

Производственный опыт

УДК 721.011.25:666.973

Возведение многоэтажного здания с пространственным сборно-монолитным рамным каркасом из легкого бетона

Р. А. БАДАЛЯН,
заместитель председателя Госстроя Армянской ССР

В Ереване построен новый тип сборно-монолитного сейсмостойкого жилого дома повышенной этажности (см. рис. на обложке). Строительство его осуществлено в целях проверки в производственных условиях технико-экономической целесообразности, выявления особенностей и усовершенствования нового конструктивного решения и метода возведения.

Конструктивная новизна здания заключается в его несущем пространственном сборно-монолитном рамном каркасе.

Отличительные особенности каркаса обусловлены несколько необычной геометрической структурной схемой (рис. 1). Последняя, в связи с пространственным ее решением, на первый взгляд сложна и трудно осуществима. Между тем опыт строительства показал, что такой каркас собирается легче и быстрее обычных, состоящих из линейных или крестообразных элементов. Так, бригада в составе двух монтажников, крановщика и подсобного рабочего монтировала один элемент каркаса (строповка, подъем, установка и закрепление) в среднем за 12—15 мин.

Сборный элемент, из которого образуется пространственный каркас, представляет собой плоскую прямоугольную железобетонную раму с размерами, соответствующими высоте этажа и шагу колонн каркаса. Одна плоскость рамы при бетонировании оставляется не выровненной. Ее шероховатая поверхность при возведении здания служит для повышения степени замоноличивания смежных рам.

Монтаж рам производится таким образом, что в смежных этажах и пролетах они располагаются с некоторым, заранее заданным, взаимным смещением.

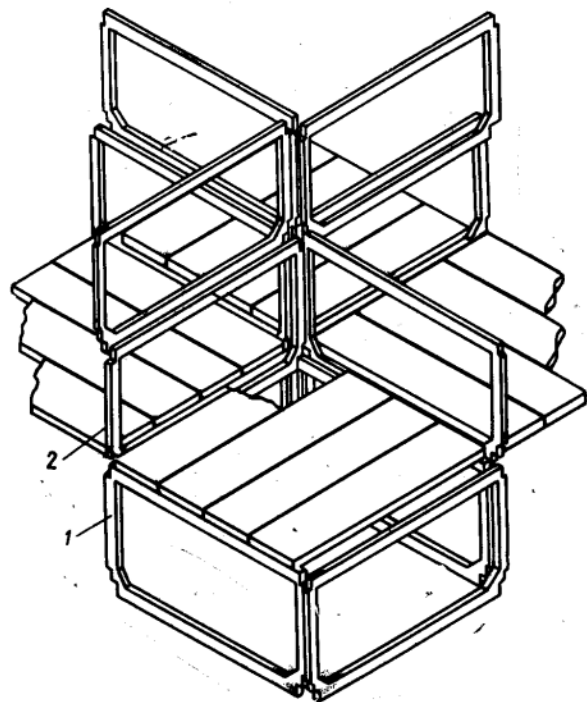


Рис. 1. Схема образования пространственного каркаса
1 — рама нижележащего этажа; 2 — рама вышележащего

нием от продольных и поперечных разбивочных осей здания. При таком смещении сборные рамы этажа оказываются не в одной плоскости с параллельно расположенными рамами нижнего этажа и в связи с этим не могут быть установлены на них, как это принято в крупнопанельных или в рамно-панельных системах.

В данном случае рамы одного направления своими оконцами опираются на концы рам другого направления. При этом профилированные вырезы в нижних углах рам позволяют совместить нижний ригель каждой верхней рамы на одном уровне с верхним ригелем нижних рам (рис. 2) так, что конструкции одного этажа на величину высоты ригеля рам перехлестываются с конструкциями другого этажа. Вследствие смещения рам от осей здания по всей длине ригелей и колонн каркаса образуются непрерываемые пазы, служащие для укладки рабочей арматуры и взаимного замоноличивания конструкций каркаса, перекрытий и стен (рис. 3).

Пазы приняты открытыми — этим обеспечивается контроль качества замоноличивания. Бетонирование пазов выполняется после монтажа панелей перекрытий, укладываемых на верхние ригели рам нижнего этажа. Такой порядок укладки приводит к образованию замкнутых по контуру и опоясанных монолитными участками ригелей, квадратных ячеек перекрытий со взаимно перпендикулярным расположением панелей в них. Тем самым достигается надежность замоноличивания перекрытий в жесткие неподатливые диски, а также вовлечение

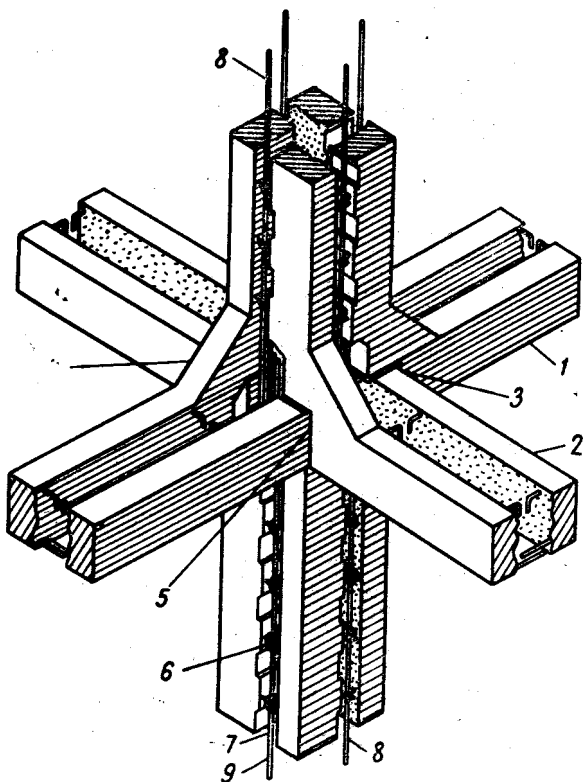


Рис. 2. Узел сопряжения элементов каркаса (панели перекрытий условно не показаны)

1 — верхняя рама; 2 — нижняя рама; 3 — свежееуложенный раствор; 4 — вут сборной рамы; 5 — фигурные вырезы в углах рам; 6 — петлевые выпуски из сборных рам; 7 — паз между стойками сборных рам; 8, 9 — продольная рабочая арматура колонн

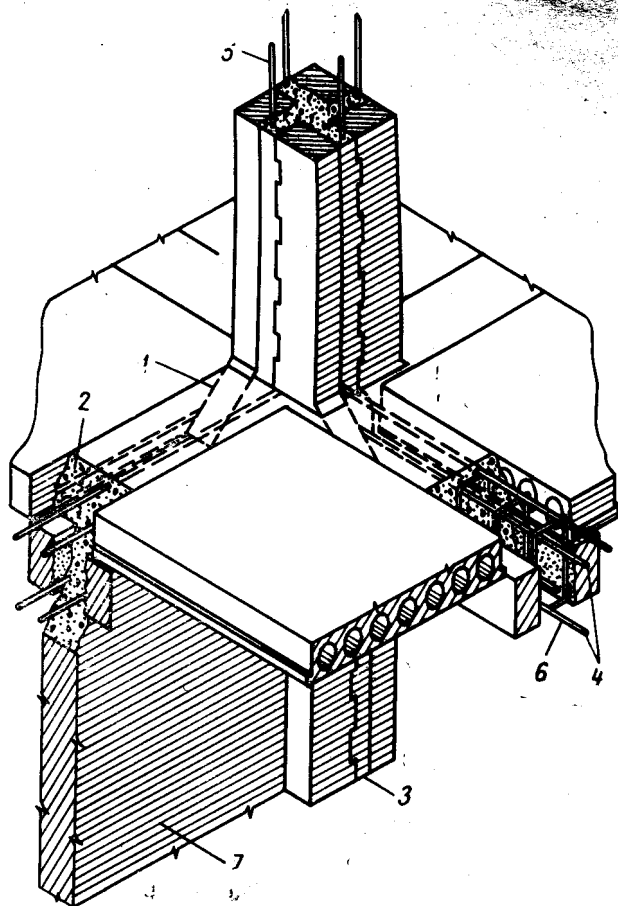


Рис. 3. Замоноличенный узел каркаса

1 — вут рамы; 2 — монолитные участки ригелей; 3 — монолитный участок составных колонн; 4 — продольная арматура ригелей; 5 — продольная арматура колонн; 6 — арматурные выпуски из ригелей; 7 — вертикальная диафрагма жесткости

в работу в равной мере ригелей поперечных и продольных рам (см. рис. 1).

Наличие перекрытий позволяет производить работы по замоноличиванию колонн составного сечения нижнего яруса и по монтажу сборных рам вышележащего этажа без применения специальных подмостей. При этом рамы одного направления служат в качестве кондукторов для точной установки рам другого направления. Вместе с тем они обеспечивают устойчивость и фиксацию точного положения при монтаже рам другого направления.

В связи с пространственным характером схемы сборки каркаса может сложиться представление, будто к точности изготовления сборных рам необходимо предъявить исключительно повышенные требования. Но если иметь в виду, что рамы опираются лишь по двум точкам (рис. 4), которые по высоте поддаются регулированию, а между всеми вертикальными плоскостями смежных рам предусмотрены пазы, то такое представление отпадает. Вертикальность и проектное положение монтируемой рамы достигаются посредством совмещения боковой (лицевой) плоскости ее стойки с внутренней (лицевой) плоскостью стойки ранее установленной рамы противоположного направления. Фиксация правильного положения рамы производится непосредственно после ее установки посредством прихватки сваркой нижних и верхних петлевых выпусков из стоек смежных рам. Точность их монтажа по вертикали регулируется путем изменения толщины раствора шва в опорных участках.

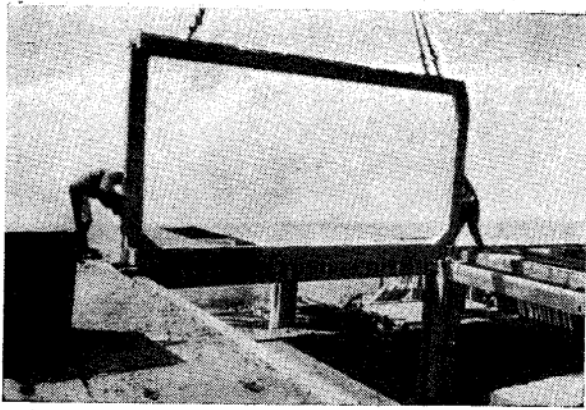


Рис. 4. Установка сборных рам каркаса

Приведенным способом практически легко достигается необходимая точность монтажа. Так, например, фактические рамеры сечений составных колонн здания отличаются от проектных (500×500 мм) не более чем на 2—3 мм.

Консоли для устройства балконов и веранд образуются из полурам (рис. 5), изготовленных по две штуки в тех же формах.

Несущая способность каркаса в целом определяется работой элементов составного сечения с учетом арматуры и бетона сборных рам и монолитных участков колонн и ригелей. Надежность замоноличивания колонн составного сечения обеспечивается посредством шпонок и арматурных петлевых выпусков из стоек сборных рам, образующих замкнутые хомуты. В перехлестываемые петлевые выпуски примыкаемых рам пропускаются вертикальные (продольные) арматурные стержни, стыкуемые с выпусками рабочей арматуры из торцов стоек сборных рам смежных этажей.

Пазы для замоноличивания стоек рам по высоте здания размещаются вразбежку. Арматурные стержни монолитных участков продольных и поперечных ригелей каркаса пропускаются через проемы колонн, образуемые фигурными вырезами углов сборных рам и по размерам равным сечению монолитного участка ригелей.

Таким образом, рамный узел каркаса выполняется по аналогии с монолитными конструкциями с той лишь разницей, что стыкование продольных стержней колонн осуществляется в его пределах. Такое решение является наиболее надежным, поскольку в пределах узла сечение колонны увеличивается за счет примыкаемых к ней ригелей.

В результате совмещения ригелей сборных рам смежных этажей в одной рабочей зоне сечения сборно-монолитного ригеля и распространения монолитного участка на всю высоту сечения обеспечиваются наилучшие условия для их совместной работы.

Надежность совместной работы конструкций в значительной степени обуславливается и пространственным характером общей схемы каркаса. В узле каркаса сходятся рамные углы сборных рам, ригели которых попарно надежно замоноличиваются на уровне этажа, а стойки каждой пары рам, будучи обращены в разные этажи, также надежно замоноличиваются и образуют колонны нижнего и

верхнего этажей. Иначе говоря, имеет место как бы введение одного этажа в другой с их надежным замоноличиванием.

Вместо обычных точечных, сосредоточенных стыков линейных элементов, фактически достигается равномерное растекание стыка по всему контуру и значительной части поверхности сборной конструкции. Это, наряду с повышением степени замоноличивания, приводит к образованию каркаса, жесткости элементов которого по длине не меняются и устраняются условия для возникновения в них сосредоточенных усилий.

Благодаря образованию колонн здания из стоек четырех рам, опираемых до их замоноличивания на нижележащие конструкции независимо друг от друга, обеспечивается равномерная передача нормальных сил по всему сечению горизонтального стыка сборно-монолитной колонны. При этом 75% площади стыка составляет монолитный бетон, являющийся продолжением монолитных участков ригелей.

Меняя расстояние между параллельно расположенными сборными рамами, т. е. регулируя ширину пазов для замоноличивания элементов каркаса, можно изменять сечение колонн. Таким образом, в соответствии с принятыми объемно-планировочными решениями и имеющимися расчетными усилиями представляется возможным без изменения типоразмеров сборных элементов каркаса и перекрытий образовать квадратные или прямоугольные колонны с сечением различных размеров.

При возведении же зданий большой этажности, когда для восприятия расчетных изгибающих моментов или для достижения необходимой жесткости сооружения дальнейшее увеличение сечений элементов каркаса становится неприемлемым или экономически необоснованным, пространственный сборно-монолитный каркас можно легко привести к рамно-связевой системе. Это также не требует изменения принятых типоразмеров изделий и введения сопряжений посредством сварки закладных деталей.

Вертикальные диафрагмы жесткости, пропускаемые через продольные пазы ригелей и колонн, надежно замоноличиваются с каркасом и просты в исполнении. Составляя одно целое с монолитными участками ригелей они удобно бетонируются с уровня перекрытий каждого этажа посредством заполнения пазов между сборными рамами. При не-

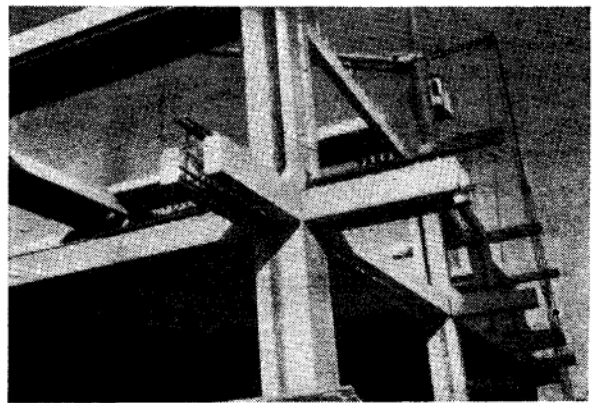


Рис. 5. Образование консолей для балконов и веранд

обходимости возможно также устройство дополнительных колонн посредством пропуски их через пазы ригелей.

Здания с пространственным каркасом могут иметь наружное ограждение в виде навесных или висячих легкобетонных стеновых панелей. Гибкая подвеска простенков легко осуществляется посредством заделки их монтажных петель в монолитных участках ригелей.

Фундаменты здания выполняются в виде монолитных железобетонных перекрестных лент или отдельно стоящих башмаков, устраиваемых после свободной установки сборных рам нулевого цикла на заранее точно выверенные дощатые маяки — прокладки по небольшим бетонным опорам. Принятая конструкция фундаментов и метод их возведения обеспечивают долговечную, надежную заделку сборно-монолитных конструкций каркаса и исключают необходимость в закладных деталях или арматурных выпусках, применение которых обычно неизбежно и связано с большой сложностью по обеспечению высокой точности их установки.

Все конструкции дома, в том числе и его несущий каркас, были изготовлены из легкого бетона на заполнителях вулканического происхождения. Поэтому не было необходимости в теплоизоляции каркаса, колонны и ригели которого одновременно служат и в качестве ограждающих элементов. Последнее означает, что наряду с уменьшением собственного веса несущих конструкций каркас из высокопрочного легкого бетона позволяет существенно сократить объем и вес ограждающих элементов.

Кроме того, применение легкого бетона приводит к уменьшению сейсмических нагрузок и в связи с относительно малым модулем упругости их.

Опалубка монолитных участков каркаса проста, она состоит из инвентарных досок и металлических скоб для их крепления. В зимнее время инвентарные доски могут быть заменены обогревающей, термоактивной опалубкой. Здесь теплоизоляцию монолитного обогреваемого или разогретого бетона обеспечивают сборные элементы каркаса и перекрытий.

В односекционном жилом доме, помимо типовых многпустотных панелей, применены лишь пять типоразмеров сборных конструкций, в том числе рама и полурама каркаса, изготовленные в одном типоразмере форм, два типоразмера железобетонных перил балконов и два типоразмера балконных плит. Стены, перегородки и лестничные марши выполнены из мелкозернистых элементов. По проекту, переработанному с учетом опыта возведения первого дома, стены и лестничные марши также приняты сборными.

