и передаточных постов, вид

оборудования для транспортирования и укладки бетонной смеси и приемы, ускоряющие ТВО на посту формования, и др., а также производственные и другие затраты по каждому из основных переделов и по всей линии в целом. В методику для расчета включено более 40 расчетных показателей, фигурирующих как исходные данные.

Конструктивно-технологические решения ККЛ оценивают по каждому из основных переделов, в том числе: ТВО на посту формования. Для достижения необходимой для частичной распалубки прочности изделий (0,5...2 МПа) продолжительность ТВО на посту формования должна составлять согласно исследованиям ВНИИ железобетона 200 мин. Однако ее можно снизить различными приемами, ускоряющими ТВО. Вид указанных приемов и значения ко-

эффицентов уменьшения эталонной продолжительности ТВО на посту формирования представлены в табл. 1. Продолжительность ТВО в зависимости от сочетания технологических приемов приведена в табл. 2.

Применение тех или иных технологических приемов, ускоряющих ТВО, и их сочетаний учитывается логическими коэффициентами:

$$T_1 = T_{т.о.ф} 200,$$

$$T_2 = (T_{т.о.ф} 170) (1 - T_1),$$

$$T_3 = (T_{т.о.ф} 160) (1 - T_1 - T_2),$$

$$T_4 = (T_{т.о.ф} 150) (1 - T_1 - T_2 - T_3),$$

$$T_5 = (T_{т.о.ф} 140) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4),$$

$$T_6 = (T_{т.о.ф} 120) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5),$$

$$T_7 = (T_{т.о.ф} 110) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5 - T_6),$$

$$T_8 = (T_{т.о.ф} 100) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5 - T_6 - T_7),$$

$$T_9 = (T_{т.о.ф} 90) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5 - T_6 - T_7 - T_8),$$

$$T_{10} = (T_{т.о.ф} 80) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5 - T_6 - T_7 - T_8 - T_9),$$

$$T_{11} = (T_{т.о.ф} 70) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5 - T_6 - T_7 - T_8 - T_9 - T_{10}),$$

$$T_{12} = (T_{т.о.ф} 60) (1 - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_5 - T_6 - T_7 - T_8 - T_9 - T_{10} - T_{11}),$$

где $T_{т.о.ф}$ — требуемая продолжительность ТВО на посту формирования.

При расчетном $T \geq 1$ принимается $T = 1$. При расчетном $T < 1$ принимается $T = 0$.

Производственные затраты и расход ресурсов по этому переделу будут следующими.

Стоимость цемента

$$C_{ц} = [(P_{ц} + 0,15P_{ц}(T_3 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_{12}) C_{ц}^2 (T_1 + T_2 + T_3 + T_7 + T_9 + T_{10}) + (P_{ц} + 0,15P_{ц}(T_3 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_{12}) C_{ц}^1 (T_4 + T_5 + T_6 + T_8 + T_{11} + T_{12}))] \Pi, \text{ р/год},$$

где $P_{ц}$ — нормативный расход цемента на 1 м^3 тяжелого бетона, кг/м^3 ; $C_{ц}^2$ — стоимость цемента 2-й группы, р/кг ; $C_{ц}^1$ — стоимость цемента 1-й группы, р/кг ; Π — производительность ККЛ, $\text{м}^3/\text{год}$.

Стоимость технической воды

$$C_{в} = [P_{в} C_{х.в} + (C_{г.в} - C_{х.в}) P_{в} (T_6 + T_9)] \Pi, \text{ р/кг},$$

где $P_{в}$ — расход воды на 1 м^3 тяжелого бетона, кг/м^3 ; $C_{х.в}$ — стоимость 1 кг холодной воды, р ; $C_{г.в}$ — стоимость 1 кг горячей воды, р .

Стоимость добавок

$$C_{д} = P_{д} C_{д}^1 (T_{11} + T_{12}) \Pi, \text{ р/год},$$

где $P_{д}$ — расход добавок на 1 м^3 бетона, кг ; $C_{д}^1$ — стоимость 1 кг добавок, р .

Таблица 1

№ п. п.	Технологический прием	Кoeffициент уменьшения эталонной продолжительности ТВО
1	Применение двухстороннего прогрева изделий	0,85
2	Повышение расхода цемента против нормативного на 15 %	0,95
3	Применение цемента с большей активностью при пропаривании (1 группы)	0,90
4	Укладка бетонной смеси с температурой 25°C (затворение горячей водой)	0,85
5	Укладка бетонной смеси с температурой $40-50^\circ\text{C}$	0,70
6	Повторная вибрация при температуре бетонной смеси 25°C	0,55
7	То же при температуре 45°C	0,70
8	Применение ускорителей твердения бетонной смеси	0,45

Таблица 2

№ п. п.	Технологический прием	Продолжительность ТВО, мин
1	—	200
2	1	170
3	1+2	160
4	1+3	150
5	1+2+3	140
6	1+2+3+4	120
7	1+2+5	110
8	1+2+3+5	100
9	4+6	90
10	1+5+7	80
11	1+3+8	70
12	1+2+3+8	60

Стоимость песка

$$C_{п} = P_{п} C_{п}^1 \Pi, \text{ р/год},$$

где $P_{п}$ — расход песка на 1 м^3 бетона, кг ; $C_{п}^1$ — стоимость 1 кг песка, р .

Стоимость щебня

$$C_{щ} = P_{щ} C_{щ}^1 \Pi, \text{ р/год},$$

где $P_{щ}$ — расход щебня на 1 м^3 бетона, кг ; $C_{щ}^1$ — стоимость 1 кг щебня, р .

Расход тепловой энергии (пара)

$$E_{т} = P_{пар}^{г.ф} \Pi (T_7 + T_8 + T_{10}) + P_{пар} \times \times T_{т.о.ф} n_{ф} D T_{г} / 60 (T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 + T_9 + T_{10} + T_{11} + T_{12}), \text{ кг/год},$$

где $P_{пар}^{г.ф}$ — расход пара на разогрев 1 м^3 бетонной смеси при горячем формировании, кг ; $P_{пар}$ — часовой расход пара на тепловой отсек формы, кг/ч ; $P_{т.о.ф}$ — продолжительность ТВО на посту формирования, мин; $n_{ф}$ — число форм в формовочной установке; D — число формовок в 1 сут ; $T_{г}$ — годовой фонд рабочего времени, сут.

Общая продолжительность подготовки отсеков форм составила 75 мин . Ее определяли опытным путем на основе хронометражных наблюдений. Ритм конвейера может быть таким, который требуется для достижения заданной производительности. В связи с этим находят конструктивные характеристики конвейера подготовки, по которым определяют расход ресурсов по данному переделу.

Число постов на конвейере

$$K_{п.к} = 75 R_{п} + 1,$$

где $R_{п}$ — требуемый ритм конвейера подготовки форм, мин.

Отметим, что на конвейере подготовки можно применять навивочную установку ПУМА, позволяющую намного сократить расход арматуры. Для учета ее применения введем логический коэффициент $K_{н.у}$, который равен 1 , если эта установка применяется на линии, и 0 , если нет.

Стоимость арматуры

$$C_{а} = [C_{а}^1 (P_{а} (1 - K_{н.у}) + P_{а.н.у} K_{н.у}) \times \times \Pi, \text{ р/год},$$

где $C_{а}^1$ — стоимость 1 кг арматуры, р ; $P_{а}$ — расход арматуры при традиционном способе армирования, кг/м^3 ; $P_{а.н.у}$ — расход арматуры при применении навивочной установки, кг/м^3 .

Расход металла

$$M^* = (m_{под} + m_{ф}) K_{п.к} + m_{кр} + + m_{н.у} K_{н.у}, \text{ кг},$$

где $m_{н.у}$ — масса подмостей, кг ; $m_{кр}$ — масса крана, применяемого на конвейере подготовки, кг ; $m_{ф}$ — масса форм, кг .

Число рабочих

$$K_{р}^* = (K_{п.к} + 2) n_{см},$$

где $n_{см}$ — число рабочих смен.

Учет расхода электроэнергии и производственной площади осуществляется по соответствующим формулам.

Формовочные установки на ККЛ располагаются поперек пролета, поэтому для достижения требуемой производительности на линии можно размещать, помимо основного, еще один или два дополнительных ряда формовочных установок (рис. 1), соединенных с конвейером подготовки обгонным путем. Кроме того, несколько формовочных установок можно разместить во вспомогательном ряду вместе с конвейером подготовки и камерами второй стадии ТВО, если ширина пролета будет достаточной для этого. Соответственно и расходы основных ресурсов будут зависеть от числа

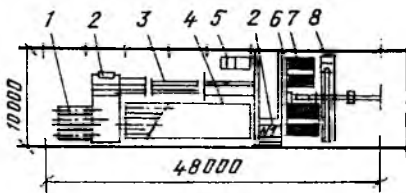
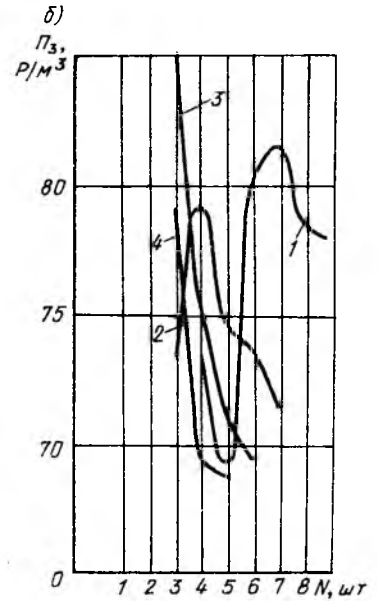
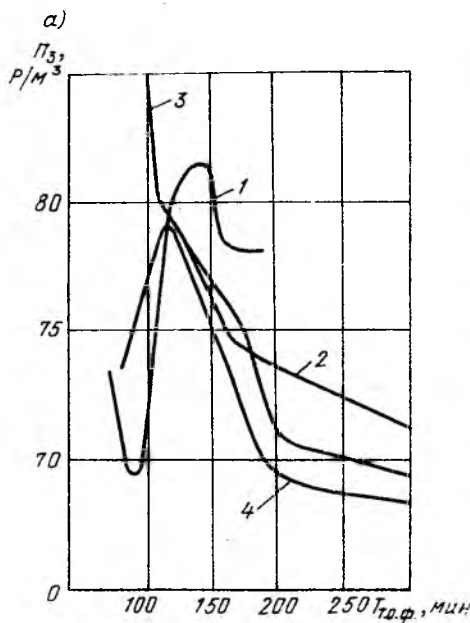


Рис. 1. Технологическая схема касетно-конвейерной линии с дополнительным рядом формовочных установок

1 — магазин форм; 2 — передаточные тележки; 3 — конвейер подготовки; 4 — камеры второй стадии ТВО; 5 — вспомогательный ряд формовочных установок; 6 — бетоноукладчик; 7 — формовочные установки; 8 — машина чистки и смазки формовочных установок

Рис. 2. Зависимость приведенных затрат от продолжительности ТВО на посту формирования (а) и числа формовочных установок (б)

1 — $P_{\phi}=1$; 2 — $P_{\phi}=2$; 3 — $P_{\phi}=3$; 4 — $P_{\phi}=4$



дополнительных и вспомогательных рядов формовочных установок.

Число вспомогательных рядов $N_{в.р.} = (B_{пр} - B_{к} n_{к} - 9,6) [B_{ф.у.} (N - N_1) + 0,8 (N - N_1 - 1)]$,

где $B_{пр}$ — ширина пролета, м; $B_{к}$ — ширина камер второй стадии ТВО, м; N — число формовочных установок на линии; $B_{ф.у.}$ — поперечный габарит формовочной установки, м; N_1 — число формовочных установок в основном ряду.

Транспортирование и укладку бетонной смеси на ККЛ наиболее целесообразно производить бетоноукладчиком, хотя не исключается бадья или бетононасос. Для ускорения процесса можно использовать бетоноукладчики с самоходными бункерами. Применение того или иного вида указанного оборудования учитывается соответствующими логическими коэффициентами.

Представленная методика позволяет учитывать взаимосвязь основных параметров ККЛ при заданной ее производительности, т. е. изменение какого-либо из параметров. Например, увеличение продолжительности ТВО на посту формирования должно компенсироваться изменением других параметров — числом формовочных установок либо отсеков в них и т. д., поскольку производительность ККЛ должна оставаться неизменной.

На этом основании разработаны алгоритм и программа для ПЭВМ, с помощью которой проведены исследования влияния динамики основных параметров на

техничко-экономические показатели ККЛ. Исследования проводили для линии конструкции СКТБ «Стройиндустрия» производительностью 35 тыс. м³ в год (т. е. потребность во внутренних стеновых панелях среднего по мощности ДСК), размещаемой в стандартном пролете 18×144 м. Производство продукции определяли в ценах на начало 1991 г.

Исследования показали, что влияние таких параметров ККЛ, как ритм конвейера подготовки и продолжительность формирования, на экономические показатели линии крайне незначительны. Это естественно, поскольку ритм конвейера подготовки изменяется в небольших пределах — число постов на конвейере ограничивается, с одной стороны, раскладкой операций по постам (постов может быть не более пяти), а с другой, — тем, что длина камер второй стадии ТВО обычно равна длине конвейера и уменьшение последней влечет за собой увеличение числа камер, которые могут не разместиться в стандартном пролете. Продолжительность формирования определяется видом оборудования для транспортирования и укладки бетонной смеси, которая влияет только на капитальные вложения. Удельный вес капитальных вложений в приведенных затратах очень мал.

Влияние динамики числа формовочных установок и отсеков в них и продолжительности ТВО на посту формирования на приведенные затраты, себестоимость продукции, капитальные вложения

показаны на рис. 2. Наименьшими (68,5 р/м³) будут приведенные затраты при $N=4$, $n_{\phi}=4$ и $T_{т.о.ф.}=240$ мин (4 ч). Следовательно, можно утверждать, что эти параметры для производительности ККЛ 35 тыс. м³ в год будут оптимальными.

Из рис. 3 видно, что наименьшие показатели себестоимости достигаются за счет тех же технических приемов; капитальные вложения в этом варианте являются наибольшими.

Такое снижение себестоимости в оптимальном варианте объясняется следующими причинами. Расход пара в отсеках формовочной установки меньше аналогичного в камерах второй стадии ТВО. С увеличением продолжительности ТВО на посту формирования продолжительность второй ее стадии и, следовательно, число камер уменьшаются. Таким образом, общий расход пара в оптимальном варианте будет минимальным, за счет чего и себестоимость продукции — наименьшей.

Представляет интерес кривая 1 на рис. 2. При $T_{т.о.ф.}=90$ мин и $N=5$ происходит снижение приведенных затрат — практически до их значения в оптимальном варианте. Это объясняется тем, что для уменьшения продолжительности ТВО на посту формирования в этом варианте используется второе вибрирование вместо применявшихся при меньшей $T_{т.о.ф.}$ добавок, ускоряющих процесс твердения бетона. Подобное явление наблюдается и при $n_{\phi}=2$ (кривая 2). В принципе, это явление

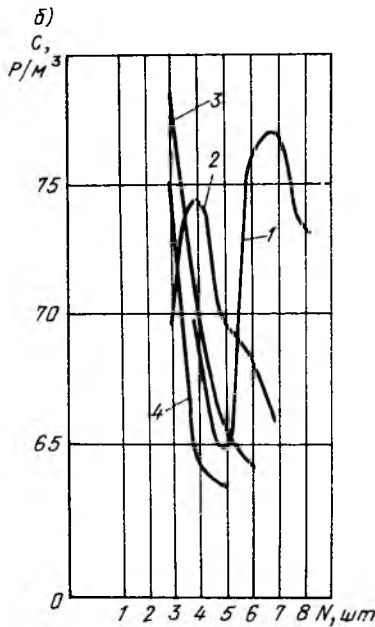
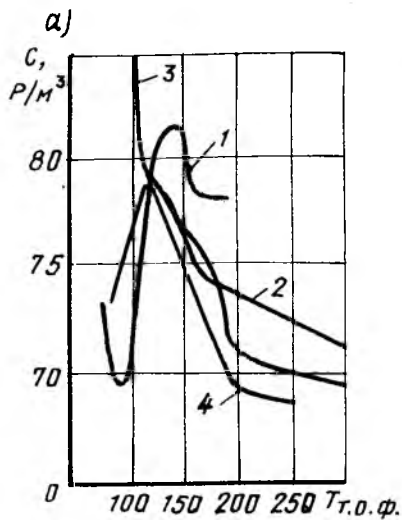


Рис. 3. Зависимость себестоимости продукции от продолжительности ТВО на посту формования (а) и от числа формовочных установок (б) при применении навивочной машины
1...4 — см. рис. 2

было бы характерным и для кривых 3 и 4. Но при указанных условиях (прежде всего $T_{т.о.ф.} = 90$ мин) производительность при $n_{\phi} = 3$ и $n_{\phi} = 4$ будет больше требуемой. Далее, приведенные затраты (кривая 1) резко уходят вверх за счет увеличения расхода пара, применяемого для разогрева бетонной смеси при горячем формовании, и затем начинают постепенно снижаться.

Подобные закономерности изменения приведенных затрат при $n_{\phi} = 1$ характерны и для себестоимости продукции (см. рис. 3) Что касается капитальных вложений, то с увеличением числа формовочных установок и продолжительности ТВО на посту формования наблюдается их рост, что, в общем, закономерно.

Таким образом, доказана принципиальная возможность нахождения конструктивно-технологического решения ККЛ заданной производительности с оптимальными параметрами. В нашем случае такими параметрами будут: $T_{т.о.ф.} = 240$ мин (4 ч), $n_{\phi} = 4$, $N = 4$. Это свидетельствует о целесообразности применения более эффек-

тивной формовочной установки IV поколения — многоотсечной формовочной машины ККЛ-V.

Оптимальные варианты ККЛ определены нами и для заводов КПД малой, средней и большой мощности. Результаты расчетов представлены на рис. 4 и 5. Произведенные расчеты описываются следующими математическими выражениями:

$$P_3 = 229,7 - 15,8\Pi + 0,49\Pi^2 - 0,0049P^3, \text{ p/m}^3,$$

$$C = 209,5 - 14,5\Pi + 0,46\Pi^2 - 0,0047\Pi^3, \text{ p/m}^3.$$

Для капитальных вложений, соответствующих минимальным приведенным затратам,
 $K_{в.а} = 1,4 - 0,08\Pi + 0,00004\Pi^3$.

Для минимальных капитальных вложений

$$K_{в.м} = 0,81 - 0,1\Pi + 0,0004\Pi^3.$$

Приведенные выше формулы позволяют с помощью ПЭВМ найти оптимальные значения основных показателей ККЛ или исходя из них определить оптимальное значение мощности линии (табл. 3).