Количество марок сборных рам в здании невелико, так как несущую способность элементов каркаса можно регулировать посредством изменения сечения арматуры монолитных участков каркаса. Следует отметить, что в каркасе отсутствуют какие-либо консольные выступы, вуты и металлические части, требующие оцинкования или бетонирования (рис. 6). Благодаря одинаковой ширине колонны и ригеля он легко вписывается в архитектуру здания. Применение легкого бетона позволяет

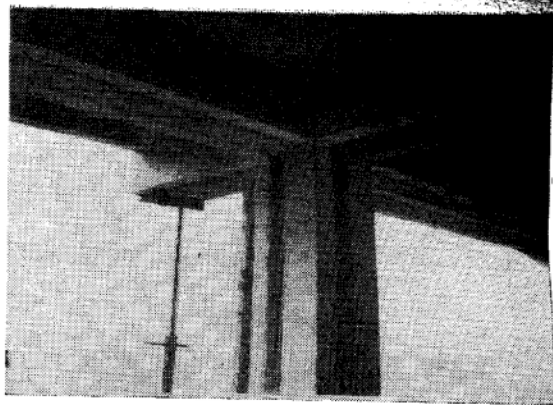


Рис. 6. Готовый рамный узел

избежать балок, обычно свисающих в помещение вдоль наружных стен каркасных зданий.

Ограничившись небольшим количеством типоразмеров изделий, можно осуществить строительство различных по конфигурации зданий высотой в 10—20 этажей и более.

О технико-экономической целесообразности домов с пространственным сборно-монолитным каркасом говорят приведенные показатели сметной стоимости строительства и расхода основных строительных материалов 14-этажного односекционного жилого дома с подвалом, высотой этажа 3 м и расчетной сейсмичностью 8 баллов (см. таблицу).

Показатели	на 1 м ² здания	1 м ² жилой площади	1 м ² полезной площади	1 м ² площади перекрытий
Стоимость строительства (в нормах и ценах, введенных с 1.1—1969 г.)	21,20	181,0	119,0	72,0
Расход бетона в м ³	0,10	0,84	0,55	0,35
Расход стали в кг	10,2	87,0	57,0	34,5

Снижение стоимости строительства (несмотря на завышенные объемы летних помещений) достигнуто в результате исключения закладных деталей, применения монолитного бетона с относительно малым объемом опалубки, уменьшения объема ограждающих конструкций и снижения расчетных сейсмических нагрузок.

Естественно, что по мере приобретения опыта проектирования и строительства таких домов, будут совершенствоваться их объемно-планировочные решения, конструкции, производство изделий и метод возведения, уточнятся технико-экономическая эффективность и область целесообразного применения рамного каркаса.

Создание каркаса с предварительно напряженными рамными узлами в обоих его направлениях и применение предварительно напряженных сборных рам, вероятно, окажутся одним из путей дальнейшего совершенствования пространственного сборно-монолитного каркаса.

В данном типе сборно-монолитного дома объем монолитного бетона относительно велик и достигает до 25% от общего объема бетона конструкций здания без учета фундаментов. Но он в исполнении не трудоемок и сводится лишь к заполнению удобных

для бетонирования готовых полостей, образуемых сборными конструкциями. Бесспорно, если конструктивное решение сборно-монолитного каркаса не связано с применением сложной опалубки и не приводит к неэффективным затратам времени на строительной площадке, значительные объемы монолитного бетона приобретают прогрессивный характер. Наряду с повышением долговечности и сейсмостойкости конструкции, сокращением количества закладных деталей, снижением стоимости строительства и высвобождением мощностей предприятий сборного железобетона, повышается вариантность объемно-планировочных решений здания. Опыт строительства зданий с другими типами каркасов показывает, что незначительные по объему и рассредоточенные в большом числе узлов монолитные участки существенно осложняют строительство, снижают эффективность работы механизмов по раздаче бетона, зачастую приводят к применению пробужденного бетона и снижению прочности здания.

Целесообразность сборно-монолитных каркасов с увеличением степени применения монолитного бетона подробно обоснована в докладе делегации СССР на Берлинском симпозиуме Постоянной комиссии СЭВ по строительству в 1969 г.

Натурные и лабораторные исследования сборно-монолитного каркаса из легкого бетона по программе испытаний на статические и динамические

воздействия ведутся в Армянском научно-исследовательском институте строительных материалов и сооружений (АИСМ) Госстроя Арм. ССР.

Выводы

Описанный тип сборно-монолитного дома обеспечивает жесткость конструкции и надежность правильного поведения соединений его элементов во времени, отвечающие обязательным требованиям, предъявляемым к конструкциям высотных зданий и зданий, возводимых в сейсмических районах.

Сборно-монолитный каркас позволяет значительно сократить количество типоразмеров конструкций, благодаря чему обеспечивается высокий уровень индустриализации при меньших капиталовложениях на развитие материально-технической базы строительства.

На основе пространственного сборно-монолитного рамного каркаса можно получить различные варианты объемно-планировочных решений многоэтажных зданий при обеспечении стабильности производства деталей на заводах сборного железобетона.

Опыт говорит о простоте и нетрудоемкости строительного-монтажных работ, высоких темпах строительства и в целом технико-экономической эффективности нового метода возведения многоэтажных зданий.

УДК 69.024.155

Сборно-монолитное покрытие из аглопоритобетона

Канд. техн. наук А. Д. ЛИБЕРМАН, инж. Я. И. МАРКУС (НИИСК, г. Киев),
кандидаты техн. наук М. М. ИЗРАЕЛИТ, Б. Б. ВЕЙНЕР (ГосНИИСК, г. Минск),
инженеры И. С. ФРИДМАН, Ю. Б. ЗЛАТКИШ (Белпромпроект), канд. техн. наук
Т. М. ПЕЦОЛЬД (ИСиА, г. Минск)

В Минске из легкого бетона (аглопоритобетона) возведено покрытие типа короткой цилиндрической оболочки для здания с сеткой колонн 24×12 м. Конструкция покрытия разработана Белпромпроект (Минск) и НИИСК (Киев) по типу серии ПО-01-01, применяющейся в Украинской ССР¹.

Покрытие выполнено на главном корпусе Минского троллейбусного депо (рис. 1) площадью 6200 м^2 . Здание — трехпролетное, со светоаэрационными фонарями шириной 12 м и подвесным транспортом. Каждый пролет равен 24 м; высота здания 6 м. В двух пролетах установлены подвесные кран-балки грузоподъемностью 2 т, перемещающиеся вдоль пролетов. Подвесные пути крепятся к узлам нижнего пояса ферм, установленных с шагом 1,0 м. В межферменном пространстве разме-

щаются трубопроводы, подвешенные к плитам оболочки.

Конструкция покрытия состоит из ферм пролетом 24 м, плит 3×12 м, подфонарных панелей-рамок и бортовых элементов (рис. 2). Проектный вес конструкций из аглопоритобетона составляет для ферм — диафрагм 10 т, для плит 3×12 м — 4 т. Особенностью конструкции является устройство неразрезных стыков между плитами и замощивание соединений плит и верхних поясов ферм. Фермы имеют одинаковые размеры, но отличаются армированием и маркой аглопоритобетона.

В связи со сжатыми сроками строительства использовались силовые формы типовых плит серии 13-93 с некоторой переделкой их применительно к серии ПО-01-01. Шаг поперечных ребер принят 1,0 м (по проекту 1,5 м).

Покрытие рассчитывалось по приближенной

¹ Покрытия серии ПО-01-01 разработаны Киевским Промстройпроект и НИИСК [1].

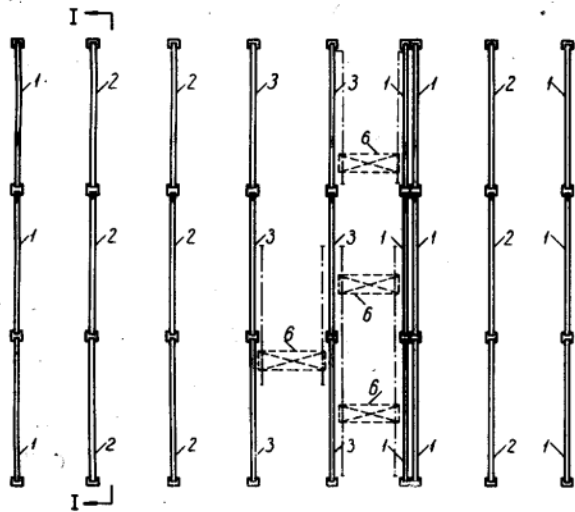
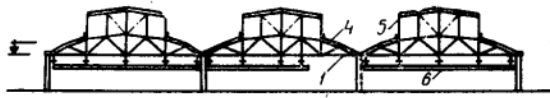


Рис. 1. План и разрез здания троллейбусного депо в Минске
1 — ферма ФДК-24-П1; 2 — то же, П2; 3 — то же, П3; 4 — плиты ПОК-12-А; 5 — фонарь; 6 — подвесная кран-балка $Q=2$ т

методике с разделением его на две плоскостные системы: фермы — диафрагмы и неразрезные плиты. Ферму рассчитывали как упругую стержневую систему с жесткими узлами по программе метода перемещений на ЭЦВМ БЭСМ-3М. Были получены величины нормальных усилий, изгибающих моментов в стержнях фермы и перемещения узлов. Особое внимание обращалось на расчет нижнего пояса по трещиностойкости.

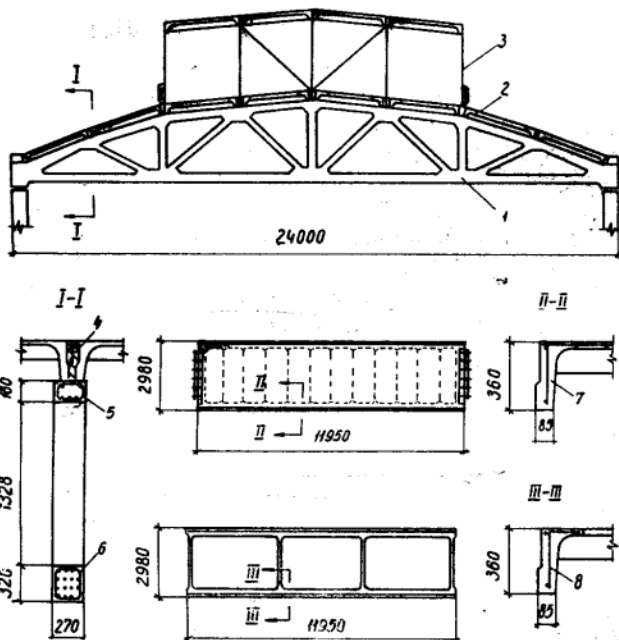


Рис. 2. Конструкция ферм-диафрагм $L=24,0$ м и плит 3×12 м
1 — ферма-диафрагма; 2 — плита оболочки 3×12 м; 3 — фонарь; 4 — панель-рамка; 5 — бетон замоноличивания; 6 — армирование верхнего пояса фермы; 7 — армирование нижнего пояса фермы — $15\text{П}7 \text{ } \varnothing 15$ мм; 8 — армирование продольных ребер плиты — $10 \text{ } \varnothing 28 \text{ АIII}$; 9 — армирование ребра панели рамки — $10 \text{ } \varnothing 28 \text{ АIII}$

Расчет плит производился обычными методами с учетом перераспределения усилий в эксплуатационной стадии.

Применение аглопоритобетона марок 400 и 500 в сборных конструкциях оболочки (фермах $l=24$ м и плитах 3×12 м) определило необходимость исследований прочности, жесткости и трещиностойкости этих конструкций и технологии их изготовления. Эти работы выполнялись Минским ГосНИИСМом.

Конструкции изготавливали на заводе ЖБИ № 1 комбината Строймонтажиндустрия Минпромстроя БССР в Минске. Бетонную смесь готовили в бетономешалке емкостью 1000 л со свободным перемешиванием материалов. Составляющие смеси — аглопоритовый щебень фракции 5—20 мм Минского завода № 2 (объем пустот 50—55%, объемный вес 700 кг/м^3); кварцевый песок с модулем крупности 2,64—3,29; портландцемент активностью 480—540 кг/см^2 .

Расход материалов на 1 м^3 бетона приведен в табл. 1.

Таблица 1

Материалы в кг	Марка 400		Марка 500 (фермы)
	плиты	фермы	
Цемент	500—520	500—520	630—650
Аглопоритовый щебень	780—800	770—790	630—650
Песок	500—520	580—600	550—575
Вода	240—250	210—230	240—250

В качестве предварительно напряженной арматуры применяли для плит стержневую упругую сталь класса А-IIIВ, для ферм — семипроволочные пряди $\varnothing 15\text{П}7$ ЧМТУ 426-61. Предварительное натяжение арматуры осуществлялось гидродомкратами. Усилие натяжения передавалось на упоры, арматура фиксировалась с помощью гачечных захватов.

Конструкции готовили по стендовой технологии. Бетон уплотнялся глубинными вибраторами типа С-800; при изготовлении плит и бортовых элементов использовались виброрейки. В/Ц в пределах $0,4 \div 0,5$ обеспечивало удобоукладываемость бетонной смеси. Цикл термообработки составлял для ферм 24 ч, для плит 16 ч.

Объемный вес бетона после термообработки практически не превышал $2000\text{—}2050 \text{ кг/м}^3$, что соответствует весу в сухом состоянии $1900\text{—}1950 \text{ кг/м}^3$. (Дальнейшее снижение объемного веса обусловлено получением аглопорита более высокого качества).

Прочность бетона (R_0) при отпуске напряженной арматуры составляла не менее $0,8 R$. Во всех случаях прочность аглопоритобетона в возрасте 28 и более дней соответствовала или несколько превышала требования проекта.

По исследованиям ГОСНИИСМ, начальный модуль упругости для марок 400 и 500 составляет соответственно $240 \cdot 10^3$ и $280 \cdot 10^3 \text{ кг/см}^2$. Для опытных конструкций E_b составляло на 10—12% выше, что

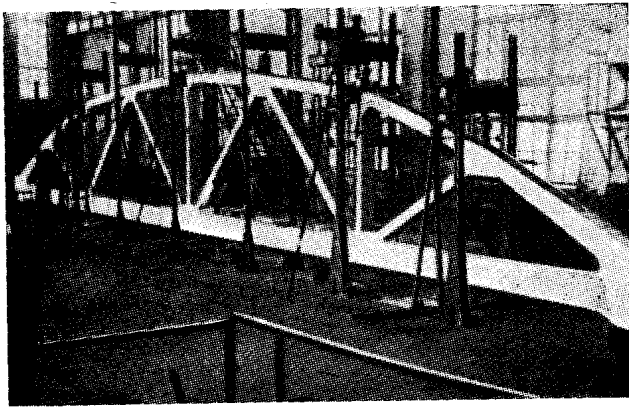


Рис. 3. Испытание фермы-диафрагмы

может быть объяснено применением крупнозернистого песка.

Важно отметить, что коэффициент однородности аглопоритобетона получился значительно выше требований СНиП и фактических показателей по заводу для тяжелого бетона. Для плит среднее квадратичное отклонение по прочности составляло $S=33,6 \text{ кг/см}^2$, коэффициент однородности $K_{с.с} = 0,707$, для ферм соответственно $S=34,8 \text{ кг/см}^2$, $K_{с.с}=0,77$ (по СНиП $K_{с.с}=0,6$). Такие показатели явились следствием строгого соблюдения заданного гранулометрического состава аглопорита.

Для проверки несущей способности, деформативности и трещиностойкости были испытаны две фермы (рис. 3). Испытания проводились Институтом строительства и архитектуры Госстроя БССР совместно с НИИСМ и НИИСК.

Опытные фермы отличались армированием нижнего пояса: в первом образце 13 прядей, во втором 15 прядей П7. Натяжение каждой пряди принято 15 т ($0,75 R_a^H$). Проектная марка аглопоритобетона 500.

Ферма № 1 испытывалась с намоноличенным верхним поясом и имитировала работу фермы в составе сборно-монолитного покрытия (короткой оболочки), а ферма № 2 испытывалась без намоноличивания и предназначалась для испытания конструкции в монтажной стадии (до замоноличивания).

Замоноличивание верхнего пояса выполнялось аглопоритобетоном марки 300, имитирующим торцовую часть плит покрытия и бетон замоноличивания.

Характеристики аглопоритобетона в опытных конструкциях ферм приведены в табл. 2.

Нагрузка на ферму прикладывалась с помощью гидродомкратов. Загружались все узлы фермы, в

Таблица 2

Показатели в кг/см^2	Ферма № 1		Ферма № 2
	ферма	бетон замоноличивания	
Прочность на сжатие (R)	520	344	521
Призменная прочность ($R_{пр}$)	420	330	420
Прочность на растяжение (R_p)	27	—	30

Примечание. Приведены усредненные результаты испытаний кубов $15 \times 15 \times 15$ и призм $10 \times 10 \times 40$ см.

том числе и опорные. Измерялись деформации прогибов узлов нижнего пояса, деформации фибровых волокон бетона верхнего и нижнего поясов, проверялась анкеровка прядей в опорных узлах.