Как видим, оптимальной будет

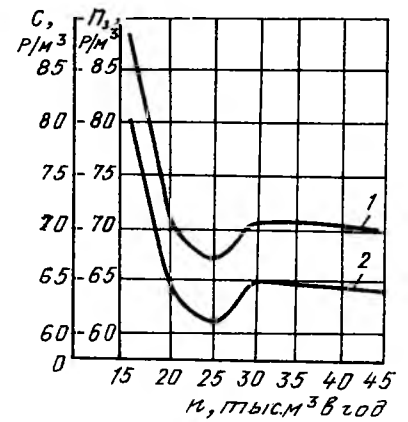


Рис. 4. Зависимость приведенных затрат (1) и себестоимость продукции (2) от производительности ККЛ

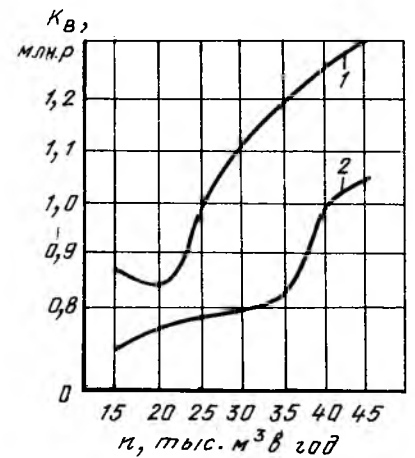


Рис. 5. Зависимость капитальных вложений от производительности ККЛ
1 — $K_{в.а}$ при минимальном P_3 ; 2 — минимальное $K_{в.м}$

производительность ККЛ в 25 тыс. m^3 в год при $N = 4$, $n_{\phi} = 4$ и $T_{т.о.ф.} = 520$ мин. Причем, как и в предыдущем случае, снижение приведенных затрат происходит, прежде всего, за счет уменьшения себестоимости продукции (при $T_{т.о.ф.} = 520$ мин сокращается расход пара, приходящийся на камеры второй стадии ТВО).

Максимальными, как и следовало ожидать, приведенные затраты будут при производительности ККЛ, равной 15 тыс. m^3 в год. Для производства изделий по касательно-конвейерной технологии не-

Таблица 3

Показатель	Производительность, тыс. m^3 в год																				
	15			20			25			30			35			40			45		
	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин	n_{ϕ} шт.	N шт.	$T_{т.о.ф.}$ мин
Приведенные затраты	3	3	410	4	3	520	4	4	520	3	6	390	4	4	240	2	7	220	3	6	210
Себестоимость	3	3	410	4	3	520	4	4	520	3	6	390	4	4	240	2	7	220	3	6	210
Капитальные вложения	3	2	300	1	2	60	1	3	80	1	3	60	1	4	70	1	5	80	2	4	80

ооходимы определенным стандартный набор оборудования, соответственно площади под него и т. д. Затраты на эти площади и оборудование учитываются капитальными вложениями, но посредством амортизационных отчислений они присутствуют и в себестоимости продукции, которая, являясь относительной величиной, при малой производительности будет довольно высокой.

Но этой же причине высокой должна быть себестоимость и при производительности 20 и 25 тыс. м³ в год. Но в этих вариантах $T_{т.о.ф.} = 520$ мин, что снижает как себестоимость (за счет уменьшения расхода пара), так и капиталовложения (за счет уменьшения числа камер второй стадии ТВО).

Необходимо отметить, что приведена оптимизация параметров ККЛ по приведенным затратам,

но настоящая методика настолько универсальна, что возможна оптимизация и по другим показателям: себестоимости, капитальным затратам, съему с 1 м² площади, трудоемкости и другим технико-экономическим показателям, а также и по отдельным ресурсам: цементу, пару, электроэнергии и т. д. Конкретные условия производства могут быть учтены в максимальной степени.

Строительное производство

УДК 666.97.035

Н. Г. ПШОНКИН, канд. техн. наук (Сибирский металлургический ин-т)

Комплексная обработка бетонных смесей в транспортирующих трубах

Непрерывное увеличение объемов строительства из монолитного бетона и железобетона в условиях ограниченного роста числа работающих требует дальнейшего снижения трудоемкости бетонных работ и повышения производительности труда на основе широкого внедрения индустриальных методов строительного производства и средств механизации.

Одним из направлений для решения этой задачи является широкое внедрение в производство бетонных работ эффективных средств и устройств для транспортирования бетонных смесей по трубам с одновременным непрерывным нагревом [1...3], позволяющих механизировать наиболее трудоемкие процессы подачи, распределения и укладки смеси, и вместе с тем обеспечить комплексную обработку бетонных смесей в транспортирующих трубах (рис. 1).

Комплексное воздействие на бетонную смесь в транспортирующей трубе позволяет максимально интенсифицировать процессы структурообразования бетона и создать оптимальные условия твердения бетона в опалубке. В технологии бетонирования монолитных конструкций при этом возможно внедрение ресурсосберегающих техники и технологии для реализации комп-

лексной обработки бетонных смесей непосредственно перед укладкой в опалубку, направленной на получение бетона высокого качества с одновременным снижением материальных, трудовых и энергетических затрат.

Предварительная комплексная обработка бетонных смесей, основанная на совмещении технологических операций и физических воздействий, — транспортирование бетонной смеси по трубе с одновременным электроразогревом — дополнительно включает механическое перемешивание и вибрационное воздействие на бетонную смесь и магнитную обработку. Используемый комплекс воздействий на бетонную смесь, который реализуется в транспортирующих трубах различных конструкций и принципов действия, позволяет получать максимальный эффект: значительно улучшить свойства смеси, твердевшего бетона и снизить затраты на бетонирование конструкций. Основным и определяющим воздействием, вокруг которого группируются другие, является тепловое. При этом в качестве эффективного теплового воздействия выступает форсированный электроразогрев бетонной смеси при движении в трубе. Существующие технологические

схемы возведения монолитных конструкций жилых и промышленных объектов позволяют вписывать форсированный непрерывный электроразогрев в технологию бетонных работ при одновременном совершенствовании организации строительства и повышении уровня механизации. При этом для бетонирования различных видов конструкций можно использовать как одни и те же, так и различные устройства — транспортирующие трубы, осуществляющие непрерывный электроразогрев и комплексную обработку бетонной смеси в целом. Широкие технологические возможности непрерывного электроразогрева открываются при использовании в технологических схемах бетонирования бетононасосов разных типов, которые позволяют укладывать электроразогретые и комплексно обработанные в активных секциях бетонные смеси практически в любые, даже в самые труднодоступные и густоармированные конструк-

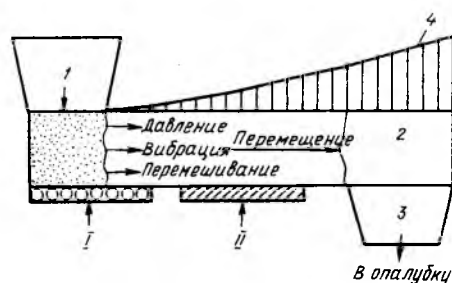


Рис. 1. Комплекс воздействий на бетонную смесь в транспортирующей трубе
1 — исходная бетонная смесь; 2 — однородная бетонная смесь с равномерным температурным полем; 3 — обработанная бетонная смесь; 4 — температура бетонной смеси; I — электромагнитное воздействие; II — электротепловое воздействие

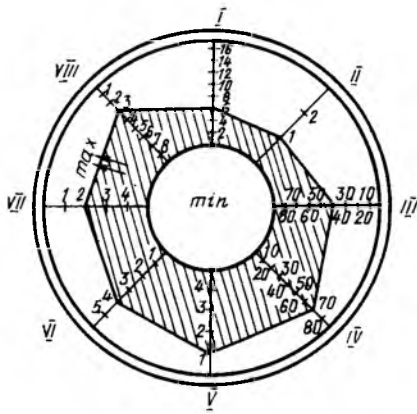


Рис. 2. Круговая диаграмма оценки эффективности комплексной обработки бетонных смесей в транспортирующих трубах

I — производительность устройства, м³/ч; II — электромагнитное воздействие: 1 — переменный электрический ток; 2 — то же и электромагнитное воздействие; III — энергоемкость процесса, кВт/м³; IV — температура нагрева, °C; V — потеря подвижности, см; VI — уровень гомогенизации смеси: 1 — под давлением; 2 — под вибрацией; 3 — перемешивание; 4 — давление с вибрацией; 5 — вибрация с перемешиванием; VII — уровень независимости устройства: 1 — автономная; 2 — автобетононасос; 3 — бетоноукладчик; 4 — кран; VIII — стоимость укладки, р/м³

ции, улучшая качество смеси и бетона.

По конструктивным и технологическим особенностям транспортирующие трубы можно использовать автономно и в комплексе с автобетононасосом, бетоноукладчиком и краном. При этом транспортирование смеси в трубе можно выполнять давлением, вибрацией, перемешиванием со шнековой пода-

чей, давлением с вибрацией, вибрацией с перемешиванием и т. д., обеспечивая различное качество бетонной смеси перед укладкой в опалубку, а именно однородность и подвижность, т. е. уровень гомогенизации.

Достижение требуемой температуры бетонной смеси на выходе из транспортирующей трубы с равномерным температурным полем для различных условий бетонирования необходимо при минимальном расходе электроэнергии, для чего обязательным является устройство тепловой изоляции боковой поверхности трубы.

Стоимость укладки с комплексной обработкой бетонных смесей в зависимости от конкретных условий использования транспортирующих труб на производстве бетонных работ может колебаться от 1 до 8 р. на 1 м³ уложенного бетона.

Площадь многоугольника на круговой диаграмме (рис. 2), которую можно получить для различных условий обработки бетонных смесей в транспортирующих трубах и бетонирования позволяет оценить рассматриваемый технологический процесс. При этом чем больше площадь многоугольника, тем выше эффективность комплексной обработки бетонных смесей.

Исследования показывают, что бетонирование монолитных конструкций из комплексно обработанных и непрерывно разогреваемых бетонных смесей в трубах является экономически и технически целе-

сообразным, так как снижается себестоимость бетонирования на 15... 20 и затраты труда на 10...15 %. Значительное снижение тепловых потерь при форсированной электротермообработке бетонных смесей в трубах позволяет экономить до 20...45 кВт·ч электроэнергии и до 0,5...1,8 р. на 1 м³ уложенного бетона.

Высокий технологический уровень комплексной обработки бетонных смесей в транспортирующих трубах с рациональным использованием электроэнергии позволяет получать качественные бетонные смеси, за счет чего повышается прочность бетона на 15... 20 % и более чем в 1,3 раза морозостойкость по сравнению с традиционными методами электротермообработки.

Библиографический список

1. А. с. 1255444 СССР, В 28 В 17/02. Устройство для нагрева бетонной смеси / Н. Г. Пшонкин, И. А. Кузлякин (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 33.
2. А. с. 1380970 СССР, В 28 В 17/02, Е 04 G 21/02. Устройство для непрерывного разогрева бетонной смеси / Н. Г. Пшонкин, А. Г. Квашин (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 10.
3. Пшонкин Н. Г. Обработка золошлакобетонных смесей электроэнергией в бетонотранспортирующей трубе // Сб. докл. Всесоюз. науч.-техн. конф. — Новокузнецк, 1990. — С. 213—219.

В помощь проектировщику

УДК 624.012.45:620.191.33

Р. Г. ЛИТВИНОВ, канд. техн. наук

Трещиностойкость железобетонных элементов при изгибе

Различие в трещиностойкости бетона при изгибе, по сравнению с упругой стадией, обусловлено пластическим ограничением напряжений при формировании в истоке начальной трещины зоны ослабленных структурных связей, зоны предразрушения, размером r_{po} . Параметр пластического ограничения напряжений целесообразно выра-

зить, как соотношение энергетических характеристик единичного потенциала упругопластических деформаций ω_{pr} и упругих деформаций растянутого бетона ω_{py} при отношении относительных высот зоны растяжения ξ_{po} и ξ_{py}

$$m_p = \frac{\omega_{pr}}{\omega_{py}} = \frac{\xi_{po}}{\xi_{py}} \quad (1)$$

Для установления резервов трещиностойкости целесообразно выявить наличие зависимости m_p от конструктивных параметров железобетона при изгибе: высоты прямоугольного сечения и степени армирования. Возникновение зоны предразрушения в истоке начальной трещины вследствие процессов микротрещинообразования повышает предельную растяжимость бетона при изгибе ϵ_{pr} по сравнению с предельной растяжимостью ϵ_{po} при осевом растяжении. В результате этого на эпюре деформаций растянутого бетона в состоянии перед образованием начальной

трещины уровень развития зоны предразрушения отсекает величину предельной растяжимости бетона при осевом растяжении ϵ_{po} , выделяя приращение предельной растяжимости при изгибе $\epsilon_{pr} - \epsilon_{po}$ (см. рисунок).

Согласно эпюре деформаций предельную растяжимость бетона при изгибе можно выразить через размер зоны предразрушения

$$\epsilon_{pr} = \epsilon_{po} \frac{1}{1 - \frac{r_{po}}{x_{po}}} \quad (2)$$

Выражая дополнительную работу в зависимости от компонентов напряжений в системе координат $\eta_r - \frac{\epsilon_r}{\epsilon_{po}}$, получим интегральное уравнение

$$\frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_{po}} (1 - \omega_{pr}) - \int_0^1 \eta_r^{V'_{po}} d\eta_r = 0.$$

Из выражения (3) следует аналитическая зависимость единичного потенциала упругопластических деформаций в стадии перед образованием начальной трещины от предельной растяжимости при изгибе

$$\omega_{pr} = 1 - \frac{\epsilon_{py}}{(1 + V'_{po}) \epsilon_{pr}} \quad (4)$$

где ϵ_{py} — упругая деформация растянутого бетона: $\epsilon_{py} = \frac{R_p}{E_0}$.

Подставляя формулу (2) в выражение (4) с учетом того, что $x_{po} = \xi_{po} h$, получим

$$\omega_{pr, h} = 1 - \frac{V'_{po}}{1 + V'_{po}} \left(1 - \frac{r_{po}}{\xi_{po} h} \right) \quad (5)$$

Выражение (5) представляет зависимость $\omega_{pr, h}$ от масштабного фактора при условии, что для данного класса бетона $r_{po} = \text{const}$. В стадии перед образованием начальной трещины r_{po} обусловлена прочностью структурных межзерновых связей в области формирования начальной трещины и определяется в зависимости от модуля сцепления k_{cu} [1]

$$r_{po} = \frac{k_{cu}^2}{n^2 R_p^2} \quad (6)$$

причем k_{cu} устанавливают в зависимости от прочности бетона [2]: $k_{cu} = 2\sqrt{R}\sqrt{R}$ при $R \leq 350$; $k_{cu} = 38\sqrt[3]{R}$ при $R > 350$; R — кубиковая прочность бетона при $\tau = 28$ сут.

Зависимость $\omega_{pr, h}$ позволяет согласно выражению (1) выявить влияние масштабного фактора на параметр пластического ограничения напряжений при $\omega_{py} \xi_{py} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25$, как для упругого материала, $\xi_{po} = 0,525$

$$m_{p, h} = 2,05 \left[1 - \frac{V'_{po}}{1 + V'_{po}} \left(1 - \frac{r_{po}}{\xi_{po} h} \right) \right] \quad (7)$$

где $V'_{po} = V_{po} + \omega_{p, 1} (1 + V_{po}) = 0,5 + 0,1 (1 + 0,5) = 0,65$.

Для учета армирования теоретически установлено, что $\omega_{pr, h}$ линейно возрастает с увеличением процента армирования при аппроксимации выражением

$$\omega_{pr, h} = \omega_{pr, h} + a (\mu_r - \mu_{r, \min}) 10^{-2} \quad (8)$$

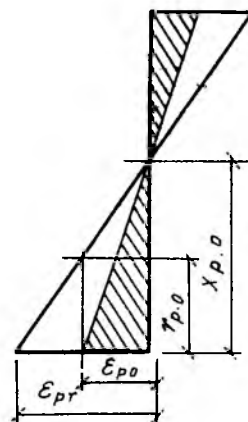
После преобразования

$$m_{p, h} = 2,05 \left[1 - 0,4 \left(1 - \frac{r_{po}}{\xi_{po} h} \right) + a \cdot 10^{-2} (\mu_r - \mu_{r, \min}) \right] \quad (9)$$

при $\mu_{r, \min} \leq \mu_r \leq 0,5 \cdot 10^{-2}$; $a = 20$, где $\mu_{r, \min} = 0,1 \cdot 10^{-2}$; $\mu_r \cdot 10^{-2}$ — текущий процент армирования.

Как следует из выражения (9), армирование несколько повышает параметр пластического ограничения напряжений, но более значимым фактором, определяющим влияние армирования на состояние трещиностойкости является эффект торможения стальной арматурой краевых деформаций растяжения бетона в зоне образования трещин.

Оба эти явления учитываются двумя членами предложенной автором формулы относительного момента трещиностойкости на основе параметра пластического ограничения



Эпюра деформаций бетона при изгибе в стадии перед образованием трещин

$$\varphi_r = \{ \omega_{py} \xi_{py} m_{p, h} (\beta_2 \xi_0 + \beta_3 \xi_{po} + \mu_r m_{p, h} n (1 - \beta_1 \xi_0) R_p \quad (10)$$

где $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ — относительные расстояния до уровней приложения усилий в сечении элемента: для элементов прямоугольного сечения $\beta_1 = 0,33$; $\beta_2 = 0,67$; $\beta_3 = 0,58$; ξ_{po}, ξ_0 — относительная высота сжатой и растянутой зоны в стадии перед образованием начальной трещины: $\xi_{po} = 0,525$; $\xi_0 = 0,475$; $\omega_{py} \xi_{py} = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25$ для упругого материала;

$$n = \frac{E_s}{41\,000 \sqrt[3]{R_p^2}}$$

Сравнение теоретических и опытных данных [3, 4] приведено в табл. 1, 2.

Выводы

Формула, полученная на основе принципа пластического ограничения напряжений с введением энергетических характеристик и учета масштабного фактора, дает достаточно хорошее совпадение с эмпирическим выражением СНиП 2.03.01—84 до определенной высоты сечения.

При высоте прямоугольного сечения, характерного для балочных элементов, неучет масштабного фактора эмпирической формулы СНиПа приводит к существенной переоценке трещиностойкости при слабом армировании, что особенно существенно в условиях эксплуатации.

Таблица 1

$\mu_r \cdot 10^{-2}, \%$	$b \times h, \text{ см}$	$R_p, \text{ МПа}$	$R, \text{ МПа}$	$k_{cu}^2, \text{ МПа} \cdot \text{см}^{1/2}$	$r_{po}, \text{ см}$	$m_{p, h}$
0,165	20×20	2,2	30,0	14,4	4,28	1,61
0,400	20×20	2,2	30,0	14,4	4,28	1,68
0,560	20×20	1,6	17,3	9,6	3,81	1,71
0,800	20×20	1,6	17,3	9,6	3,81	1,80
0,350	19×24	2,3	32,5	15,3	4,45	1,62
0,212	15×40	2,8	51,2	18,2	4,15	1,43

Таблица 2

$M_r^{th} = \varphi_r b h^2, \text{ Н} \cdot \text{м}$	$M_r^{exp}, \text{ Н} \cdot \text{м}$	% отклонения	$M_r, \text{ Н} \cdot \text{м}$ по [5]	% отклонения
4 760	4 730	-0,90	5 400	-12,4
5 750	5 950	3,30	5 800	2,5
4 750	4 200	-11,50	4 550	-8,4
5 800	5 600	-3,60	4 900	12,5
7 800	7 900	1,26	8 100	-2,5
16 300	16 000	-1,85	20 600	-28,5

1. Махутов Н. А. Сопrotивление элементов конструкций хрупкому разрушению.— М.: Стройиздат, 1973.— 70 с.
2. Митрофанов В. П., Жовнир А. С. Экспериментальное исследование характеристик сопротивления распространению трещин обычного тяжелого бетона // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура.— 1976.— № 3.— С. 19—22.
3. Цискрели Г. Д. Сопrotивление растяжению неармированных и армированных бетонов.— М.: Стройиздат, 1954.— 130 с.
4. Кочетков О. И. Экспериментально-теоретическое исследование распределения деформаций в обычных изгибаемых железобетонных элементах, работающих с трещинами в растянутой зоне: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук.— М., 1966.— 21 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01—84).— М.: Стройиздат, 1985.— 122 с.