Как показали испытания (табл. 3), фермы про-

Таблица 3

Показатель	Для фермы № 1 с намоноличенным верхним поясом	Для фермы № 2 без намоноличивания
Прогиб посередине пролета:		
а) при монтажной нагрузке:		
опытный f_0/l	—	$1/1760$
теоретический f_T/l	—	$1/1600$
б) при нормативной эксплуатационной нагрузке:		
опытный f_0/l	$1/1160$	$1/630$
теоретический f_T/l	$1/1080$	$1/795$
Трещинообразующая нагрузка:		
отношение опытной к теоретической R_T^0/P_T	1,03	0,92
отношение опытной к расчетному усилию в нижнем поясе N_T^0/N_p	1,19	1,1
Разрушающая нагрузка:		
отношение опытной к теоретической $R_{разр}^0/P_{разр}^T$	0,80	0,94
отношение опытной к расчетной монтажной $R_{разр}^0/P_N^{монт}$	—	1,85
отношение опытной к расчетной эксплуатационной $R_{разр}^0/P_N^{экс}$	1,8	—

летом 24 м обладают достаточной жесткостью (рис. 4) как в монтажной, так и в эксплуатационной стадиях.

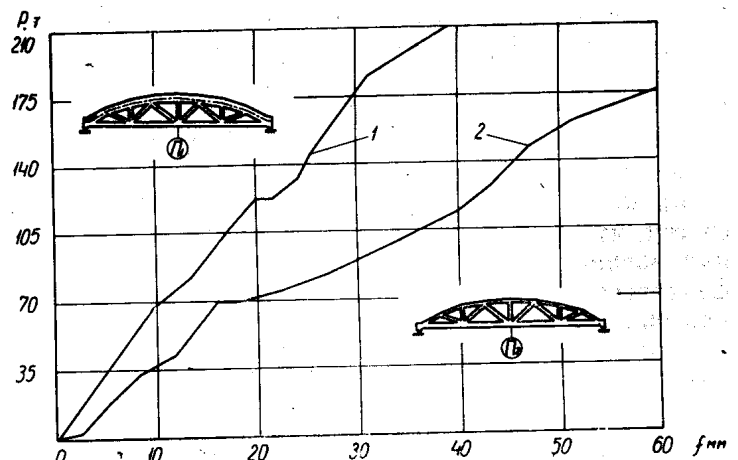


Рис. 4. Прогибы ферм

1 — ферма-диафрагма с намоноличенным верхним поясом; 2 — то же, без намоноличивания

Представляет интерес характер образования трещин в элементах фермы. При нормативной нагрузке ширина раскрытия трещин в растянутых раскосах не превышала 0,2 мм; в нижнем поясе трещины возникли при нагрузке, равной 1,2 нормативной (рис. 5).

Исследования показали, что в связи с возникновением в узлах ферм изгибающих моментов верхний и нижний пояса работают соответственно на внецентренное сжатие и внецентренное растяжение. Анализ показал, что при расчете верхнего пояса ферм в монтажной стадии изгибающие момен-

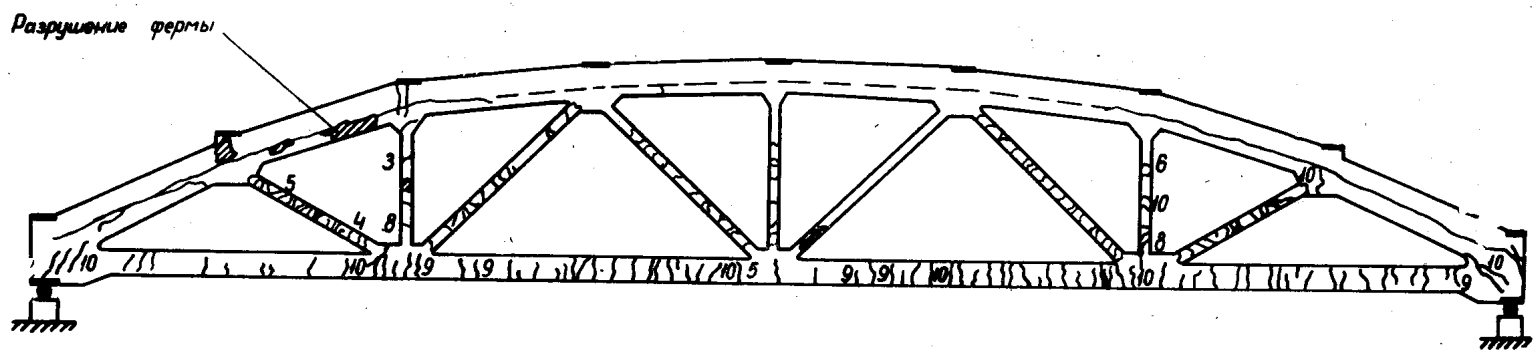


Рис. 5. Схема образования и развития трещин в ферме № 1

ты могут не учитываться, а в эксплуатационной стадии изгибающие моменты следует учитывать при расчете нижнего пояса. Коэффициент ($K=1,1$) достаточно точно учитывает снижение трещиностойкости, вызванное действием узловых моментов.

Разрушение ферм произошло от раздавливания бетона верхнего пояса в зоне второй панели при совместном действии нормальной силы и изгибающего момента.

Следует отметить хорошее сцепление прядевой арматуры с бетоном, надежность анкеровки прядей в опорных узлах фермы. Индикаторы, установленные на выпусках прядей в торце нижнего пояса, не показали деформаций проскальзывания вплоть до разрушения конструкции.

Несущая способность ферм-диафрагм как в монтажной, так и в эксплуатационной стадиях соответствует требованиям проекта (отношение разрушающей нагрузки к расчетной равно 1,8—1,85). Предварительно напряженный нижний пояс соответствовал требованиям II категории трещиностойкости. Создание комплексного сечения верхнего пояса увеличивает жесткость фермы в 1,5—2 раза.

Следует отметить, что для фермы № 1 расхождение между опытной и теоретической разрушающими нагрузками составило 20%. Это объясняется тем, что теоретическое значение оценивалось как для внецентренно сжатого монолитного элемента, фактически же разрушение произошло от нарушения сцепления между слоями бетона с последующим раздавливанием верхнего пояса. В оболочке, как показали испытания в НИИСКе, сдвига плит относительно ферм не происходит.

Сборно-монолитные плиты испытывали кратковременной равномерно-распределенной нагрузкой по разрезной (однопролетной) схеме согласно методике, разработанной НИИСК [2]. Опоры плит устраивались в местах нулевых точек эпюры моментов неразрезной нитки плит от расчетной полезной нагрузки. Расстояние между опорами $l=10,15$ м, что отвечает положению нулевых точек эпюры моментов для крайних плит покрытия. При испытаниях замерялись прогибы продольных и поперечных ребер, полки и деформации бетона в растянутой зоне.

Были испытаны две плиты марки ПОК-12-А2 с шагом поперечных ребер 2 м (плита у фонаря, коэффициент неравномерности снеговых отложений $S=2,5$). Плиты удовлетворяли требованиям прочности, жесткости и трещиностойкости (по продольным ребрам), однако полка плиты (при шаге попе-

речных ребер 2 м) имела недостаточную прочность и жесткость. В связи с этим было решено уменьшить шаг поперечных ребер плиты и, учитывая отсутствие проектных форм, использовать существующую оснастку с шагом поперечных ребер 1 м. Результаты испытаний плит 3×12 м приведены в табл. 4.

Таблица 4

Показатели, единица измерения	Плита № 1	Плита № 2	Плита № 3
Марка плиты ПОК-12	А-2	А-2	А-1
Возраст бетона τ в дн	7	7	61
Прочность бетона:			
при отпуске арматуры $R_{0в}$ кс/см ²	330	297	350
при испытании R , кс/см ²	351	310	455
Арматура продольных ребер	1Ø28AIIIв +1Ø10AIII	1Ø28AIIIв +1Ø10AIII	1Ø25AIIIв +1Ø10AIII
Нагрузки в кс/м ² :			
расчетная $q_{рас}$	515	505	405
нормативная $q_{нор}$	415	405	335
полезная нормативная $q_{нор}^{пол}$	300	300	220
Прогиб по продольным ребрам при нормативной нагрузке $f_{0л}^{нор}$	$1/200$	$1/210$	$1/200$
Прогиб поперечных ребер (относительно продольных) $f_{0п}^{нор}$	$1/500$	$1/500$	$1/670$
Прогиб полки (относительно поперечных ребер) $f_{п.о}^{нор}$	$1/200$	$1/220$	$1/700$
Отношение опытной трещинообразующей нагрузки для продольных ребер к теоретической $q_{т}^{ор}/q_{т}^{ор}$	1,0	0,97	0,95
Опытная разрушающая в кс/м ²	660	620	600
Отношение разрушающей нагрузки к расчетной $q_{разр}/q_{р}$	1,3	1,2	1,48

Было также проведено испытание плиты с шагом поперечных ребер 1 м марки ПОК-12-А1 (коэффициент $S=1,4$).

Теоретические значения длительных прогибов плит с учетом длительного выгиба составляют $1/196 \div 1/208 l_p$ и $1/275 l_p$ (допускаемые значения $1/200 l$). Следует отметить, что фактические прогибы плиты, работающей в составе оболочки, будут ниже в 2—2,5 раза.

Результаты испытания свидетельствуют о надежности конструкции плиты.

Монтаж покрытия троллейбусного депо (рис. 6) выполнен Стройтрестом № 26 Минпромстроя БССР.

Работы по замоноличиванию швов оболочки велись круглосуточно. В зимнее время, с применением электропрогрева, замоноличивались наиболее ответственные швы — над фермами, а с потеплением — продольные швы между плитами (без электропрогрева).



Рис. 6. Общий вид покрытия

Электропрогрев велся при $t_{нач} = 40-50^\circ$; температура бетонной смеси $t_6 = 8-15^\circ$. Продолжительность нагрева составляла 40—50 ч, при отключении электродов прочность аглопоритобетона достигала $150-200 \text{ кг/см}^2$. Произведенная в летнее время проверка показала, что прочность монолитного аглопоритобетона составляла не менее 300 кг/см^2 .

Применение аглопоритобетона в сборно-монолитном покрытии позволяет по сравнению с обычным бетоном снизить расход стали в фермах на 8—10, в плитах на 7—9%.

НИИСК работает над совершенствованием метода расчета коротких оболочек из аглопоритобетона с целью получить дальнейшее снижение расхода стали на покрытие [3].

Опыт возведения в Белорусской ССР сборно-монолитного покрытия из аглопоритобетона подтверждает возможность применения такого рода конструкций для производственных зданий различного назначения на существующих предприятиях сборного железобетона.

Принятый метод расчета удовлетворительно согласуется с результатами проведенных испытательных образцов, обеспечивает надежность эксплуатации конструкции из аглопоритобетона марок 400 и 500.

Снижение веса изделий на 20%, расхода стали на 10% по сравнению с тяжелым бетоном, а также несложность производства аглопоритобетона свидетельствуют о целесообразности внедрения этого материала в строительство, в первую очередь в покрытиях, для которых облегчение веса является наиболее эффективным.

Для повышения экономической целесообразности и более широкого применения аглопоритобетона необходимо совершенствовать методы расчета легкобетонных конструкций, а также снижать цены на аглопоритовый щебень при массовом его производстве.

ЛИТЕРАТУРА

1. Указания по применению сборно-монолитных покрытий промышленных зданий типа коротких цилиндрических оболочек. Киев, 1964.
2. Инструкция по испытанию плит сборно-монолитных покрытий одноэтажных промышленных зданий. Киев, 1967.
3. Либерман А. Д., Стаковиченко Е. И. Исследование короткой цилиндрической оболочки. «Бетон и железобетон», 1968, № 2.

УДК 693.9:691—413

Крупнопанельные жилые дома из двуслойных керамзитобетонных стеновых панелей

Канд. техн. наук. М. З. ВАЙНШТЕЙН, инж. В. П. ГРИЦАЙ

Наружные стеновые панели для крупнопанельных домов сейсмических районов изготавливаются из легкого бетона с пределом прочности при сжатии 50 или 75 кг/см^2 . Такая прочность при небольшой толщине панелей может хорошо сочетаться с теплозащитными свойствами легкого бетона.

Более сложна проблема применения наружных стеновых панелей из легкого бетона в строительстве жилых домов в сейсмических районах.

В крупнопанельных домах серии I-464АС, строящихся в Алма-Ате, наружные стеновые панели являются несущими, воспринимающими статическую и сейсмическую нагрузки. Для изготовления таких панелей с учетом сейсмических нагрузок по данным Казгорстройпроекта требуется прочность легких бетонов в пределах $150-200 \text{ кг/см}^2$.

Естественно, наружные стеновые панели должны иметь кроме прочности и небольшой толщины также достаточные теплозащитные свойства. Достигнуть сочетания этих свойств практически очень затруднительно так как керамзиты, производимые промышленностью в сейсмических районах Казахстана из местного сырья, имеют высокий объемный вес.

Изучалась возможность применения двух вариантов наружной стеновой панели для крупнопанельных домов серии I-464 АС в условиях Алма-Аты: однослойная из керамзитобе-

тона марки 150 и двуслойная — из конструктивного бетона с пределом прочности при сжатии 200 кг/см^2 плотной структуры и теплоизоляционного с прочностью $30-35 \text{ кг/см}^2$ крупнопористой структуры.

Для изготовления керамзитобетона был использован керамзит, полученный на установке Алма-Атинского домостроительного комбината (рис. 1) из сланцев месторождения Адек-Су (керамзит отличается повышенным объемным весом, прочностью и плотностью и низким показателем водопоглощения).

Для условий Алма-Аты двуслойные панели имеют лучшие технико-экономические показатели, чем однослойные. С 1965 г. они изготавливаются на Алма-Атинском домостроительном комбинате и используются в строительстве крупнопанельных домов серии I-464АС.

Применение керамзитобетона дало возможность за счет уменьшения веса укрупнить наружные стеновые панели. Испытание двуслойных панелей под действием диагональных статических нагрузок до разрушения не вызвало расслоения теплоизоляционного и конструктивного слоев.

На рис. 2 показаны схемы двух типов керамзитобетонных двуслойных стеновых панелей: с несущим слоем из керамзитобетона марки 200, объемным весом $1550-1650 \text{ кг/м}^3$, плот-

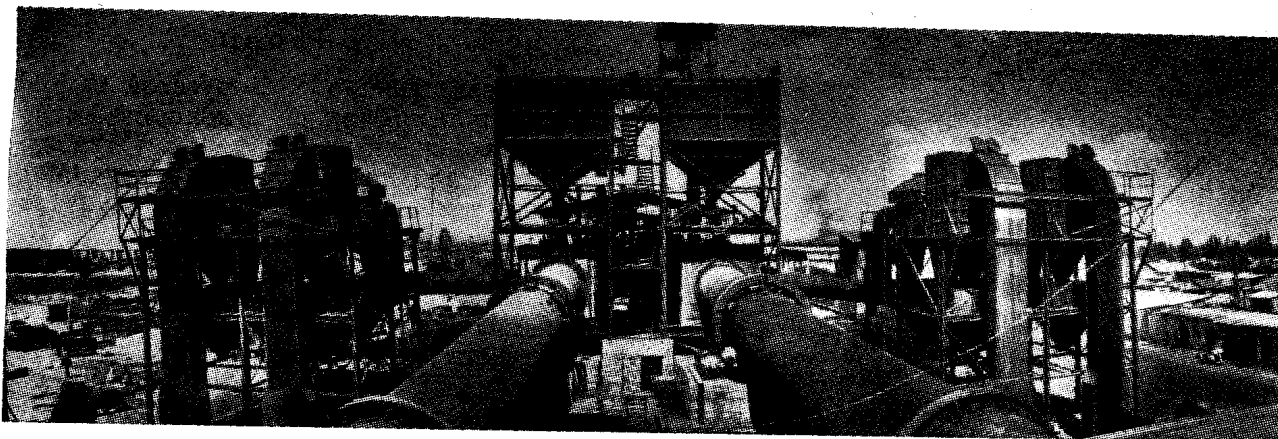


Рис. 1. Установка для производства керамзита из сланцев на Алма-Атинском домостроительном комбинате

ной структуры толщиной 10 см; с теплоизоляционным слоем из керамзитобетона крупнопористой структуры марки 35, объемным весом 900—950 кг/м³—15 см и фактуры из цементного раствора состава 1:3 при $V/C=0,6$ на тяжелом песке—1—2 см.

Толщина панели определялась из расчета обеспечения сопротивления теплопередаче для климатических условий Алматы (применительно к жилым домам), равного 1,05 м²·ч·град/ккал.

Технология производства двухслойных панелей заключается в следующем. Отдозированная бетонная смесь для изготовле-

ния несущего конструктивного слоя панели загружается в горизонтальную предварительно подготовленную форму с уложенным арматурным каркасом и вибрируется.

Удобоукладываемость смеси равна 20—30 сек. Длительность вибрирования—45—60 сек. Толщина слоя конструктивного керамзитобетона плотной структуры—10 см. На этот слой укладывают теплоизоляционный беспесчаный или малопесчаный керамзитобетон крупнопористой структуры, который вибрируется в течение 5—7 сек. После этого укладывают фактурный слой из раствора состава 1:3, $V/C=0,6$ на тяжелом песке толщиной 1—2 см и окончательно отделяют поверхность панели. После 2—3-часовой выдержки панель пропаривается при температуре 85—90°C в течение 5—7 ч и остывает в течение 2 ч. Бетон набирает 70—80% заданной прочности и панель готова. После пропаривания панелей на их фактурном слое трещин не обнаруживается.