УДК 69.022.691.327-412:539.4

М. Я. РОЗЕНБЕРГ, канд. техн. наук (ЦНИИЭП жилища);
П. Ю. ЗАГРОДСКИЙ, инж. (ЦНИИПИМонолит)

Прочность легкобетонных элементов монолитных стен при плоском напряженном состоянии

При совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок стены бескаркасных зданий и диафрагм жесткости и каркасом испытывают сложное напряженное состояние, основными компонентами которого являются внецентренное сжатие и сдвиг в плоскости стены. Недостаточная изученность особенностей напряженно-деформированного состояния и характера разрушения конструкций стен, а также отсутствие надежной методики их инженерного расчета обусловили проведение экспериментальных исследований фрагментов стен при совместном действии внецентренного сжатия и сдвига, которые показали, что методика расчета СНиП 2.03.01—84 завышает до 40 % несущую способность по поперечной силе внецентренно-сжатых в своей плоскости элементов стен [1, 2]. Это связано с ориентацией формул СНиПа на расчет прочности наклонных сечений стержневых элементов (балок и колонн).

В практике домостроения в сейсмических районах широко применяются легкие бетоны. С точки зрения прочности и деформативности конструкций их основная особенность в значительно более низком модуле упругости и меньшей пластичности по сравнению с тяжелым бетоном при одинаковой прочности на сжатие. В статически неопределимых системах пониженный модуль упругости одного из элементов, т. е. его повышенная деформативность, приводит к изменению разрушающей нагрузки для совокупной статически неопределимой

системы. Стеновая панель с контурным и (или) полевым армированием, воспринимающая внецентренное сжатие и сдвиг в своей плоскости, является статически неопределимой конструкцией. В случае изготовления ее из легкого бетона установка арматуры больше увеличивает ее прочность по поперечной силе, чем для панели из тяжелого бетона.

Это показало сопоставление результатов испытаний [3] элементов стен из керамзитобетона классов В 7,5...В12,5 и аналогичных элементов из тяжелого бетона [1, 2]. Методика предусматривала загрузку стен постоянной вертикальной нагрузкой, приложенной с эксцентриситетом в плоскости стены, и последующее нагружение монотонно возрастающей горизонтальной нагрузкой, приложенной на уровне нижнего опорного сечения стены при помощи Г-образной траверсы. Предельная горизонтальная нагрузка неармированных стен из легкого бетона в среднем на 20 % ниже, чем из тяжелого бетона. Для армированных стен из легкого и тяжелого бетонов предельная горизонтальная нагрузка оказалась практически одинаковой. Основной формой разрушения стен явился сдвиг по критической наклонной трещине и части сжатой зоны (рис. 1). Для армированных образцов с большим процентом полевого армирования ($\mu > 0,25\%$), а также для неармированных образцов, имеющих уровень обжатия, близкий к предельному по внецентренному сжатию, наблюдалось разрушение по горизонтальному сечению.

Учитывая малое число испытаний [3], выполнили сопоставительные расчеты пластин из легкого и тяжелого бетонов при совместном действии внецентренного сжатия и сдвига в их плоскости с помощью программы «РАДУГА» [4], предназначенной для численного моделирования процесса нелинейного деформирования, развития трещин и разрушения бетонных и железобетонных конструкций при плоском напряженном состоянии методом конечных элементов. При этом расчетную модель пластин и схему нагружения приняли аналогично экспериментальным. Вертикальную сжимающую силу прикладывали к верхней грани образца с эксцентриситетом 50 см, т. е. равным 1/3 высоты сечения (рис. 2). Горизонтальную нагрузку прикладывали к двум рядам узлов конечно-элементной сетки расчетной модели, которые соответствовали местам прикрепления нагрузочной траверсы к образцу в испытаниях таким образом, что она не создавала дополнительный момент в сечении над нижней опорной траверсой. Образец закрепляли в местах, соответствующих креплению образца к опорной траверсе. Образцы доводили до разрушения горизонтальной нагрузкой при постоянном значении вертикальной 600 кН. Рассчитываемый образец имел значительное армирование зон нагружения и опирания подобно испытанным. Исследуемую зону образца размером 150×90 см разбили по высоте на семь рядов прямоугольных конечных элементов по 16 элементов в каждом ряду.

Для образцов с контурным армированием 6ØА-III варьировали процент распределенной по полю арматуры класса Вр-1, который принимали равным 0; 0,05 и 0,5 %, он был одинаковым в вертикальном и горизонтальном направлениях. Кроме того, рассчитали образец без армирования рабочей зоны.



Рис. 1. Экспериментальная схема разрушения легкого бетонного образца с контурной арматурой и без полевого армирования

Все образцы из легкого бетона (после черты) имели образец-близнец из тяжелого бетона (перед чертой):

R_b	15,7/15,7
R_{bt}	1,39/1,34
E_b	24 000/9900
$\nu_{л}$	0,2/0,2
ϵ_R	0,0022/0,0019

Одним из основных результатов численных исследований явились значения горизонтальной разрушающей нагрузки (см. таблицу). Для образца из легкого бетона, имеющего характеристики бетона и характер армирования такие же, как образец таблицы, в испытаниях [3] получена разрушающая горизонтальная нагрузка на 12 % больше, чем по программе «РАДУГА». Сравнительный анализ для других образцов показал, что экспериментальная разрушающая нагрузка (за исключением неармированного образца из легкого бетона) превосходит расчетную, при

этом разница увеличивается с ростом полевого армирования.

Анализ результатов расчетов свидетельствует о том, что разрушающая нагрузка образцов без полевого армирования из тяжелого бетона на 12...16 % больше, чем из легкого, а для образцов с полевым армированием — всего на 3...5 %. Таким образом, расчеты подтвердили полученные ранее экспериментальные данные о том, что полевое армирование элементов из легкого бетона в большей степени повышает их несущую способность, что обусловлено меньшей пластичностью легкого бетона, а также тем, что армирование в большей степени увеличивает длину сжатой зоны легкого бетонного образца. Кроме того, на стадии перед разрушением напряжения в контурной арматуре образцов из легкого бетона на 15...20 % выше, чем в образцах из тяжелого бетона.

Численные исследования по программе «РАДУГА» выявили три схемы разрушения пластин. Для образцов из легкого и тяжелого бетонов с контурным и полевым армированием 0,5 % разрушение

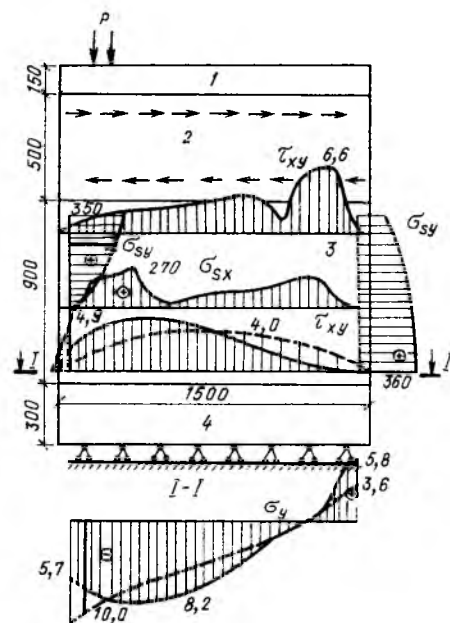


Рис. 2. Эпюры напряжений в образце из легкого бетона с полевым армированием 0,05 % и контурной арматурой

1 — двутавр; 2 — нагрузочная траверса; 3 — рабочая зона; 4 — опорная зона; — — — — — нелинейное решение; - - - - - то же упругое

происходит по горизонтальному сечению под верхней нагрузочной траверсой. В этом случае сильное полевое армирование препятствует раскрытию наклонных трещин. Для образцов с контурной арматурой и конструктивным полевым армированием (0,05 %) или без него разрушение происходит в результате среза сжатой зоны за вершиной магистральной наклонной трещины. Причем отсутствие полевого армирования увеличивает длину горизонтального участка зоны разрушения над опорной траверсой и угол наклона к горизонтали магистральной наклонной трещины. Неармированный образец из легкого бетона разрушается хрупко по горизонтальному сечению над нижней траверсой.

μ_{sx}	$Q_{и}^{exp}$	$\frac{Q_{и}^{exp}}{Q_{и,л}^{exp}}$	x_b	$\frac{Q_{и,л}^{СНП}}{Q_{и,л}^{РАДУГА}}$	$\frac{Q_{и,л}^{СНП}}{Q_{и,л}^{СНП}}$	$\frac{Q_{и,л}^{exp}}{Q_{и,л}^{РАДУГА}}$
0,50	53,20	1,03	1,06	1,42	1,14	1,36
	51,80	—	1,11	1,27	—	1,42
0,05	50,40	1,05	1,10	1,26	1,19	1,17
	48,20	—	1,15	1,10	—	1,14
0,00	50,40	1,16	1,15	1,24	1,48	1,15
	43,40	—	1,22	0,97	—	1,22
—	40,60	1,12	0,89	0,56	1,00	1,03
	36,40	—	0,92	0,62	—	0,89

Примечания: 1. Над чертой — тяжелый бетон, под чертой — легкий. 2. $Q_{и,л}^{exp}/Q_{и,л}^{exp}$ — отношение экспериментальных значений разрушающей нагрузки образцов из тяжелого и легкого бетона.

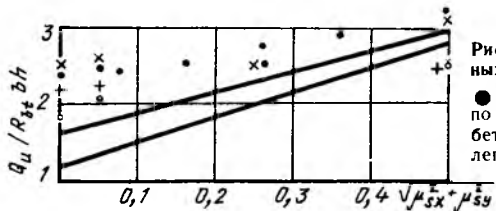


Рис. 3. Несущая способность армированных стен

● — керамзитобетон; х — тяжелый бетон; по программе «РАДУГА»: о — керамзитобетон; + — тяжелый бетон; — — — — — тяжелый бетон

Результаты экспериментально-теоретических исследований рекомендуется использовать при расчете и проектировании стен сейсмостойких зданий из монолитного бетона. Поперечное усилие Q_b , воспринимаемое бетоном

$$Q_b = \frac{\gamma \varphi_b (1 + \varphi_n + \varphi_f) (1 + \varphi_\mu) R_{bt} b h_0^2}{c}$$

где γ — коэффициент, учитывающий пониженную прочность стен из легких бетонов: $0,7 \leq \gamma = (1 + 40 \sqrt{\mu_{sx}^2 + \mu_{sy}^2}) \times$

$$\times \sqrt[3]{\frac{E_{bt}}{E_{bn}}} \leq 1;$$

μ_{sx}, μ_{sy} — коэффициенты полевого армирования стен в направлениях x и y ; E_{bn}, E_{bt} — модули упругости тяжелого и легкого бетонов.

Сопоставление результатов экспериментов, численных расчетов по программе «РАДУГА» и указанной методике инженерного расчета

с учетом поправочного коэффициента γ представлено на рис. 3. Анализ показал, что методика расчета верно учитывает влияние различных факторов на прочность стеновых конструкций по поперечной силе, обеспечивая при этом некоторый запас прочности. Относительное меньшее увеличение прочности сильно армированных образцов, полученное в результате расчетов по программе «РАДУГА», обусловлено особенностями расчетной модели конструкции, что привело к изменению расчетной схемы разрушения. Данная форма разрушения наблюдалась в экспериментах.

Выводы

Прочность неармированных элементов стен из легкого бетона при плоском напряженном состоянии на 12...16 % меньше, чем аналогич-

ных элементов из тяжелого бетона.

Полевое армирование в большей степени повышает несущую способность плосконапряженных элементов стен из легкого бетона, чем из тяжелого.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бориев В. С. Предельные состояния бетонных стен бескаркасных гражданских зданий при сложном нагружении // Работа конструкций жилых домов из крупноразмерных элементов. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1986. — С. 17—26.
2. Бубуек И. В., Имас В. Г., Кирпий А. Ф. Результаты исследований стен монолитных зданий при знакопеременных нагрузках // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов в условиях сейсмических воздействий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1990. — С. 45—62.
3. Загородский П. Ю. Испытания легкобетонных монолитных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок // Конструкции жилых зданий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1987. — С. 23—27.
4. Рекомендации по применению программы «РАДУГА» для физически нелинейного расчета железобетонных конструкций стен методом конечных элементов. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1990. — 31 с.

Теория

УДК 699.841

С. Б. СМИРНОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ)

Ударно-волновая концепция сейсмического разрушения и сейсмозащиты сооружений

По многочисленным наблюдениям, большинство сейсмических разрушений зданий происходит после первых, наиболее мощных толчков, которые почти мгновенно срезают колонны и стены зданий, но не успевают раскачать здание, т. е. вызвать в нем появление опасных сил инерции.

Известно, что при землетрясениях появлению инерционных сил всегда предшествует появление волн поперечного сдвига в вертикальных элементах зданий, т. е. сдвиговые волны первичны, а инерционные силы — вторичны. Ло-

гично было бы считать именно эти волны одной из главных причин сейсмического разрушения зданий. Тем не менее, общепринятой и единственной причиной сейсмических разрушений сооружений до сих пор считают сейсмические, сугубо вторичные инерционные силы.

Такой противоречащий почти всем экспериментам подход был оправдан лишь при начале формирования сейсмической науки, но при современном развитии теории волновых процессов в грунте и теории ударной прочности ма-

териалов от него следует отказаться.

Традиционный сейсмический расчет заключается в определении эквивалентной статической величины инерционных сил, которые затем прикладываются к массивным элементам и дискам перекрытий. При этом для определения прочности и неразрушимости элементов зданий используют обычные статические прочностные константы материалов. К сожалению, данная инерционно-силовая концепция противоречит реальности. Дело в том, что всесторонний и тщательный анализ многочисленных разрушений зданий во многих случаях не согласуется с реальными схемами разрушения и даже противоречит им. Имеется много типов реальных сейсмических разрушений, которые невозможно объяснить только на базе этой концепции.

Пример 2. Здание с гибким каркасным 1-м этажом.

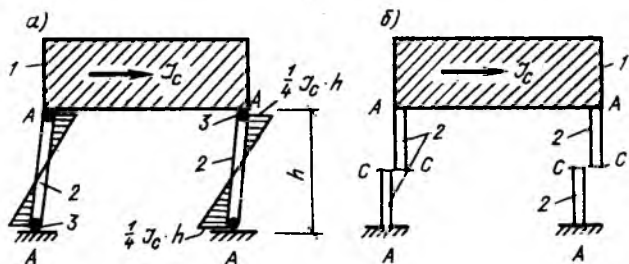


Рис. 2. Расчетная схема (а) и схема разрушения (б) здания с гибким 1-м этажом 1 — жесткий диск верхних этажей; 2 — колонны; 3 — пластические шарниры в колоннах от изгиба

Согласно расчетной схеме такого здания (рис. 2) в четырех опорных сечениях А гибких колонн возникают максимальные изгибающие моменты $M_A^{max} = 1/4 I_c h$, которые вызваны действием инерционной силы I_c , приложенной к жесткой верхней части здания. С ростом силы I_c моменты M_A^{max} достигнут предельного значения M_0 , что должно привести к появлению четырех пластических шарниров по концам колонн в точке А. В результате эта рама должна превратиться в классический изгибной механизм бокового смещения. Так, на практике разрушаются все аналогичные рамы с подобной горизонтальной

нагрузкой. Однако при воздействии землетрясений с частыми толчками такие рамы разрушаются иначе. В них возникает совершенно иной, сдвиговой механизм хрупкого разрушения, когда в наименее напряженных сечениях С (где $M_c = 0$) происходит поперечный срез колонн по наклонным сечениям (см. рис. 2). Появление такого механизма при действии горизонтальной инерционной силы I_c представляется невероятным и противоречит основным положениям теории предельного равновесия и строительной механике. При обычных, не сейсмических горизонтальных нагрузках, никогда не возникают подобные сдвиговые механизмы со срезом колонн в наименее нагруженных сечениях С—С, а наблюдается обычный изгибной механизм.

Пример 3. Стена с проемами.

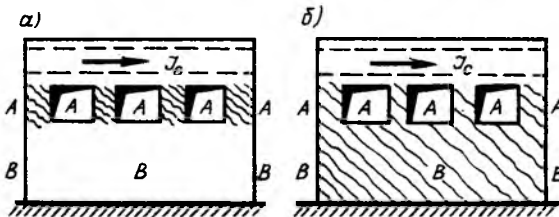


Рис. 3. Расчетная схема фрагмента здания с проемами под действием силы а — ожидаемая схема разрушения; б — то же фактическая

Расчетная схема дана на рис. 3. Оконные проемы ослабляют стену при ее работе на горизонтальную инерционную силу I_c . Суммарное поперечное сечение всех простенков в ослабленной зоне А—А намного меньше, чем в зоне без проемов В—В, поэтому в первую очередь от предельной инерционной силы I_c должны разрушаться простенки А—А, где напряжение от нее на порядок выше, чем в сплошной зоне стены В—В (см. рис. 3).

Однако на практике, согласно многочисленным натурным наблюдениям, при частых сейсмических толчках трещины появляются одновременно в ослабленной зоне А—А и сплошной В—В. Это разрушение от силы также является парадоксальным для такой схемы нагружения и противоречит положениям строительной механики.

Пример 4. Разрушение стен разной толщины под действием одинаковых инерционных сил.

Оказывается, что часто толщина стен и других элементов почти не влияет на степень их разрушения

Приведем шесть наиболее наглядных и часто встречающихся примеров [1] реальных сейсмических разрушений, которые противоречат общепринятой инерционно-силовой концепции и не могут быть вызваны действием инерционных сил.

Пример 1. Здание с гибким каркасом и жесткими диафрагмами или ядрами жесткости.

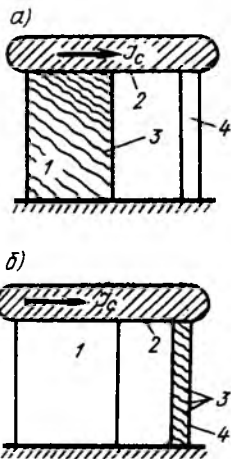


Рис. 1. Расчетная схема типового этажа каркасного здания а — ожидаемая схема разрушения; б — то же фактическая; 1 — диафрагма жесткости; 2 — диск перекрытия; 3 — трещины; 4 — колонны

На рис. 1 представлены очень гибкие колонны каркаса и железобетонная стена или диафрагма, горизонтальная жесткость которой на два порядка выше жесткости колонн каркаса. В связи с этим сдвигающие напряжения, возникающие в диафрагме от горизонтальной сейсмической инерционной силы I_c , приложенной к диску перекрытий, намного выше, чем в колоннах каркаса. Известно, что чем выше жесткость одного из двух параллельно работающих элементов, тем большую долю нагрузки он берет на себя. Следовательно, при достижении силой I_c некоторого опасного предельного значения первым должен обязательно разрушиться более жесткий и более напряженный элемент, т. е. диафрагма. Однако при реальных сейсмических воздействиях с преобладанием частых толчков в зданиях не происходит ничего подобного, а наблюдается противоположное: первыми разрушаются гибкие, а иногда и шарнирно опертые колонны, на которые почти не действует сила I_c , а жесткие диафрагмы и стены, воспринимающие почти всю силу, остаются невредимыми (см. рис. 1).