На изготовление 1 м² двухслойной керамзитобетонной панели расходуется (в кг): цемента—56,5, керамзитового песка—30, тяжелого песка—34, керамзита—88, арматурной стали—7,8.

Подсчет показывает, что 1 м² двухслойной керамзитобетонной стеновой панели стоит на 1,18 руб. дешевле однослойной.

Алма-Атинский домостроительный комбинат изготовил 35 тыс. м² наружных стеновых панелей из керамзитобетона,

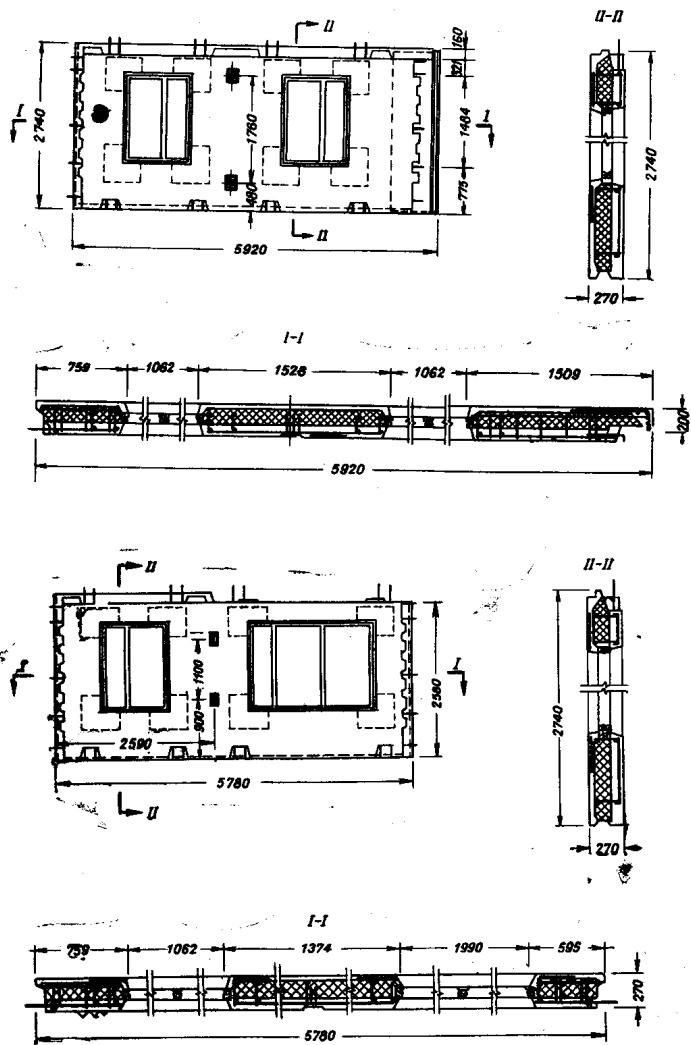


Рис. 2. Типы наружных стеновых двухслойных керамзитобетонных панелей



Рис. 3. Монтаж дома улучшенной планировки серии I-K3-464ДС из двухслойных керамзитобетонных наружных стеновых панелей

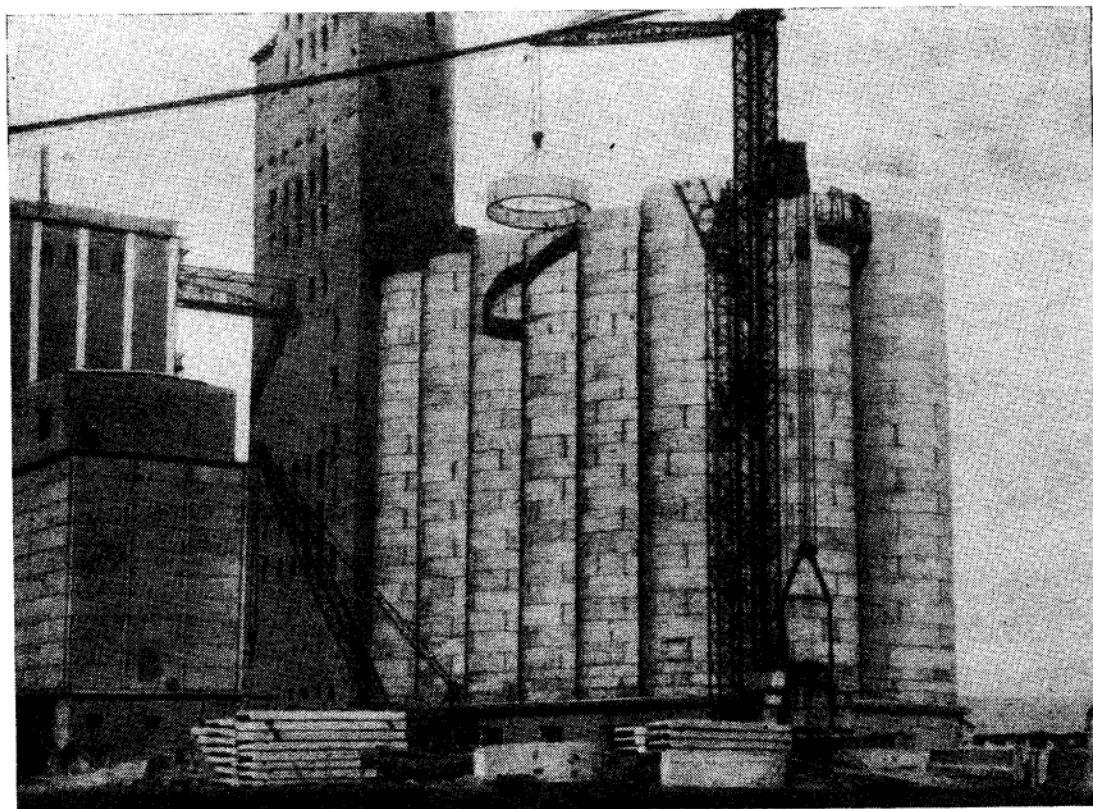
которые использованы для строительства крупнопанельных домов серии I-464АС в Алма-Ате и Ташкенте.

Разработан новый проект строительства крупнопанельных домов серии I-K3-464ДС из двухслойных стеновых керамзитобетонных панелей. В Алма-Ате построены десятки домов этой серии (рис. 3). Двухлетняя эксплуатация первого экспериментального дома показала удовлетворительные результаты.

В настоящее время Алма-Атинский домостроительный комбинат перешел на серийное изготовление крупнопанельных жилых домов и культурно-бытовых объектов из двухслойных керамзитобетонных наружных стеновых панелей.

Монтаж силосного корпуса элеватора из предварительно напряженных железобетонных тубингов

Инженеры П. И. ИГНАТОВ, З. Н. СОРОКИНА



Монтаж силосного корпуса из колец

В Целинограде и других районах Казахстана в 1961—1967 гг. построены круглые сборные силосные корпуса элеваторов из предварительно напряженных колец \varnothing 6 м, собираемые из восьми железобетонных тубингов с натяжением кольцевой арматуры на строительной площадке. С учетом опыта этого строительства ЦНИИЭПсельстроем разработана новая конструкция железобетонных колец диаметром 6 м, собираемых из четырех предварительно напряженных тубингов, изготавливаемых на заводе ЖБК.

Кольца собирают путем соединения болтами коробок смежных тубингов, приваренных к концам напряженной арматуры. Пластины коробок, выходящие на торцы тубингов, соприкасаются по всей поверхности и плотно стягиваются между собой шпильками М20Х80, что обеспечивает передачу растягивающих напряжений от тубинга к тубингу. Вертикальные пазы между тубингами замоноличивают цементным раствором.

Монтаж стен силосного корпуса из колец новой конструкции осуществляют с перевязкой вертикальных швов, что увеличивает пространственную жесткость сооружения. При монтаже каждое вышележащее кольцо располагают с поворотом на 45° вокруг вертикальной оси по отношению к нижележащему. В силосном корпусе новой конструкции 26 рядов колец.

Монтажу предшествует укрупнительная сборка колец, включающая установку тубингов на стенде¹, сдвигу их

вплотную и сболчивание с затягиванием гаек динамометрическим ключом.

Внедрение колец новой конструкции осуществлено Целиноградским строительным трестом № 1 Казглавэлеваторспецстрой на экспериментальном силосном корпусе емкостью 12,5 тыс. т, построенном для элеватора на ст. Кенская Казахской ж. д.

Монтаж силосов (см. рис.) был начат в феврале и закончен в июне прошлого года. Все операции по монтажу — разгрузка тубингов с ж.-д. платформы, складирование, укрупнительная сборка колец, переноска колец на склад и монтаж производились одним башенным краном Т-226-Э. Бригада по сборке силосов состояла из 8 монтажников и одного машиниста крана.

При строительстве выявились значительные преимущества новой конструкции, по сравнению с кольцами, натяжение арматуры которых производилось на строительной площадке. Благодаря сокращению в два раза числа тубингов в кольце и увеличению их высоты, а также устранению работ по сращиванию стержней электросваркой и натяжению кольцевой арматуры при сборке трудоемкость сборки сократилась приблизительно в 3 раза, резко снизилось и время сборки. Вместо 4—6 стендов для укрупнительной сборки использован один стенд. Замоноличивание стыков производилось после снятия кольца со сборочного стенда. Так как раствор в стыках практически не несет нагрузки, оказалось возможным

¹ Авторское свидетельство № 214363, «Бюллетень изобретений» № 11/1968.

Показатели	Монолитный силосный корпус с силосами диаметром 6 м	Сборный силосный корпус из колец диаметром 6 м	
		в натуральном выражении	в % к монолитному корпусу
Бетон в м ³	250	174	70
Сталь в т	19,5	15,3	78
Затраты труда на строительной площадке в чел.-днях	1040	342	33

собирают кольца в зимних условиях без снижения темпов строительства.

Экономическая эффективность конструкции показана в таблице (показатели даны из расчета емкости корпуса на 1000 т).

Полная сметная стоимость строительства силосного корпуса составляет 371,9 тыс. руб. Фактические затраты составили 369,8 тыс. руб.

Результаты испытаний силосов корпуса под зерновой нагрузкой, произведенных ЦНИИЭпсельстроем в декабре 1969 г., подтвердили надежность конструкции. Минсельстроем СССР принято решение о строительстве в 1970 г. аналогичного силосного корпуса на ст. Аркалык Кустанайской обл.

УДК 624.012.45

Технология изготовления предварительно напряженных тубингов для элеваторов

Инж. И. А. АРЕФЬЕВ, канд. техн. наук И. С. ХОРОШИЙ, инж. Н. В. СОРОКИН

В 1969 г. Атбасарский завод ЖБК Минсельстроя Казахской ССР освоил технологию изготовления предварительно напряженных тубингов для силосов диаметром 6 м, предназначенных для строительства экспериментального силосного корпуса элеватора на ст. Кенск Целиноградской обл.

Тубинги (рис. 1) высотой 1,17 м и длиной хорды 4 м имеют два горизонтальных и 5 вертикальных ребер толщиной 15 см (стенки между ребрами 6 см, $R_{28} = 300$). Объем бетона на тубинга 0,48 м³. По характеру армирования изделия разделяются на два типа: ТН-1 для более напряженной зоны (арматура $\varnothing 20$ АIII) и ТН-2 для верхней зоны ($\varnothing 16$ АIII). Напрягаемые стержни располагаются по одному в горизонтальных ребрах.

На торцах тубинга имеются металлические соединительные коробки, приваренные к концам напрягаемого стержня. Закладные и соединительные коробки служат для соединения тубингов в кольцо (рис. 2).

Силовая форма располагается на поддоне и обеспечивает бетонирование тубинга в горизонтальном положении. К торцам поддона приварены борта, образующие торцевые поверхности тубинга.

Правые и левые стенки бортов поддона отформовывают верхнюю и нижнюю поверхности тубингов. На откидных бортах по линии дуги окружности жестко укреплены десять

стальных конических штырей, фиксирующих напрягаемую арматуру в криволинейном положении. Откидные борта соединены шарнирами с основанием поддона, благодаря чему при

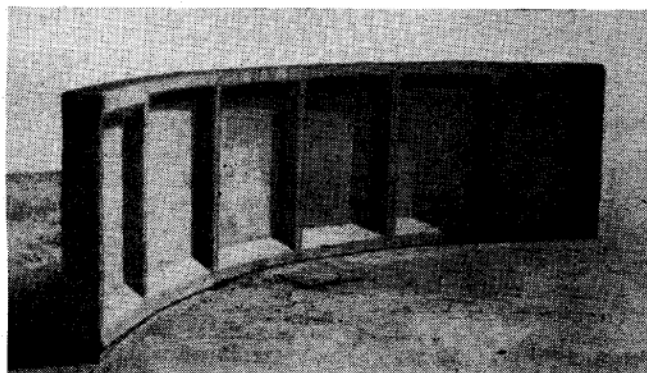


Рис. 1. Предварительно напряженные железобетонные тубинги

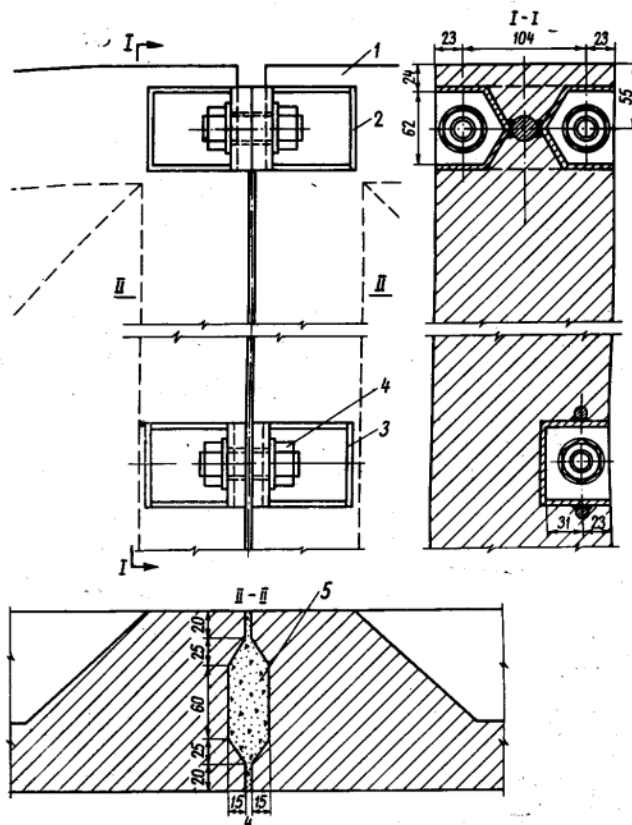


Рис. 2. Соединение тубингов в кольцо
1 — торец тубинга; 2 — анкерная коробка; 3 — закладная коробка; 4 — шпилька с гайками и шайбами; 5 — цементный раствор замоноличивания стыков

распалубке формы боковые борта откидываются, увлекая за собой конические штыри. В вертикальном положении борта фиксируются стальными клиньями.

Несколько колец, собранных из тюбингов опытной партии, были испытаны на внутреннюю равномерно распределенную нагрузку. Несущая способность испытанного кольца удовлетворяет требованиям, предъявляемым к данному типу конструкций, $P_{разр} = 1,6 \div 1,7 P_{расч}$. Деформативность кольца с соединениями на болтах совпадает с деформативностью, определенной теоретически, в предположении упругой работы сплошного железобетонного сечения.

Атбасарским заводом ЖБК совместно с ЦНИИЭСельстроем разработана технология изготовления тюбингов с учетом использования действующего на заводе оборудования и опыта изготовления других преднапряженных конструкций. Выпуск конструкций организован по поточно-агрегатной схеме — силовая форма перемещается мостовым краном, последовательно проходя посты армирования, бетонирования, термообработки и доводки изделия. В 15 силовых формах, которые изготовлены Алма-Атинским строительным комбинатом треста Южэлеватормелстрой, бригада из 5 человек за один день выпускала 15 тюбингов.