при частых сейсмических толчках. Например, часто одно и то же значение инерционной силы I_c приводит к почти одновременному разрушению бетонных стен одинаковой и разной толщины. В то же время при инерционно-силовой концепции разрушения толщина элемента должна оказывать решающее влияние при сейсмических разрушениях. Отсутствие прямого влияния толщины полностью ставит под сомнение инерционно-силовую концепцию сейсмического разрушения.

В заключение приведем два весьма частых примера сейсмических разрушений, которые тоже не могут быть вызваны сейсмическими инерционными силами.

Пример 5. Высокие диафрагмы жесткости и стены высоких ядер жесткости часто разрушаются от среза по наклонным сечениям, а не от изгиба силой I_c , хотя нормальные растягивающие напряжения в уровне нижней заделки от силы I_c намного больше, чем касательные напряжения.

Пример 6. Шарнирные колонны каркаса, где вообще не возникают от действия горизонтальных инерционных сил ни усилия M и Q , ни напряжения, тем не менее разрушаются путем среза.

Итак, во всех шести рассмотренных случаях разрушения зданий были вызваны не инерционными силами, а волновым ударно-сдвиговым воздействием, которое было приложено к зданиям и разрушило их еще до появления инерционной силы. До сих пор это воздействие почти не принималось во внимание при прочностном расчете и не было детально исследовано. Можно привести еще много подобных примеров сейсмического разрушения, противоречащих по своей природе инерционно-силовой концепции разрушения.

Среди множества случаев сейсмического разрушения невозможно найти противоположные по природе примеры разрушений, которые бы прямо свидетельствовали о том, что они вызваны появлением резонансных или обычных инерционных сил. Почти все реально возникавшие случаи изгибного разрушения колонн, высоких стен и ядер жесткости, похожие на разрушение от сил инерции, могут быть вызваны действием волн изгибных напряжений, появление которых сопровождает прохождение волн сдвиговых напряжений по вертикальным элементам зданий. Если

волны сдвига имеют длину, превышающую высоту здания, то волновые изгибные напряжения достигают очень больших значений и приводят к изгибному ударному разрушению зданий, которое внешне выглядит точно так же, как и разрушение от инерционных сил, но предшествует их появлению.

Если учесть, что подавляющее большинство разрушений происходит сразу после первого толчка, когда здание не успевает раскачаться и резонансные инерционные силы еще не появились, то можно сделать единственно возможный вывод о том, что подавляющее большинство сейсмических разрушений происходит не от инерционных сил, а от волнового воздействия.

Общепринятая концепция сейсмических разрушений состоит в том, что в грунте при землетрясениях возникает широкий спектр гармонических колебаний с разными частотами и что здание всегда улавливает в этом спектре именно свою частоту и, резонируя только с ней, разрушается. Эта концепция неверна. Дело в том, что сейсмические перемещения не являются колебаниями и тем более гармоническими. При колебаниях должны происходить возвратно-поступательные перемещения грунта, изменяющиеся по закону синуса или косинуса. На самом деле землетрясение создают хаотичную систему толчков, т. е. скачкообразных односторонних перемещений, которые вызваны, в основном, прохождением наиболее опасных поверхностных волн сжатия в грунте. Во фронте этих волн скачком появляется скорость перемещения $V_{гр}$, исчезающая за волной. Попадание собственных колебаний здания в резонанс с хаотичной системой толчков маловероятно. Если учесть, что при пластических деформациях здание уходит от резонанса (но при этом не может уйти от опасного разрушающего воздействия волн среза), то разрушения от действия сейсмических инерционных сил невозможны.

Причиной сейсмических разрушений являются волны напряжений сдвига τ_b , которые возникают в стенах, диафрагмах и других вертикальных элементах зданий от прохождения поверхностных сейсмических волн сжатия (или горизонтальных толчков) под зданиями.

Значение τ_b определяется по формуле

$$\tau_b = G_b V_{сдв}^b (C_{\tau}^b)^{-1}, \quad (1)$$

где G_b — модуль сдвига бетона; $V_{сдв}^b = V_{сж}^b$ — скорость горизонтальных перемещений во фронте волны сдвига, поднимающейся по вертикальному бетонному элементу; $V_{сж}^b$ — скорость горизонтальных перемещений во фронте сейсмической волны сжатия в железобетонном фундаменте здания; C_{τ}^b — скорость распространения сдвиговой волны по бетонному вертикальному элементу.

Связь между скоростью горизонтальных перемещений в волне сжатия в бетоне V_b и аналогичной скоростью в грунте $V_{гр}$ можно найти из системы уравнений, описывающих условия неразрывности скоростей и нормальных напряжений во фронте волны на границе грунта и боковой вертикальной грани фундаментной плиты

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{гр} + \Delta\sigma_{гр} &= \sigma_b; \quad \sigma_b = E_b V_b (C_{\sigma}^b)^{-1}; \\ V_{гр} - \Delta V_{гр} &= V_b; \\ \Delta\sigma_{гр} &= E_{гр} \Delta V_{гр} (C_{\sigma}^{гр})^{-1}, \end{aligned} \right\} (2)$$

где $\Delta\sigma_{гр}$ — разница между нормальными напряжениями во фронте сейсмической волны при переходе ее из грунта в бетон; $\Delta V_{гр}$ — аналогичная разница в скорости перемещений во фронте волны в грунте и бетоне.

Решив систему уравнений (2) и учтя, что

$$\left. \begin{aligned} C_{\sigma}^b &= E_b^{1/2} \rho_b^{-1/2}; \quad C_{\sigma}^{гр} = E_{гр}^{1/2} \rho_{гр}^{-1/2}; \\ C_{\tau}^b &= G_b^{1/2} \rho_b^{-1/2}; \quad C_{\tau}^{гр} = G_{гр}^{1/2} \rho_{гр}^{-1/2}, \end{aligned} \right\} (3)$$

получим

$$\begin{aligned} V_b &= 2V_{гр} [1 + (E_b \rho_b)^{1/2} \times \\ &\times (E_{гр} \rho_{гр})^{-1/2}]^{-1}, \end{aligned} \quad (4)$$

где $E_{гр}$ и E_b — модуль сжатия соответственно грунта и бетона; $\rho_{гр}$ и ρ_b — плотность грунта и бетона.

Можно изолировать здание от прямого воздействия сейсмических волн Рэлея и в особенности от наиболее опасных волн, сжимающих нормальных напряжений в грунте, если прорыть по его контуру узкий ров на глубину заложения фундаментной плиты. В этом случае на стены и другие вертикальные элементы зданий будет воздействовать лишь более слабая вторичная сейсмическая волна сдвига, которая передается через подошву фундаментной плиты и является волной сдвига. При этом снижается скорость горизонтальных смещений в бетоне фундаментной плиты \bar{V}_b . Ее можно найти из системы уравнений касательных напряжений и скоростей на нижней грани фунда-

ментной плиты по аналогии с системой (2)

$$\left. \begin{aligned} \tau_{гр} + \Delta\tau_{гр} &= \tau_b; \quad \tau_b = G_b \bar{V}_b (C_{\tau}^b)^{-1}; \\ V_{гр} - \Delta V_{гр} &= \bar{V}_b; \\ \Delta\tau_{гр} &= G_{гр} \Delta V_{гр} (C_{\tau}^{гр})^{-1}, \end{aligned} \right\} (5)$$

где $\Delta\tau_{гр}$ и $\Delta V_{гр}$ — скачки в напряжении и скорости сдвига во фронте волны при переходе волны сдвига из грунта в фундаментную плиту.

Решив систему (5), получим

$$\bar{V}_b = 2V_{гр} [1 + (G_{гр} \rho_{гр})^{1/2}] \times \times (G_{гр} \rho_{гр})^{-1/2} - 1, \quad (6)$$

где $G_{гр}$ и G_b — модуль сдвига грунта и бетона.

Предлагаемый прием сейсмоизоляции вполне пригоден для существующих зданий АЭС и достаточно эффективен. Действительно, поскольку отношение $G_{гр}/G_b$ незначительно, то значение \bar{V}_b (6) намного ниже, чем V_b (4), поэтому напряжения τ_b (1) также снизятся при замене в них скорости V_b на \bar{V}_b .

Сущность прочностного расчета вертикальных железобетонных элементов зданий на воздействие ударных касательных напряжений во фронте волн сдвига такая же, как при расчете защитных оболочек АЭС на пробивание при ударе самолета [2], хотя скорость здесь намного ниже. Необходимо ввести и использовать в расчете такие

новые понятия ударно-скоростного разрушения, как скорость разрушения бетона V_p и его мгновенную (теоретическую) прочность R_{bt} , где $V_p = C_{\tau}^b \tau_b (R_{bt}^b)^{-1}$; (7)

$$R_{bt} \cong 1/40 E_b. \quad (8)$$

Подставив выражение для τ_b в (7) получим

$$V_p = V_{\tau} G_b (R_{bt}^b)^{-1}. \quad (9)$$

Отсюда видно, что имеется прямая связь между скоростью разрушения бетона V_p и скоростью сдвига V_{τ} , или скоростью перемещений V_{σ} во фронте сейсмической волны в фундаментной плите. Причем V_p всегда на порядок выше, чем V_{τ} .