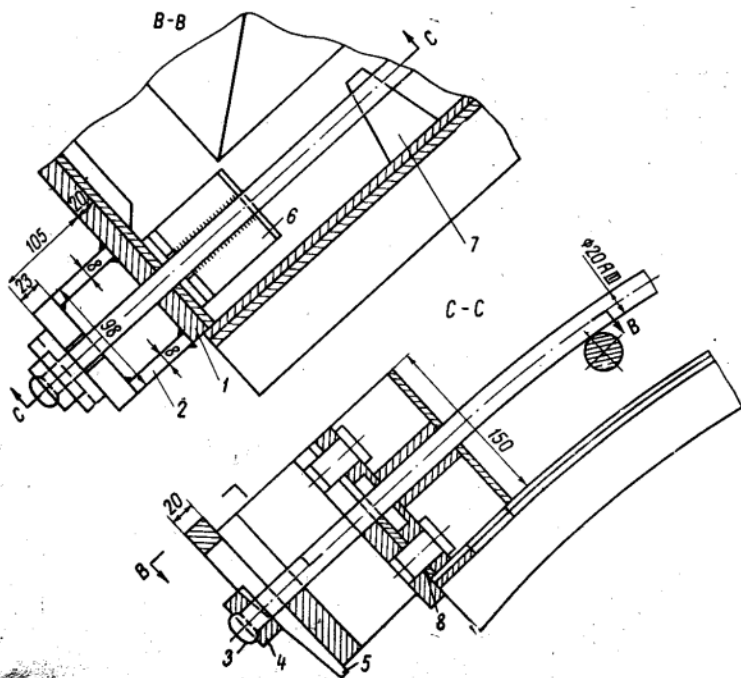


Рис. 3. Узел фиксации напрягаемой арматуры на торце силовой формы
1 — торцовая плита формы; 2 — П-образный упор; 3 — анкерная головка на конце стержня напряженной арматуры; 4 — шайба; 5 — клиновидная скоба; 6 — анкерная коробка; 7 — конический штырь; 8 — прокладка (разной толщины в зависимости от формы)

Сетки изгибали по окружности при установке в форму. Анкерные и закладные коробки поступали на завод в готовом виде с Целиноградского строительного комбината треста Целинсантехмонтаж. Перед установкой анкерных коробок на напрягаемый стержень к ним приваривали косые стержни и оцинковывали анкерные коробки. К закладным коробкам приваривали по два анкерных стержня и тоже оцинковывали.

Арматура натягивалась электротермическим методом. При заготовке напрягаемой арматуры на стержни одевали анкерные коробки и шайбы и высаживали головки (технологические

анкеры) на установке типа 6596 С/2. Готовый стержень с высаженными головками и анкерными коробками подавали на специальный кондуктор для приварки коробок к арматурному стержню. С учетом необходимого удлинения анкерные коробки приваривали на расстоянии меньше проектного на 22 мм, концы стержней с технологическими анкерами выступали за пределы анкерных коробок. Напрягаемую арматуру гнули по дуге окружности на установке с пневматическим цилиндром. Для нагрева напрягаемых стержней вне формы используют установку, оборудованную пневматическими электроконтактами (рис. 3).

Нагретую арматуру укладывали в форму, для чего в торцовой плите формы сверху предусмотрены прорезы, в которые заводят концы напрягаемой арматуры. С наружной стороны торцовой плиты приварены П-образные упоры с аналогичными прорезями.

Расстояние между анкерной коробкой и высаженной головкой принималось несколько большим, чем требуется теоретически, что обеспечивало быстроту установки арматуры и компенсировало погрешности ее изготовления. Для ликвидации зазора между П-образными упорами и шайбой высаженной головки забивали клиновидную скобу.

После остывания арматуры производили установку сеток, бетонирование и термообработку. До бетонирования на форме устанавливали две кольцевые крышки и при помощи четырех клиньев притягивали и закрепляли на форме.

Подготовленную к бетонированию форму переносили на виброплощадку грузоподъемностью 5 т. Бетон с осадкой конуса 5 см подавали ленточным бетоноукладчиком типа 6163/1С в среднюю открытую часть формы. По мере выпуска бетона из бетоноукладчика в форму периодически включали виброплощадку. Верхнюю поверхность бетона тюбинга заглаживали рейкой-гладилкой, длина которой несколько больше ширины формы. Направляющими для нее служили верхние поверхности бортов формы.

Формы в пропарочных камерах устанавливали в два яруса; к моменту распалубки тюбинга прочность бетона составляла не менее 210 кг/см^2 . При распалубке сначала раскрывали боковые стенки формы, извлекая укрепленные на них конические штыри, затем производят отпуск натяжения перерезки заанкеренных концов арматуры, расположенных внутри П-образных упоров формы. После этого тюбинги краном снимали с формы.

Большое внимание при изготовлении преднапряженных тюбингов уделяли контролю натяжения арматуры. Выпускаемые промышленностью приборы для контроля нельзя было использовать, так как база между опорами арматуры (коническими штырями) во много раз меньше базы, на которую рассчитаны приборы. Поэтому разработан метод контроля натяжения арматуры при помощи стальной тарированной измерительной трубки.

Для измерения натяжения длину напрягаемой арматуры увеличивали на длину трубки с дополнительной шайбой, надеваемыми на один конец перед посадкой анкерной головки. При установке нагретой арматуры на форму трубки располагали между клиновидной скобой и высаженной головкой. После остывания арматура обжимала трубку с усилием, равным натяжению. Усилие определяли замером деформаций трубки, при помощи переносной мессуры с индикатором часового типа. Для исключения при замерах влияния случайного изгиба измерение производили с двух диаметрально противоположных сторон трубки.

Тюбинги, изготовленные на заводе, были подвергнуты контрольным испытаниям в составе кольца на внутреннюю равномерно распределенную нагрузку. Получены удовлетворительные характеристики по прочности и трещиностойкости.

Полный комплект тюбингов для строительства экспериментального силосного корпуса в Кенске изготовлен за 4 месяца, причем в последний месяц завод изготовил двух оборотов форм в сутки. В настоящее время завод изготавливает тюбинги для строительства силосного корпуса аналогичной конструкции в городе Аркалык Кустанайской обл.

Модернизация машины типа АТМС-14х75-7 для электросварки арматурных сеток

Инженеры Л. А. ВОЛКОВ, М. А. СОЛОМОВИЧ (Гипростроммаш), Е. Н. РЕДЬКИН
(з-д «Электрик», Ленинград)

При изготовлении арматурных изделий на заводах сборного железобетона большой удельный вес составляет сварка широких сеток. Например, потребность в сетках размерами 1,5×6 м; 3×6 м; 1,5×12 м и 3×12 м для армирования железобетонных плит типа ПНПР 1,5×12 м; ПНПР — 3×12 м на заводе железобетонных изделий для промышленного строительства производительностью 140 тыс. м³ в год составляет около 470 тыс. м. На заводах крупнопанельного домостроения производительностью 140 тыс. м² жилой площади в год потребность в сетках шириной до 3,2 м при изготовлении деталей домов серии 1-464 составляет около 300 тыс. м.

Для сварки сеток указанных размеров применяются многоэлектродные машины типа АТМС-14х75-7, серийно выпускаемые Ленинградским заводом «Электрик».

Машина состоит из станины, пневматических приводов давления и контактных частей, сварочных трансформаторов, каретки с пневмоприводом для продольного перемещения свариваемой сетки, устройства с пневматическим и электрическим приводом для подачи поперечных стержней, приемного устройства, бокового поворотного бункера, системы охлаждения и электрооборудования.

Принцип ее работы заключается в следующем. Продольная арматура поступает в машину из бухт. Предварительно выправленная на правильно-отрезных станках поперечная арматура в виде мерных стержней подается вручную по одному из бункера в подающее устройство, а затем стержень попадает в фиксаторы приемного устройства, расположенного в зазоре между верхними и нижними электродами. Обратная отдача стержня предотвращается

инерционными роликами. Затем включается привод давления и верхние электроды, перемещаясь от пневмоцилиндров, нажимают на поперечный стержень; нижние рычаги фиксаторов приемного устройства опускаются и стержень укладывается на продольную арматуру. Места пересечений поперечного стержня с продольной арматурой зажимаются между верхними и нижними электродами, и затем включаются сварочные трансформаторы. После сварки верхние электроды поднимаются, сетка захватывается за приваренный поперечный стержень тягами каретки и перемещается в продольном направлении на установленный шаг. Величина хода каретки, закрепленной на двух цилиндрических направляющих, определяется положением гаек, накрученных на резьбовые участки направляющих, которые являются одновремен-

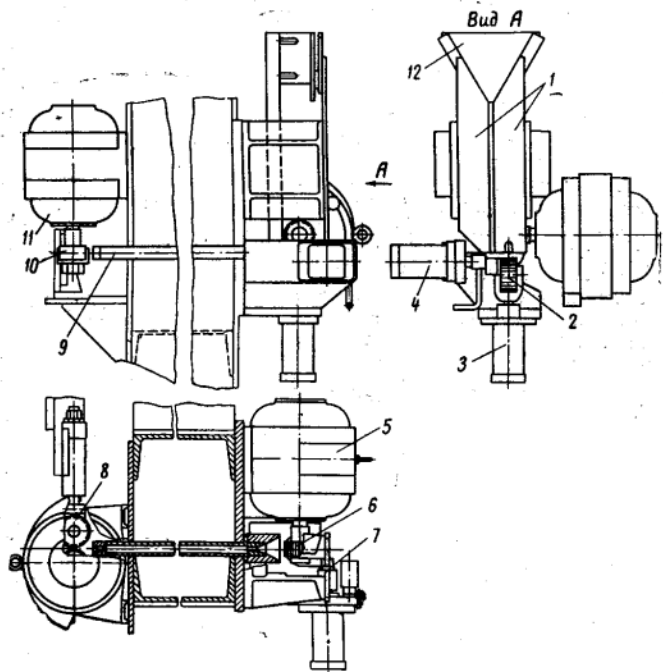


Рис. 1. Многоэлектродная машина АТМС-14х74-7 для точечной сварки сеток шириной до 3800 мм (вид сбоку)

1 — станина; 2 — пневмоцилиндр подачи сетки; 3 — шток пневмоцилиндра (направляющая); 4 — упорная основная гайка; 5 — упорная дополнительная гайка; 6 — пневмоцилиндр перемещения штор; 7 — привод давления; 8 — приемное устройство; 9 — балка механизма подачи сетки; 10 — поддерживающее устройство; 11 — система охлаждения; 12 — электрическое устройство

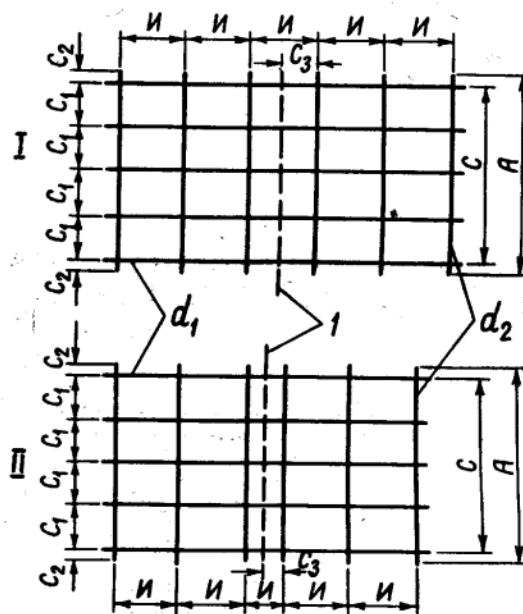


Рис. 2. Типы свариваемых арматурных сеток

I — сетка с постоянным шагом, свариваемая на машинах АТМС-14х75-7, АТМС-14х76-7-1; II — сетка с переменным шагом, свариваемая на машине АТМС-14х76-7-2

I — линии разреза сетки ножницами поперечной резки; A — максимальная ширина сетки; C — максимальное расстояние между осями крайних продольных стержней; C₁ — расстояние между осями соседних продольных стержней; C₂ — расстояние от торца поперечного стержня до оси крайнего продольного стержня; C₃ — расстояние от торца продольного стержня до оси крайнего поперечного стержня; I — расстояние между осями поперечных стержней; I₁ — расстояние между осями поперечных стержней при укороченном дополнительном шаге (при сварке сеток с двумя различными шагами); d₁, d₂ — диаметры свариваемых стержней

но штоками двух пневмоцилиндров привода перемещения каретки.

Для лучшего использования электросварочной машины, снижения трудоемкости и повышения производительности труда по изготовлению сеток при опра- воченной их номенклатуре и большом объеме производства целесообразно использовать ее в составе автоматизированной линии. Такая линия разработа- на институтом Гипростроммаш и кроме электросварочной машины состоит из машин, серийно изготавливаемых Бологов- ским заводом «Строммашина», бухто- держателей, правильного устройства, ножниц гильотинного типа, пакетиро- вщика сваренных сеток.

На линии сетка, сваренная в виде непрерывного полотна, режется ножни- цами гильотинного типа на плоские карты необходимой длины, которые ук- ладываются в пакет пакетировщиком.

Существенным недостатком машины типа АТМС-14×75-7 являлась невоз- можность изменения шага между попе- речными стержнями в процессе сварки сетки. Это приводило к тому, что после резы полотна сетки в поперечном направлении расстояние между свобод- ными концами продольных стержней и

только эти дополнительные гайки. На станине установлены шторы в виде скоб, перемещающихся по вертикали в направляющих от специальных пневмо- цилиндров. В нижнем положении скобы перекрывают отверстия в станине, со- здавая упор гайкам меньшего диаме- тра. При верхнем положении скоб гайки меньшего диаметра входят в отверстия станины, а гайки большего диаметра упираются в станину. Таким образом, наличие на каждой направляющей кар-етки перемещения сетки двух гаек различного наружного диаметра, позво- ляющих автоматически изменять вели- чину хода каретки, дает возможность получать сетку с разными шагами по- перечных стержней. При этом, в пре- делах одной сетки может быть несколь- ко одинаковых укороченных шагов. Ав- томатическое включение привода пере- мещения штор обеспечивается установ- кой дополнительных реле счета им- пульсов (РСИ).

На модернизированной модели элек- тросварочной машины предусмотрена установка трех реле счета импульсов: одно отсчитывает количество сварочных импульсов от оси электродов сварочной машины до ножниц, второе и третье —

количество сварочных импульсов при различных шагах между поперечными стержнями с подачей команды на нож- ницы. При сварке сеток с постоянным шагом поперечных стержней в работе участвуют два РСИ. Тип свариваемых сеток на машине до модернизации и после модернизации показан на рис. 2.

Недостатком электросварочной маши- ны АТМС-14×75-7 также являлась руч- ная подача поперечных стержней из бункера в подающее устройство к элек- тродам. На ряде заводов ЖБИ этот недостаток устранен установкой допол- нительного автоматизированного уст- ройства. С учетом этого опыта завод «Электрик» совместно с институтом «Гипростроммаш» разработал аналого- ное устройство и ввел его в состав машины.

Модернизированное подающее устрой- ство (рис. 3) представляет собой сле- дующую конструкцию. Бункер-кассета, в которую вручную укладывается пакет мерных стержней, расположен сбоку машины и представляет собой две вер- тикальные направляющие, образующие по ширине щель, соответствующую ди- аметру стержня. Одна из направляю- щих передвигающаяся, что дает возмож- ность регулировать ширину щели при изменении диаметра стержней. В верх- ней части направляющие расширяются. Стержни располагаются в щели бунке- ра-кассеты вертикальным рядом.

Под направляющими горизонтально установлен пневмоцилиндр, к штоку ко- торого крепится сменный отсекатель с пазом. При совмещении паза отсекате-

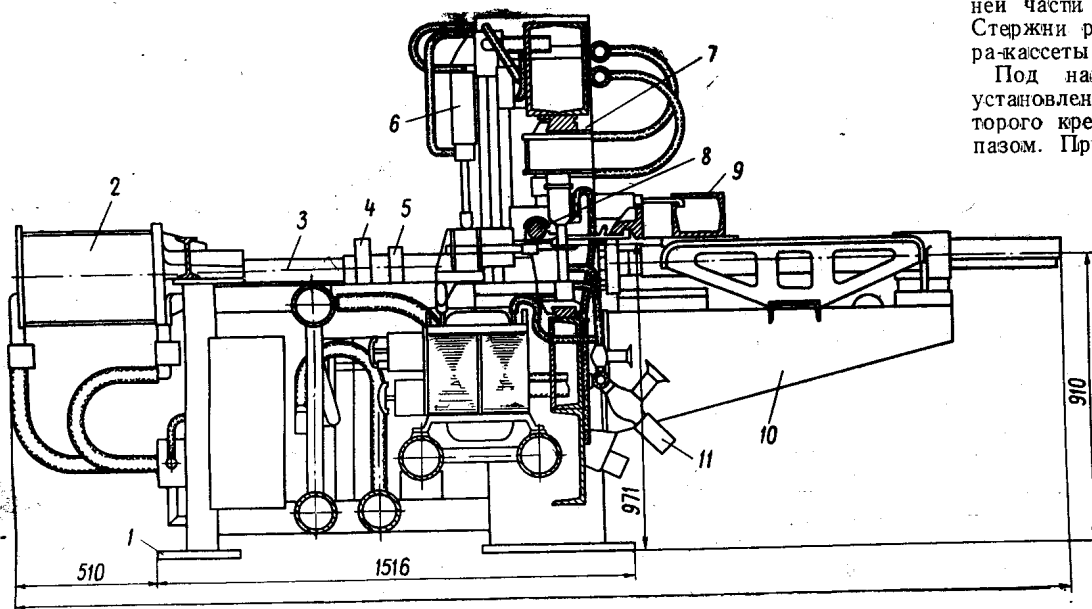


Рис. 3. Устройство для подачи поперечных стержней

1 — направляющие; 2 — ролик поджимного пневмоцилиндра; 3 — поджимной пневмоцилиндр; 4 — пневмоцилиндр подачи стержня; 5 — электродвигатель подающего механизма; 6 — рифленый ролик; 7 — отсека- тель; 8 — рифленый ролик с пружинным прижимом; 9 — на- правляющая трубка; 10 — риф- леный ролик; 11 — электродвига- тель; 12 — упор

осями поперечных стержней достигало 150 мм при шаге поперечных стержней сетки, равном 300 мм, и выполнении реза в середине шага. Такие сетки часто неприемлемы для армирования железобетонных изделий и к ним приходится приваривать дополни- тельный поперечный стержень свар- очными клещами, отрезать или отги- бать концы стержней, что требует до- полнительных трудовых затрат.