При построении методики прочностного расчета железобетонных стен и колонн придется описывать процесс формирования и развития волнового поля напряжений сдвига и изгиба, а затем на его основе анализировать и вызванный им процесс скоростного разрушения бетона в стенах, диафрагмах и колоннах.

Например, если в грунте вдоль поверхности идут короткие волны сжатия, то в упрощенной трактовке условием неразрушимости вертикального железобетонного элемента с рабочей толщиной Δ от среза является выполнение соотношения

$$t_p = \frac{\Delta}{V_p} > t_3, \quad (10)$$

где t_p — время разрушения элемента путем среза, а t_3 — время воздействия толчков при землетрясении.

Подавляющее большинство сейсмических конструктивных мер защиты, кроме сейсмоизоляции, направлено лишь на нейтрализацию опасного воздействия инерционных сил и поэтому бесполезно при воздействии ударно-волновых напряжений среза, что и подтверждается почти во всех случаях достаточно интенсивных землетрясений. Необходимы совершенно иные, новые антисейсмические меры, эффективные в борьбе с наиболее опасным ударно-волновым сейсмическим воздействием. Такие меры уже разработаны и прошли успешную экспериментальную проверку.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования. — М.: Стройиздат, 1988. — 501 с.
2. Смирнов С. Б., Земскова В. Н. Прочностной расчет железобетонной оболочки АЭС при ударе самолета // Бетон и железобетон. — 1992. — № 1. — С. 22—24.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.012.35

Клевцов В. А., Сасонко Л. В., Шприц Е. С. Использование бетона на ВНВ при изготовлении типовых конструкций // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 2—4.

Приведены результаты испытаний образцов фермы и балок. Получено, что бетон на ВНВ можно использовать для изготовления типовых железобетонных конструкций. — Ил. 5.

УДК 624.016.5.044

Манискевич Е. С., Абдуллин С. З. Прочность и характер разрушения полок ребристых плит перекрытий от нагрузок подвижного транспорта // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 7—10.

Приведены результаты экспериментальных и численных исследований полок ребристых плит перекрытий на действие сосредоточенной нагрузки от подвижного транспорта. Оценены их прочность, жесткость и трещиностойкость и изучено влияние конструкции пола на их несущую способность и характер разрушения. Установлена возможность применения плит в перекрытиях под подвижный транспорт грузоподъемностью 1,5 т. — Ил. 4, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.074.2.042.7

Раззаков С. Р. Динамические параметры составной оболочки с учетом длительности загрузений // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 10—13.

Приведены результаты динамических параметров железобетонных оболочек различных геометрических форм для оценки их сейсмостойкости с учетом длительности эксплуатации конструкции. — Ил. 5. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 627.751.4:693.564

Гершвальд В. С. Определение осевого преднапряжения напорных виброгидропрессованных труб // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 14—16.

Изложены результаты теоретических исследований, обосновывающих осевое преднапряжение в железобетонных напорных виброгидропрессованных трубах со спирально-перекрестным армированием. Приведено выражение для определения максимального изгибающего момента, возникающего в трубе, как в балке на упругом основании, уложенной в траншее на границе двух сред (выемка — насыпь). — Ил. 4, табл. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327:539.4

Цейтлин С. Ю., Яровский Д. И. Прочность бетона на смятие по очень малым площадкам // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 10—13.

Рассмотрено смятие керамзитобетона по очень малым площадкам, намного меньшим, чем предусмотрены в СНиПе. Получено, что прочность керамзитобетона на смятие в 2...4 раза ниже, чем тяжелого бетона того же класса. — Ил. 3, табл. 2.

УДК 691.32:539.434:681.3

Львовский Е. Н. Статистическое моделирование деформаций ползучести бетона на ЭВМ // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 18—19.

Приведены математические модели для вычисления удельных относительных деформаций ползучести и модуля деформаций бетона. Модели получены на основе большого числа экспериментальных данных на ЭВМ СМ 1420 с помощью специальных прикладных программ. Модели протабулированы и материал подготовлен для включения в нормы проектирования. — Табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ, ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ ИНЖЕНЕРНЫЙ ЦЕНТР (НИПЦ)

высылает методики, необходимое оборудование или осуществляет
внедрение следующих методов определения и регулирования качества
бетона:

- УСКОРЕННЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА
- ЭКСПРЕСС-МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ АКТИВНОСТИ ЦЕМЕНТА
- МАГНИТНЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТОЛЩИНЫ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА И РАСПОЛОЖЕНИЯ АРМАТУРЫ
- РАСЧЕТ И КОРРЕКТИРОВАНИЕ СОСТАВОВ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА НА МИКРОКОМПЬЮТЕРЕ «ЭЛЕКТРОНИКА МК-85»
- СТАТИСТИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА С УЧЕТОМ ЕГО ОДНОРОДНОСТИ ПО ГОСТ 18105 С ПРИМЕНЕНИЕМ МИКРОКОМПЬЮТЕРА «ЭЛЕКТРОНИКА МК-85»
- РАСЧЕТ ГРАДУИРОВОЧНЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ ДЛЯ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА (УЛЬТРАЗВУКОВОЙ ИЛИ МЕХАНИЧЕСКИЙ МЕТОДЫ) ПРИ ПОМОЩИ МИКРОКОМПЬЮТЕРА «ЭЛЕКТРОНИКА МК-85»

За подробной информацией по предлагаемым разработкам обращаться по адресу: 123367, Москва, Ивановское шоссе, д. 3, строение 1. Для переписки: 123367, Москва, а/я 19, НИПЦ.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанова, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Ю. Л. Циханкова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 02.09.92. Подписано в печать 23.10.92. Формат 60×90¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,29. Тираж 9151 экз. Заказ 1028. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул. (бывшая Каляевская ул.), 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате
Министерства печати и информации Российской Федерации
142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале
142140, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

предлагает для внедрения

ТЕХНОЛОГИЮ ПРОПИТКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ, ЛОТКОВ, ТЮБИНГОВ КОЛЬМАТИРУЮЩИМИ СИЛИКАТНЫМИ КОМПОЗИЦИЯМИ

На модернизированных гидростендах или специальными иньекторами с использованием высокоэффективных композиций (ТСК, ШСК) на основе жидкого стекла, жидкостекольного шлама и спецприсадок Вы обеспечите повышение напорности выпускаемых труб до 95 %, или восстановление водонепроницаемости труб, лотков и тубингов, эксплуатирующихся в водоводах.

Технология апробирована при изготовлении напорных железобетонных труб, регламентирована Пособием к СНиПу, разрешена Минздравом РФ.

Технология обеспечивает:

- *цикл пропитки при постоянном давлении 2...20 мин, время омоноличивания водонепроницаемых дефектов в бетоне после пропитки 1...24 ч*
- *расход композиции на изделие 0,2...15 кг*
- *повышение давления водонепроницаемости изделий от 0,01 до 3 МПа.*

Предоставляются: технологическая и проектная документация, кольматирующие композиции, помощь в освоении технологии.

КЛЕЕВЫЕ МИНЕРАЛЬНЫЕ КОМПОЗИЦИИ (КМК) ДЛЯ СКЛЕИВАНИЯ И РЕМОНТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

КМК изготавливают из отходов жидкостекольного производства, наполнителей и присадок. Не токсичны, дешевы. Наносятся на сухую и влажную поверхность бетона, твердеют в естественных условиях и при пропаривании, расход смеси 0,5...5 кг/м².

КМК обеспечивают:

- *жизнеспособность смеси после приготовления 0,3...1,5 ч*
- *толщину клеевого шва 0,5...15 мм*
- *равнопрочное соединение бетона изделий, водостойкость и трещиностойкость клеевого шва.*

Обращаться: 111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон,

Вологодская областная универсальная научная библиотека

тел.: 806-84-11
www.booksite.ru

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

предлагает

заинтересованным организациям

ИМПРЕГНИРУЮЩИЕ АНТИКОРРОЗИОННЫЕ СОСТАВЫ (ИАС) ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ

ИАС изготавливают из побочных продуктов нефтехимии и спецприсадок. Имеют обширную сырьевую базу. Не токсичны, пожаро-, взрывобезопасны.

Предназначены для поверхностной пропитки железобетонных изделий, набрызг-бетона защитного покрытия труб. Кольматируют бетон в течение 1,5...2,5 ч при температуре 20...55 °С.

ИАС обеспечивают:

- нормативные санитарно-гигиенические условия процесса пропитки изделий
- снижение водопоглощения бетона от 6...14 до 0,8...2 % и диффузионной проницаемости по хлорид-иону — в 10...15 раз
- экономию теплоресурсов на пропитку изделий на 50...100 % по сравнению с пропиткой модифицированным петролатумом
- снижение стоимости пропитки на 30...50 %

ИЗВЕСТКОВО-ШЛАКОВЫЕ ВЯЖУЩИЕ С ДЕПРЕССОРАМИ ВЛАГОИСНАРЕНИЯ (ИШД)

ИШД изготавливают помолом гранулированного доменного шлака, извести, гипса и депрессора. Предназначены для производства бетонных и железобетонных изделий повышенной прочности и коррозионной стойкости.

ИШД обеспечивают:

- снижение нормальной густоты теста и водопотребности бетонной смеси на 10...20 %
- получение марочной прочности изделий, твердевших без ухода за бетоном в воздушно-сухих условиях
- повышение прочности пропаренного бетона на 1...2 марки, снижение водопоглощения на 15...30 %

Заявки следует направлять по адресу:
111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон,
тел.: 306-34-11, 306-33-46