Для изменения шага между попереч- ными стержнями в процессе сварки сетки завод «Электрик» совместно с ин- ститутом «Гипростроммаш» разработал дополнительное устройство, принцип ко- торого заключается в следующем. На направляющие перемещения каретки устанавливается по одной дополнитель- ной гайке с меньшим наружным диаме- тром, чем у основных гаек (рис. 1). В стойках станины предусмотрены от- верстия, в которые могут проходить

Сравнительная характеристика электросварочных машин

Характеристика	АТМС-14× ×75-7	АТМС-14× ×75-7-1	АТМС-14× ×75-7-2
Габаритные размеры в мм:			
ширина с бункером	8675	8836	8836
длина (глубина)	3460	3460	3460
высота	1820	1820	1820
вес в кг (без шкафов управления)	9100	8000	8200
Некоторые размеры свариваемых сеток в мм:			
Расстояние от торца продольного стержня до оси крайнего поперечного стержня «Сз»	50 ÷ 150	50 ÷ 150	30 ÷ 150
Расстояние между осями поперечных стержней (с плавным регулированием) «И»	100 ÷ 300	100 ÷ 300	60 ÷ 300
Механизм изменения шага между поперечными стержнями	Нет	Нет	Есть
Автоматизированный механизм подачи поперечных стержней	—	Есть	—
Количество различных по величине шагов между поперечными стержнями в пределах одной сетки	—	—	2
Расстояние между осями поперечных стержней при укороченном дополнительном шаге (при сварке сетки с двумя различными шагами) «И»	—	—	60 ÷ 240

ля со щелью направляющих в него попадает конец нижнего стержня и подается к роликам подающего механизма, а остальные стержни запираются гладкой частью отсекаателя. Электродвигатель подающего механизма, расположенной с наружной стороны станины, установлен в положении, при котором закрепленный на его валу рифленый ролик подает стержень по оси направляющей втулки. С противоположной стороны расположен пневмоцилиндр, на штоке которого закреплен второй рифленый ролик, который поджимает стержень к ролику электродвигателя. Элек-

тродвигатель и пружинный прижим со второй парой подающих роликов расположены на внутренней стороне станины.

Устройство действует следующим образом. При автоматическом включении горизонтального пневмоцилиндра его отсекаатель перемещается под направляющими, захватывает конец нижнего стержня и подает его к первой паре подающих роликов. Автоматически включаются пневмоцилиндр прижима и электродвигатели подачи, благодаря чему стержень подается сначала первой парой роликов, а затем второй. Осталь-

ные стержни запираются снизу гладкой частью отсекаателя. Затем отсекаатель возвращается в исходное положение и цикл работы повторяется.

Модернизация электросварочной машины АТМС-14×75-7 значительно расширила ее технологические возможности (см. таблицу). В настоящее время завод «Электрик» серийно выпускает машину АТМС-14×75-7-1, которая включает модернизированное подающее устройство, а также АТМС-14×75-7-2, которая включает модернизированное подающее устройство и механизм изменения поперечного шага.

УДК 666.97.035.55

Автоматизированные крышки пропарочных камер

Инженеры К. М. МУНШИЕВ, М. Я. ЛЕВИТИН, З. И. АЛЬБЕРТ
(Оргтехстрой Минпромстроя Азербайджанской ССР)

Отделом автоматизации треста «Оргтехстрой» Минпромстроя Азербайджанской ССР разработан комплекс технических мероприятий по обеспечению наиболее выгодных условий термообработки железобетонных изделий.

Разработана принципиальная электрическая схема комплексной автоматизации тепловой обработки железобетонных изделий в безнапорных камерах ямного типа, которая связала следующие автоматизированные технологические операции:

автоматизированный процесс тепловой обработки железобетонных изделий, т. е. автоматическую подачу пара в камеру по определенной программе; автоматизированную систему вентиляции камеры;

автоматизацию открывания и закрывания крышки безнапорной пропарочной камеры.

Из указанных автоматизированных операций своей новизной наибольший интерес представляет механизация и автоматизация открывания и закрывания крышек пропарочных камер ямного типа.

Конструкция автоматизированной крышки позволяет быстро и надежно без участия человека открывать и закрывать камеры.

Принцип действия автоматизированных крышек состоит в том, что они надвигаются одна на другую по направляющим. На крышках имеются колеса. Для того чтобы перемещать крышки, применяются электромеханический привод и пневматические захваты.

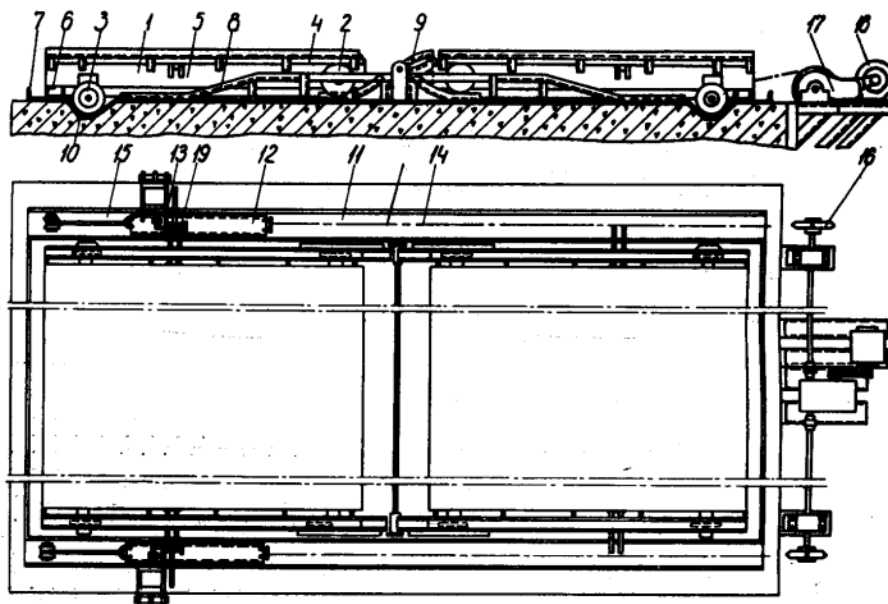
По обеим сторонам ряда камер прокладываются направляющие швеллеры, по которым при помощи реверсивного

электропривода через редуктор, звездочки и цепи перемещаются каретки (правая и левая, если смотреть со стороны привода).

На каретках установлены захватывающие устройства. Их число равно числу крышек в ряду. Захватывающее устройство «нож» приводится в движение

пневмоцилиндром. При захватывании крышки «нож» входит в специальный паз, имеющийся на крышке.

Чтобы открыть или закрыть крышку, необходимо каретку установить так, чтобы «нож» захватывающего устройства (захвата) стал против паза крышки, затем включить электровоздушный



Общий вид автоматизированных крышек пропарочных камер ямного типа

1 — рама; 2, 3 — переднее и заднее колеса; 4 — верхние лекала; 5 — пазы захватов; 6 — «нож» гидрозатора; 7 — рама гидрозатора; 8 — подъемное лекало; 9 — передняя стрелка; 10 — фиксатор; 11 — направляющий швеллер; 12 — каретка; 13 — пневмоцилиндр; 14 — цепь; 15 — цепь; 16 — звездочка; 17 — редуктор; 18 — электродвигатель; 19 — «нож» пневмозахвата

клапан, управляющий пневмоцилиндром захвата, и после того как «нож» войдет в паз крышки, включить привод каретки. Каретка при своем движении вправо или влево по направляющим потянет за собой крышку и она по направляющим сдвинется на крышку рядом стоящей камеры.

Конструктивно крышка представляет собой раму (см. рисунок) из швеллера, закрытую сверху и снизу щитами из листовой стали, между которыми размещается теплоизоляция.

Крышка имеет передние и задние колеса, сверху по ее длине укрепляются лекала, к боковым торцам привариваются пазы захватов.

По периметру крышки снизу приварен «нож» гидрозатвора, который при закрывании крышки входит в раму гидрозатвора залитую водой и тем самым обеспечивает герметизацию камеры.

Для открывания камеры нужно сдвинуть ее крышку в сторону рядом расположенной камеры и установить над крышкой этой камеры. С этой целью колеса крышки установлены: заднее — на подъемное лекало, а переднее — на неподвижную часть переводной стрелки. Подъемное лекало и стрелка установлены внутри гидрозатвора. В закрытом положении крышка фиксируется фиксатором.

Если крышку перемещать в сторону открывания, то происходит следующее. Переднее колесо наезжает на наклонную неподвижную часть стрелки и тем самым приподнимает передний край

крышки, выводя «нож» из гидрозатвора. Заднее колесо выходит из фиксатора и наезжает на подъемное лекало. При дальнейшем движении крышка по лекалам наезжает на крышку рядом стоящей камеры и останавливается над ней.

Для того чтобы осуществить операцию открывания крышки, автоматически приводится в действие следующее устройство. Вдоль ряда камер прокладывается направляющий швеллер, по которому может перемещаться каретка с установленным на ней пневмозахватом. Каретка цепью связана со звездочкой, которая через редуктор вращается электродвигателем. При вращении звездочки каретки будут перемещаться в ту или другую сторону, в зависимости от направления ее вращения.

Если теперь подвести каретку к открываемой крышке и установить ее так, чтобы пневмозахват стал против паза, а затем включить пневмозахват, то его «нож» повернется и войдет в паз крышки.

После включения электродвигателя звездочка начнет вращаться, потянет цепью каретку и вместе с ней захваченную крышку. Крышка будет открываться или закрываться в зависимости от своего первоначального положения и требуемой в данный момент операции. Для исключения перекоса крышки применяются две каретки, перемещение которых синхронизировано.

Все управление операциями открывания и закрывания автоматизировано и осуществляется с пульта управления.

Схема автоматики включается в кой «пуск», затем все операции выполняются без участия человека. С обеспечивает автоматическое перемещение каретки к открываемой крышке захват, движение и остановку в нужных положениях. Кроме того, предусмотрены световая сигнализация об открытом и закрытом положении.

Выводы

Внедрение комплексной автоматизации тепловой обработки железобетонных изделий на домостроительном комбинате № 2 Главбазстроя и на домостроительном комбинате № 5 треста Железобетон Минпромстроя Азербайджанской ССР создало условия для улучшения качества обработки, сокращения расхода пара с 800 до 200 кг/ч за счет герметизации камер и автоматизации процесса, увеличения срока службы крышек камер, сокращения численности и безопасности труда обслуживающего персонала, сокращения времени термообработки с 12 до 6 ч. Крышки изготовляются примерно в 1,5—2 раза меньшего веса, чем применявшиеся до сего времени, следовательно, расходуется меньше металла.

Внедрение комплексной автоматизации тепловой обработки железобетонных изделий в безнапорных пропарочных камерах ямного типа на указанных домостроительных комбинатах дает экономию в сумме 1600 руб. в год на одну камеру.

АТ-VI

УДК 691.87

Опыт применения стержневой термически упрочненной арматуры в железобетонных конструкциях

Кандидаты техн. наук М. Т. ИЩЕНКО, В. П. ЗАЦАРИННЫЙ, Ю. П. МАРТЫШЕНКО

Необходимым условием дальнейшего развития строительного производства является снижение расхода металла, цемента и трудозатрат при изготовлении железобетонных конструкций. Этого можно достигнуть за счет применения новых эффективных видов арматуры, обладающей высокой прочностью, и, в частности, термически упрочненной арматуры Ат-V—Ат-VII, т. е. с σ_b до 140 кгс/мм² (≈ 1370 Мн/м²).

Однако широкое практическое применение такой арматуры сдерживается из-за недостаточной изученности ряда вопросов. Так, например, термически упрочненная арматура имеет нестабильные физико-механические и реологические свойства. Кроме того, недостаточно полно исследована ее работа в конструкциях. В связи с чем авторами в лаборатории железобетона Ростовского Промстройинипроекта при освоении

производства панелей перекрытий, армированных термически упрочненной арматурой на предприятиях треста «Стройконструкция» Главсевкавстроя, производился лабораторный анализ физико-механических свойств арматуры, соответствие ее опытных характеристик техническим условиям, исследовалась прочность, деформативность и трещиностойкость панелей.

Термически упрочненную арматуру класса Ат-VI, изготовленную по ГОСТ 10884—64, на данные предприятия поставляют Криворожский металлургический комбинат. Для опытов были отобраны из некоторых партий образцы арматуры диаметром 14 мм. Перед испытанием определялась площадь поперечного сечения стержней весовым способом. Испытание производилось на разрывной машине марки ГМС-50 по ГОСТ 12004—64 до разрыва. Опыты по-

казали, что в состоянии поставки термически упрочненная арматура Криворожского металлургического комбината соответствует классам, указанным в сертификатах, в ряде случаев значительно превышая нормативные характеристики. Так, образцы из стали класса Ат-VI имели предел прочности (соответствующий максимальному усилию перед разрывом), равный 129,4—132,0 кгс/мм² (1270—1294 Мн/м²), а условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ в пределах 100,0—106,7 кгс/мм² (980—1050 Мн/м²). Полное относительное удлинение σ_5 стали Ат-VI было равно 8,5—10,5%. Равномерное относительное удлинение, остаточное после разрыва δ_r , было равно 1,0—4,5% (среднее 2,8%).

В связи с вопросом о возможности высадки головок, как временных технологических анкеров, на арматуре клас-

са Ат-VI выполнялись опыты по изучению их прочности на стержнях диаметром 12—14 мм. Высадка головок осуществлялась на образцах длиной 350 мм и стержнях длиной 616—6174 мм.

Данные проведенных опытов показывают, что высадка анкеров на стержнях из термически упрочненной стали класса Ат-VI возможна при соблюдении следующих условий:

а) температура нагрева должна быть не более 1000°C;

б) высадку головок осуществлять на технологические круглые шайбы. При этом внутренний диаметр шайб не должен значительно отклоняться от диаметра стержня (2—2,5 мм);

в) для получения правильной головки стержня длина его конца, выступающего за грань шайбы при высадке, не должна превышать 2 д;

г) нельзя допускать перекоса головок относительно стержня;

д) избегать пережога арматуры;

е) регулярно менять ножи рубочной машины, не допуская при этом перекоса торца стержня более 0,15 мм на каждый миллиметр диаметра (для Ø 12 перекося 2, для Ø 14—2,5 мм).

После высадки с учетом указанных условий прочность головок на отрыв составляла 70—72,5 кг/мм² (685—710 Мн/м²), т. е. в 1,16—1,21 раза больше, чем проектное напряжение натяжения в стержнях панелей ПТК—59—12. При осуществлении подкалки головок в воде сразу после их высадки разрушение происходит также с развитием шейки на расстоянии 2—3 диаметров стержней от шайбы. Предельные напряжения отрыва в этом случае составляли для стали Ат-VI диаметром 14 мм 90—95,5 кг/мм² (882—935 Мн/м²).

Однако подкалка головок может

Прочность арматуры Ат-VI после натяжения ее электронагревом в кгс/мм² (Мн/м²) — числитель, % σ_B — знаменатель

Таблица 1

Место вырезки образца из стержня	Номер стержня			Среднее значение
	1	2	3	
1-й конец	113,8 (1115) 87	105,2 (1030) 80	103,3 (1010) 79	107,4 (1056) 82
Середина	114,4 (1120) 88	83,3 (815) 68	99,4 (974) 76	99,0 (970) 76
2-й конец	111,4 (1093) 85	108,6 (1064) 83	105,5 (1034) 81	108,5 (1066) 83

быть допущена только при отсутствии пережога зажимными губками высадочных машин, так как в этом случае происходит хрупкий обрыв стержней при их самонапряжении на поддонах.

При изготовлении опытных панелей предварительное напряжение арматуры создавалось электронагревом. В связи с этим было изучено влияние электронагрева на физико-механические свойства арматуры класса Ат-VI.

Опытные образцы арматуры нагревались до 380°C в течение 180 сек силой тока 900 а при контроле температуры по удлинению. После электротермического натяжения на поддонах и остывания стержней из последних вырезали по 2 образца с каждого конца и один образец из середины.

Испытание этих стержней показало, что начальный модуль упругости после электронагрева арматуры класса Ат-VI почти не изменялся. Прочность же их снизилась в среднем на 20% (табл. 1).

При этом разброс отдельных значений предела прочности после нагрева был довольно большим и составлял

37%. Можно по средним данным отметить также для Ат-VI некоторое уменьшение прочностных характеристик в центральной части стержня (на 8%) по сравнению с концевыми участками, что объясняется неодинаковым нагревом стержня. Следовательно, термически упрочненная арматура класса Ат-VI снижает свою прочность на один класс после электронагрева, что необходимо учитывать при проектировании и изготовлении конструкций.

Кроме того, после нагрева изменяются упруго-пластические характеристики данной арматуры. Так, наши опыты показали, что условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ по общему среднему (среднее по длине стержней и по близнецам) и абсолютной величине снижается на 5% для стали класса Ат-VI. Условный предел упругости $\sigma_{0,02}^H$ у образцов из стали этого класса значительно увеличивается, составляя 105—131% $\sigma_{0,02}$ при общем среднем равном 116% $\sigma_{0,02}$. Отношение $\sigma_{0,02}^H / \sigma_{0,02}$ также воз-

Основные результаты испытания панелей № 1—6, армированных стержнями из стали класса Ат-VI

Таблица 2

Шифр панели	Номер панели	Кубиковая прочность бетона в момент испытания R_c , кг/см ² (Мн/м ²)	Проектная марка бетона в кг/см ² (Мн/м ²)	Количество и диаметр стержней в мм	Прочность			Жесткость				Трещиностойкость			
					контрольная нагрузка по прочности $R_{контр}$, кг/м ² (Мн/м ²)	действительная разрушающая нагрузка $R_{факт}$, кг/м ² (Мн/м ²)	$\frac{R_{факт}}{R_{контр}}$	контрольный прогиб $f_{контр}$, мм	фактический прогиб $f_{факт}$, мм	$\frac{f_{факт}}{f_{контр}}$	контрольная нагрузка по трещиностойкости для момента появления трещин $R_{т, контр}$, кг/м ² (Мн/м ²)	фактическая нагрузка в момент появления трещин $R_{т, факт}$, кг/м ² (Мн/м ²)	$\frac{R_{т, факт}}{R_{т, контр}}$	$\frac{R_{т, факт}}{R_{т, контр}}$	
ПТК-59-12	1	203 19,9	200 19,6	2Ø12	1585	2100	1,32	5,7	3,5	0,61	1100	1130	1,02		
	2	203 19,9	200 19,6	2Ø12 2Ø14	1585 0,0155	2040 0,0206	1,29	5,7	1,9	0,33	1100 0,0108	1560 0,0111	1,42		
ПТ-59-12	3	243 23,8	250 24,5	1Ø12	1639	2040	1,25	5,4	2,5	0,46	1122	1430	1,27		
	4	243 23,8	250 24,5	3Ø14	1639 0,01605	2040 0,02	1,25	5,4	2,7	0,50	1122 0,011	1560 0,014	1,39		
ПТ-59-12	5	271 26,5	300 29,4	1Ø12	1639	2140	1,31	5,0	2,1	0,42	1122	1560	1,39		
	6	271 26,5	300 29,4	3Ø14	1639 0,01605	2140 0,021	1,31	5,0	1,9	0,38	1122 0,011	1560 0,0153	1,39		

росло и, если для некоторых образцов оно составляло в среднем 54%, колеблясь от 63 до 50%, то после обработки было в среднем 79%, колеблясь от 86 до 65% (для стали Ат-VI).

Таким образом, электронагрев при электротермическом натяжении арматуры класса Ат-VI улучшает ее упруго-пластические характеристики.

Полученные результаты исследований учитывались при освоении производства предварительно напряженных железобетонных панелей перекрытий на Шахтинском заводе КПД. В целях изучения прочности, жесткости и трещиностойкости панелей, армированных термически упрочненной арматурой, было изготовлено и испытано шесть панелей следующих типов:

1) ПТК-59-12 (№ 1 и 2) по рабочим чертежам «Дополнение к альбому 55» серии ИИ-03-02;

2) ПТ-59-12 (№ 3—6) по рабочим чертежам «Альбом № 55а» серии ИИ-03-02;

Размер панелей № 1—6 119×586 см, высота 22 см. Основные характеристики приведены в табл. 2.

Панели изготовлялись по поточно-агрегатной технологии. Технологические анкеры на рабочей напрягаемой арматуре выполнялись путем высадки головок на крупные шайбы по вышеописанному режиму.

Фактическая величина напряжений в арматуре, определенная при помощи прибора ПРД, отличалась от проектной, составляя 85,5—116% от.

При передаче усилий натяжения арматуры с упоров на бетон разрушения торцовых участков панелей не наблюдалось.

Испытание панелей производилось в соответствии с ГОСТ 8829—66 и альбомами рабочих чертежей серии ИИ-03-02. Панель № 1 загрузалась бетонными блоками весом 130—150 кг и доводилась до разрушения.

Панели № 2—6 испытывались на специальной установке при помощи пневматической подушки.

Испытание этих панелей прекращалось на этапе, при котором фактическая нагрузка превышала контрольную разрушающую в 1,25—1,31 раза, а коэффициент S составлял 1,8—1,9.

Загрузка всех изделий производилась ступенями, не превышающими $\frac{1}{8}$ нагрузки от нормативной. На каждом этапе загрузки производилась выдержка панелей под нагрузкой в течение 15 мин, а после приложения нормативной нагрузки — 1 часа.

При испытании панелей определялись их прогибы, смещения арматуры в торцах панелей, фиксировался момент появления трещин и ширина их раскрытия. Схема расстановки приборов показана на рисунке.

Испытания показали, что первые поперечные трещины в панелях возникли в середине пролета при нагрузках, равных 1130—1560 кг/м² (0,0111—

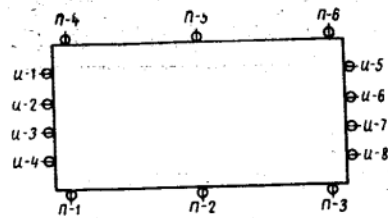


Схема размещения приборов на панели
П — прогибомеры; И — индикаторы

0,0153 Мн/м²), которые превышали контрольные нагрузки по трещиностойкости в 1,02—1,39 раза (см. табл. 2). Ширина раскрытия этих трещин была незначительной и составляла 0,05—0,10 мм.

Продольных трещин на данных этапах загрузки и на последующих вплоть до разрушения не было. При нагрузках, близких к разрушающим, ($P=2040—2140$ кг/м²) ширина раскрытия трещин в панели № 1 была равна 0,4—0,5, а в панелях № 2—6—0,15—0,20 мм. Среднее расстояние между трещинами для стадии с закончившимся процессом трещинообразования было равно 19,5 см.

Смещение концов напрягаемой арматуры относительно бетона было отмечено лишь в нескольких случаях на торцах панелей со стороны выхода пустообразователей при нагрузках, больших 1,4 P_n . Так, в панели № 1 наблюдалось смещение одного стержня при нагрузке 1,4 P_n и составляло 0,035 мм, в панели № 2—двух стержней при $P=2,1 P_n$ и было равным 0,033 и 0,040 мм, в панели № 6—четыре стержней при $P=2,1 P_n$ и составляло от 0,015 до 0,030 мм. Незначительное смещение арматуры относительно торцов панелей имелось и в других изделиях. Допускаемая величина смещения концов термически упрочненной арматуры в панелях согласно альбомам серии ИИ-03-02 равна 0,10 мм. Таким образом, можно сделать вывод о надежной анкерровке термически упрочненной арматуры в бетоне марок 200 и 300.

Фактические прогибы панелей находились в пределах 1,9—3,5 мм, что меньше контрольных прогибов, установленных в альбомах рабочих чертежей для панелей данной серии.

Испытанные панели обладали достаточным запасом прочности. Так, действительная разрушающая нагрузка превышала контрольную по прочности в 1,25—1,32 раза. При этом панели № 2—6 при нагрузках $P=2040—2140$ кг/м² (0,020—0,021 Мн/м²) не были доведены до разрушения, так как имели большие прогибы, что в дальнейшем могло привести к разрыву пневматической подушки.

Панель № 1 разрушалась по сжатой зоне в середине пролета.

Таким образом, данные испытания

показали, что предварительно напряженные железобетонные панели перекрытий № 1—6, армированные термически упрочненной стержневой арматурой класса Ат-VI, удовлетворяют требованиям прочности, жесткости и трещиностойкости, предъявляемым ГОСТ 8829—66 и альбомами рабочих чертежей серии ИИ-03-02.

Следует отметить, что армирование панелей ПТК-59-12 и ПТ-59-12 стержнями разного диаметра (12 и 14 мм), предусмотренное в альбомах рабочих чертежей серии ИИ-03-02, не является удачным по следующим соображениям:

1) Практика показывает, что часто металлургическими комбинатами допускается поставка арматуры только одного диаметра, в связи с чем заводы железобетонных конструкций иногда вынуждены армировать панели стержнями одного и, притом, большего, чем по проекту, диаметра, что приводит к перерасходу стали.

2) Армирование плит стержнями разных диаметров нетехнологично, так как электронагревательная установка рассчитана на одновременный нагрев сразу четырех стержней. Одновременный нагрев стержней разного диаметра ведет к перегреву стержня меньшего диаметра, поэтому они должны нагреваться отдельно, что снижает производительность труда.

Выводы

В настоящее время на многих предприятиях, выпускающих железобетонные изделия, применяется в качестве арматуры сталь класса А-IIIв. Как показали приведенные опыты, целесообразно вместо этой арматуры использовать термически упрочненную стержневую, что сократит расход стали.

Физико-механические свойства термически упрочненной стержневой арматуры класса Ат-VI недостаточно стабильны. Поэтому необходимо на заводах Стройиндустрии выполнять испытания полученной арматуры для накопления опытных данных. При этом наряду с полным остаточным удлинением необходимо определять равномерное относительное удлинение.

Высадка головок на арматуре класса Ат-VI для создания временного анкера возможна в заводских условиях при соблюдении вышеописанных рекомендаций.

Электронагрев улучшает упруго-пластические характеристики арматуры класса Ат-VI, однако снижает ее прочность в допустимых пределах.

Испытанные опытные панели отвечают требованиям прочности, жесткости и трещиностойкости.

Применение термически упрочненной арматуры Ат-VI взамен А-IIIв в пустотных панелях снижает себестоимость каждой панели на 0,72 руб.

Совершенствование конструкций плит покрытий промышленных зданий

Д-р техн. наук Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ, канд. техн. наук Ю. В. ДМИТРИЕВ,
инженеры Л. В. САСОНКО (НИИЖБ), В. А. МЕДЕР, Н. С. ПЕРЕБЕЙНОС, В. М. СЕМИГЛАЗОВ (Луганскхимстрой)

В 1967 г. НИИЖБом совместно с ЦНИИПЗ разработаны чертежи опытных образцов предварительно напряженных плит 3×12 м с переменной высотой ребер, армированных отгибаемыми прядями диаметром 9 и 15 мм (серия 95-67). По этим чертежам на заводе ЖБК-2 треста «Железобетонстрой» (Кемерово) изготовлены и испытаны головные опытные образцы.

Испытания показали, что для большей надежности высоту плит на опоре, первоначально принятую равной 20 см, следует увеличить до 26 см. По условиям унификации опалубочных размеров плит на приопорных участках длиной 70 см высоту ребер необходимо устраивать постоянной. Для увеличения полезной высоты сечения отгибаемые концы арматуры максимально приближены к кромке нижнего пояса (серия 812-69).

Плиты разработаны на основе вариантного проектирования, исходя из рационального очертания отгиба напряженной арматуры; высота продольных ребер плавно уменьшается, начиная от точек перегиба прядей (в третях пролета) по направлению к опорам (рис. 1, а); в точках перегиба отгибается вся напрягаемая арматура с выводом ее концов на торцы конструкции. Конфигурация плиты позволила существенно снизить расход бетона и стали по сравнению с типовыми плитами, армированными прямолинейной арматурой (серия 13-93, вып. III) [1].

Сравнительные объемно-весовые показатели плит 3×12 м с различными вариантами армирования прядевой арматурой под расчетную нагрузку около 760 кг/м^2 приведены в табл. 1. Экономия арматуры в сравнении с плитами объединенной серии 1-465-4, находящейся в стадии утверждения, составила 11%. При этом следует отметить, что в серии 1-465-4 принято комбинированное напряженное армирование плиты: кроме прядевой арматуры предусмотрены две напрягаемые проволоки диаметром 5 мм в верхней зоне ребер, что усложняет изготовление плит.

Одна из особенностей рассматриваемых плит состоит в том, что они изготавливаются с использованием действующего парка опалубочных плит. Расход металла на силовые формы для изготовления плит с отгибом арматуры, с учетом дополнительных приспособлений для ее отгибания, не превышает расхода металла на формы для изготовления типовых плит с прямолинейными прядями. Трудоемкость раскладки прядей несколько увеличивается, однако это перекрывается снижением трудозатрат на изготовление и установку ненапрягаемой арматуры, а также сокращением операций по натяжению арматуры. Высота ребер плиты достигается закладкой в форму деревянных треугольных вкладышей (4 штуки на форму).

Технико-экономический анализ, проведенный на базе типового проекта агрегатно-поточного производства плит 3×12 м с прядевой арматурой (шифр 04-09-2), показал, что трудоемкость изготовления плит покрытий с отгибом рабочей арматуры и переменной высотой продольных ребер, уменьшается на 11,6%, а их себестоимость снижается на 14,7% по сравнению с типовыми (серия 13-93 вып. III).

Опытные образцы плит 3×12 м с отгибом арматуры и переменной высотой продольных ребер (серия 812-69) изготовлены и испытаны НИИЖБом на заводе ЖБИ комбината Луганскхимстрой Минтяжстроя УССР в г. Северодонецке. Плиты изготовлены в формах «Ждановстройдеталь» (силовая часть расположена снаружи формы), снабженных поперечными штырями и тягой.

Отгиб осуществлялся с помощью спаренных штырей диаметром 35 мм, расположенных в вертикальной плоскости перпендикулярно по отношению к оси ребра плиты (рис. 2, а). Для пропуска штырей в силовой части и в опалубке формы сделаны прорезы, усиленные сварными накладками. Штыри извлекались из тела бетона после окончания тепловлажностной обработки изделий перед отпускком натяжения в арматуре с помощью винтового выпрессовщика или клиньев, пропущенных

через отверстия в головках штырей. Для облегчения извлечения штырей использовались тонкостенные трубки.

Для сборки пакетов прядей на одно продольное ребро использованы дырчатые плашки и зажимы; плашки выполнены со скосами, а отверстия для прядей в них просверлены под углом 3° . Армирование плиты начинали с установки опорных

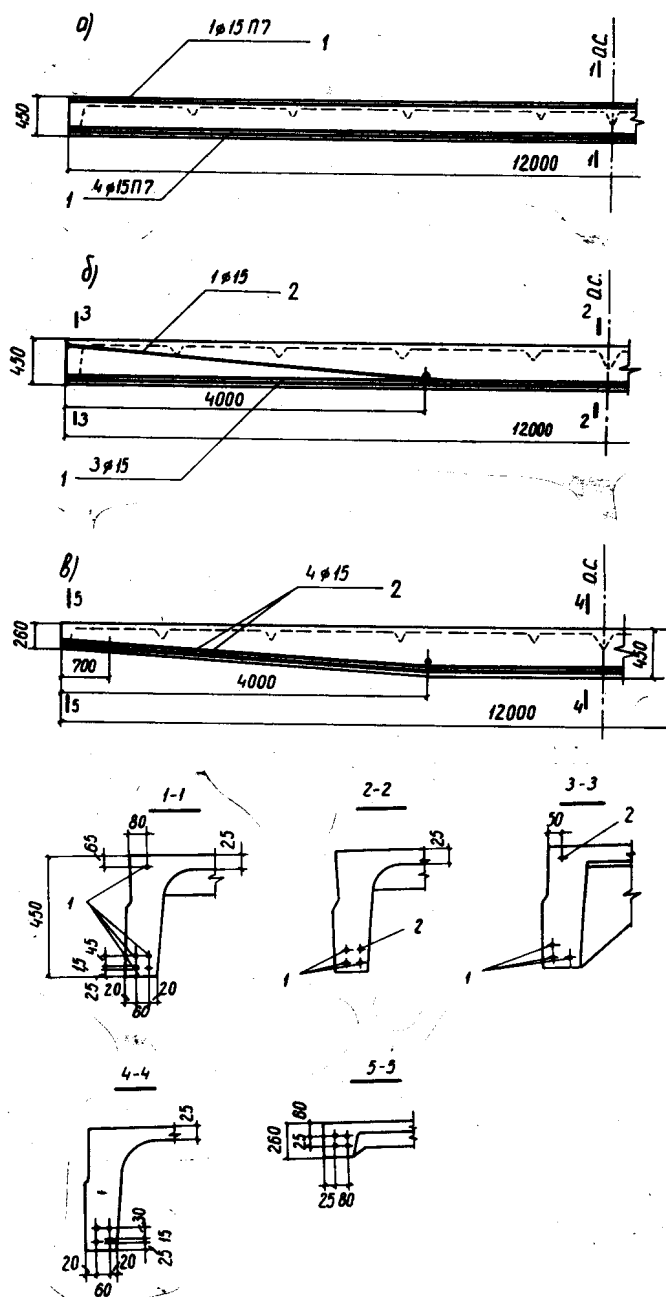


Рис. 1. Совершенствование плиты покрытий 3×12 м
а — типовая (серия 13-93); б — плита с отгибом части арматуры (серия 94-67); в — плита с отгибом всей арматуры и переменной высотой ребер (серия 812-69)

Наименование плиты, марка, серия, стадия утверждения	Расчетная нагрузка в кг/м ²	Вес плы- ты в т	Расход бетона в м ³ %	Расход стали в кг %		Количество прядей в продольном ребре в шт.
				напрягае- мой	ненапря- гаемой	
С прямолинейными прядями и продольными ребрами постоянной высоты, ПНРП-22 3×12 серия 13-93, вып. III, типовая по СНиП II-B.1-62	735	7,0	$\frac{2,78}{109}$	$\frac{134,0}{125}$	$\frac{195,3}{128}$	Одна верхняя, четыре нижних
То же П15П7-3 3×12 серия 1-465-4, в стадии утверждения	760	7,0	$\frac{2,78}{109}$	$\frac{114,6}{106}$	$\frac{174,7}{115}$	Две проволоки 5 мм, одна верхняя и четыре нижних пряди
С продольными ребрами переменной высоты ППО-2 3×12 серия 95-67, опытные образцы	760	6,3	$\frac{2,50}{99}$	$\frac{107,2}{100}$	$\frac{148,7}{99}$	Четыре отгибаемых
То же П15П7-3, серия 812-69 3×12 для опытного строительства	770	6,35	$\frac{2,54}{100}$	$\frac{107,2}{100}$	$\frac{151,9}{100}$	Четыре отгибаемых

закладных деталей и V-образных сеток в продольных ребрах, затем в захваты тяг укладывали прядевые пакеты и устанавливали каркасы продольных и поперечных ребер конструкции.

Арматуру натягивали с помощью гидродомкрата СМ-513 с одного торца формы (рис. 2, б). Отклонения усилий в отдельных прядях от контролируемого находятся в допустимых пределах (от -5 до +10%).

В состав бетонной смеси (на 1 м³) входили: портландцемент марки 500 Амвросиевского завода — 600 кг; песок (модуль крупности 1,15) — 690 кг; щебень Каранского карьера, фракции 5-20 мм — 1200 кг В/Ц=0,55. Смесь уплотняли на вибростоле.

Термовлажностная обработка изделий проводилась по режиму: подъем температуры до 55°C — 3 ч, выдержка при температуре 55°C — 3 ч, подъем до 80°C — 3 ч, выдержка при 80°C — 8 ч, остывание — 2 ч.

На рис. 3 показано армирование плиты 3×12 м под раз-

личные категории нагрузки; на рис. 4 — общий вид усовершенствованной плиты 3×12 м.

Испытаны две плиты (по одной каждой марки), третья плита оставлена под нагрузкой для длительных исследований. Отпуск натяжения арматуры проводился в следующем порядке: снятие торцовых заслонок и открывание торцовых бортов форм; последовательное извлечение всех штырей фиксирующих отгиб арматуры; откидывание продольных бортов; отпуск натяжения в арматуре; резка прядей бензорезом с другого торца после их прогрева последовательно в каждом ребре.

К моменту отпуска натяжения прочность бетона плит с четырьмя и тремя прядями в каждом продольном ребре составила соответственно 370 и 246 кг/см². При этом среднее значение втягивания прядей в бетон равнялось 0,76 мм. В результате отпуска не было обнаружено нормальных трещин в верхней зоне плит. Изменение величины выгибов плит в середине пролета после отпуска натяжения составило соответственно 2,5 и 2,0 см, что меньше теоретических (2,78 и 2,22 см) и меньше величин выгибов типовых плит.

Испытания плит вертикальной нагрузкой проводились с

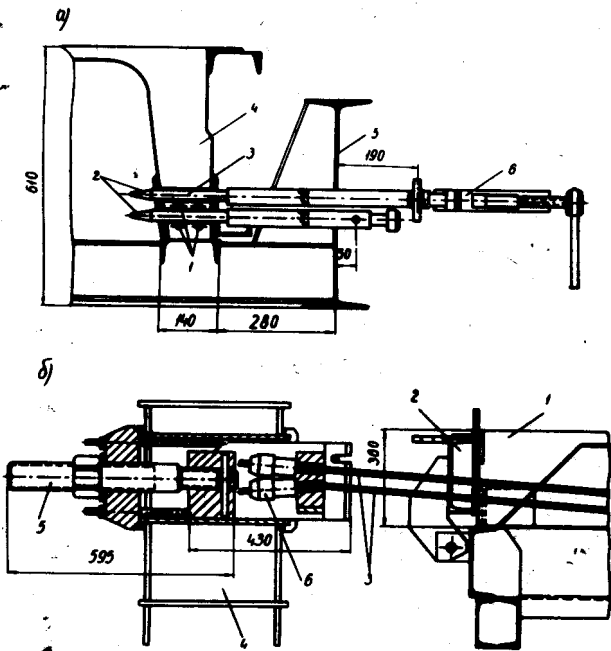


Рис. 2. Силовые формы с приспособлениями для отгиба арматуры

а — поперечные штыри: 1 — прядевая арматура; 2 — штыри; 3 — трубки; 4 — форма; 5 — силовая часть; 6 — винтовой выпрессовщик; б — тяга в торце ребра: 1 — плита; 2 — торец формы; 3 — пряди; 4 — торец силовой части; 5 — тяга; 6 — зажимы

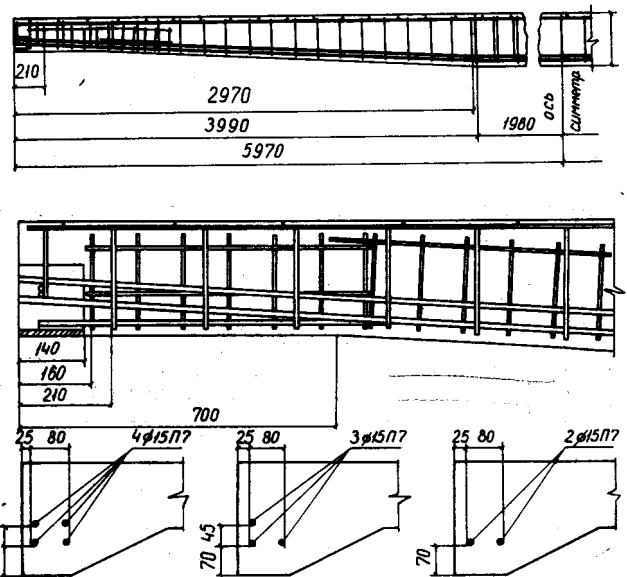


Рис. 3. Схема армирования плиты 3×12 м в зависимости от категории нагрузки

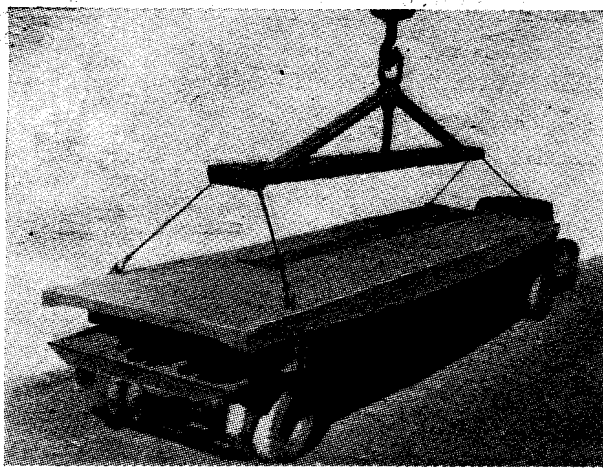


Рис. 4. Общий вид плиты

учетом их действительной работы в составе покрытия. Для этого закладные детали торцового ребра плиты приварива-

равномерно и распространялись по мере нагружения плит от середины трети пролета продольных ребер к опорам, исключая лишь участки в $1 \div 1,5$ м от торцов, где трещины появились перед разрушением (рис. 5).

Прогибы плит при нормативной нагрузке составили 2,68 и 2,12 см, что на 1 и 4% меньше контрольных. Отклонение опытного прогиба плит при нормативной нагрузке от теоретического составило -19 и -5% ; прогиб плит при расчетной нагрузке и перед разрушением равнялся $\frac{1}{247}$ и $\frac{1}{454}$; $\frac{1}{50}$ и $\frac{1}{48}$ пролета.

Разрушение плит произошло на расстоянии 1,0 и 1,5 м от опоры при нагрузках, превышающих контрольные на $15 \div 16\%$; отношение опытной разрушающей нагрузки к расчетной составило $1,85 \div 1,86$. Опытный момент разрушения в указанных наклонных сечениях отклонялся от теоретического на -2 и -9% . Отклонения опытного момента в нормальном сечении в середине пролета от теоретического равнялись $+11$ и $+14\%$, а отклонение опытной поперечной силы от теоретической составило 10% .

Выводы

Типовые конструкции преднапряженных плит 3×12 м обладают определенными резервами, позволяющими при переходе

Таблица 2

Марка плиты	Момент образования трещин в середине пролета в т·м		Отклонение в %	Момент в середине пролета при разрушении в т·м		Отклонение в %	Поперечная сила в месте разрушения в т		Отклонение в %	Прогиб при нормативной нагрузке без учета строительного подъема в см		Отклонение в %
	опытный	теоретический		опытный	теоретический		опытная	теоретическая		опытный	теоретический	
ПО15П7-3 3×12	42,0	37,04	+12	73,40	65,4	+11	24,9	27,9	-10	2,68	3,3	-19
ПО15П7-2 3×12	32,1	29,02	+9	57,9	50,0	+14	19,8	22,04	-10	2,12	2,22	-5

лись к тарированному металлическому элементу, имитирующему по жесткости половину верхнего пояса стропильной конструкции. Одновременно с приложением к плите вертикальной нагрузки загружался тарированный элемент, имитирующий сжатие стропильной конструкции. Одновременно проверяли податливость закладных деталей плиты и работу сварных швов. В процессе этих испытаний не было обнаружено трещин в приопорной зоне плит, а также повреждения сварных швов у закладных деталей.

После односуточной выдержки плит под нормативной нагрузкой производили дальнейшее их нагружение вертикальной нагрузкой до разрушения. Опорные закладные детали на торце плиты, противоположном имитирующему элементу, при испытании были соединены швеллерами сваркой.

Прочность бетона плит $\frac{\text{П15П7}}{3 \times 12} - 3$ и $\frac{\text{П15П7}}{3 \times 12} - 2$ составила к моменту испытаний соответственно 410 и 360 кг/см² при возрасте бетона 24 и 4 сут.

Первые трещины в средней трети пролета продольных ребер плит появились при нагрузках, превышавших контрольные на 1,34 и 1,41. Опытные моменты образования трещин превысили теоретические соответственно на 12 и 9% (табл. 2). Первые трещины в торцовых ребрах появились после расчетной нагрузки. Нормальные трещины, переходящие в наклонные, возникли на приопорных участках продольных ребер непосредственно перед разрушением плит; опытный момент образования этих трещин превысил теоретический на 7 и 10%; отклонение опытной поперечной силы при образовании наклонных трещин от теоретической составило для тех же сечений +12 и -6%.

Ширина раскрытия трещин в продольных ребрах в середине пролета плит увеличивалась от 0,05 мм при их обнаружении до 1,5÷2 мм перед разрушением. Втягивание прядей на торцах плит при нагрузке, превышавшей 1,4 от расчетной, отсутствовало, а перед разрушением плит оно не превышало 0,03 мм.

На наличие хорошего сцепления арматуры с бетоном указывает также характер образования трещин в бетоне продольных ребер плит. Трещины располагались с шагом около 10 см

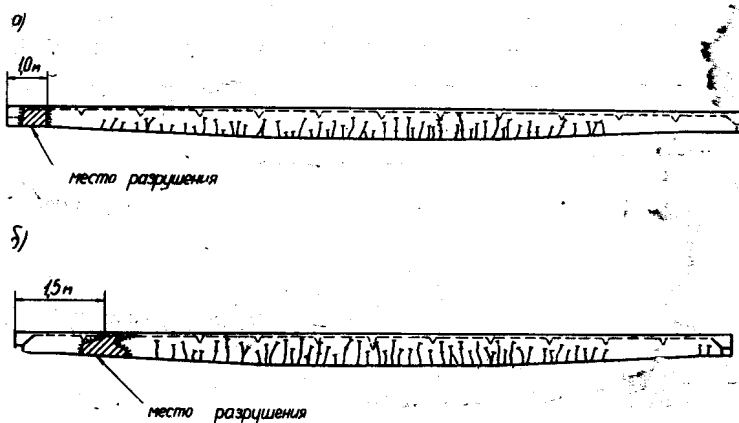


Рис. 5. Схема трещин и разрушения плит 3×12 м
а — плита $\frac{\text{ПО15П7}}{3 \times 12} - 3$; б — плита $\frac{\text{ПО15П7}}{3 \times 12} - 2$

на отогнутую арматуру и переменную высоту продольных ребер, достичь существенной экономии материалов (стали, бетона) и облегчить вес ограждающего покрытия на 10%.

Испытания преднапряженных плит 3×12 м покрытий промышленных усовершенствованной конструкции подтвердили их достаточную прочность, жесткость, трещиностойкость.

Внедрение плит покрытий 3×12 м с переменной высотой продольных ребер и отогнутой прядевой арматурой взамен плит с прямолинейной проволочной арматурой на Северодонецком заводе ЖБИ обеспечивает экономию бетона на 9%, стали 22% и снижают на 11% себестоимость по сравнению с типовыми (серия 13-93, вып. III) [2].

ЛИТЕРАТУРА

- Светов А. А., Крамарь В. Г. Преднапряженные железобетонные плиты размером 3×12 м. «Бетон и железобетон», № 10, 1963.
- Михайлов К. В., Бердичевский Г. И. и др. Эффективность сборных железобетонных покрытий одноэтажных производственных зданий. «Бетон и железобетон» № 3, 1969.

Прочность керамзитожелезобетона при многократно повторном нагружении

Кандидаты техн. наук К. П. ДЕЛЛОС, Э. М. АРОНЧИК

Усталость керамзитожелезобетона изучена недостаточно полно и действующие нормы СНиП II-VI-62 не содержат необходимых данных для расчета конструкций из этого материала на выносливость. Настоящие исследования проведены на кафедре строительных конструкций МАДИ.

Было испытано 23 предварительно напряженных керамзи-

В процессе испытаний через определенное число циклов пульсации с помощью переносной мессуры и электротензодатчиков проводились измерения деформаций бетона в сжатой и растянутой зонах на участке чистого изгиба балок, фиксировались прогибы и картина трещинообразования; применялась ультразвуковая аппаратура (см. рис. 1).

Таблица 1

Тип бетона и серия балок	Проектная марка бетона	Цемент марки 400, расход в кг/м ³	Крупный заполнитель		Мелкий заполнитель (кварцевый песок)		Расход воды в л/м ³	В/Ц	Продольная арматура		Поперечная арматура	
			фракция в мм	расход в кг/м ³	модуль крупности	расход в кг/м ³			количество и класс	$\mu = \frac{F_a}{bh} \times 100\%$	в крайних третях пролета	в средней трети пролета
Керамзитобетон I, IC	250	420	0-10	456	2,5 ÷ 2,8	817	210	0,5	4 Ø 14 A-IV	1,37	Ø 6 A-III	Проволока холоднотянутая Ø 5
Обычный бетон I, IIC	300	450	5-15	1100	2,5 ÷ 2,8	715	190	0,42	4 Ø 14 A-IV	1,37	Ø 6 A-III	Проволока холоднотянутая Ø 5

тобетонных балок (5 образцов этой серии доводили до разрушения статической нагрузкой, а 18 — пульсирующей) и 15 балок из обычного бетона (11 на пульсацию и 4 на статику).

Керамзитобетонные балки изготавливались на керамзите Бескудниковского завода прочностью в цилиндре 31 кг/см² и объемным весом 650—750 кг/см³. Все опытные балки изготовлялись в одинаковых заводских условиях по стендовой технологии в формах, которые имели двойные стенки для пропуска пара. Тепловая обработка осуществлялась по режиму: выдержка после бетонирования 3÷4 ч, подъем температуры — 3 ч, прогрев при $t = 75 \div 85^\circ\text{C} - 10 \div 12$ ч.

Натяжение стержневой арматуры на упоры форм осуществлялось с помощью электронагрева. Напряжения в стержневой арматуре измерялись прибором ПРД-4. Контролируемое усилие натяжения арматуры было принято одинаковым для всех серий балок. Основные сведения об опытных образцах приведены в табл. 1.

Балки каждой серии испытывались пульсирующей нагрузкой на прессе ГРМ-1 двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета (рис. 1).

Расчетный пролет балок $l_0 = 210$ см. Частота повторения нагрузки была принята для керамзитобетонных балок равной 600 циклам в 1 мин, а для балок из обычного бетона — 400 циклам в 1 мин.

Балки, не разрушившиеся от усталости после $2 \cdot 10^6$ циклов, доводились до разрушения статической нагрузкой.

Статистическая обработка результатов пульсационных испытаний опытных балок этих серий дает следующие корреляционные уравнения линий выносливости (рис. 2):

а) для керамзитобетонных балок при коэффициенте асимметрии изменения нагрузки

$$\rho = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = 0,1$$

$$\frac{M_{\max}}{M_{\text{разр}}} = 1,124 - 0,091 \lg N;$$

б) для керамзитобетонных балок при $\rho = 0,3$

$$\frac{M_{\max}}{M_{\text{разр}}} = 0,945 - 0,060 \lg N;$$

в) для балок из обычного бетона при $\rho = 0,1$

$$\frac{M_{\max}}{M_{\text{разр}}} = 1,463 - 0,150 \lg N,$$

где M_{\max} — максимальный момент, который выдерживала балка при заданном числе нагружений N ;

$M_{\text{разр}}$ — разрушающий момент при статическом действии нагрузки.

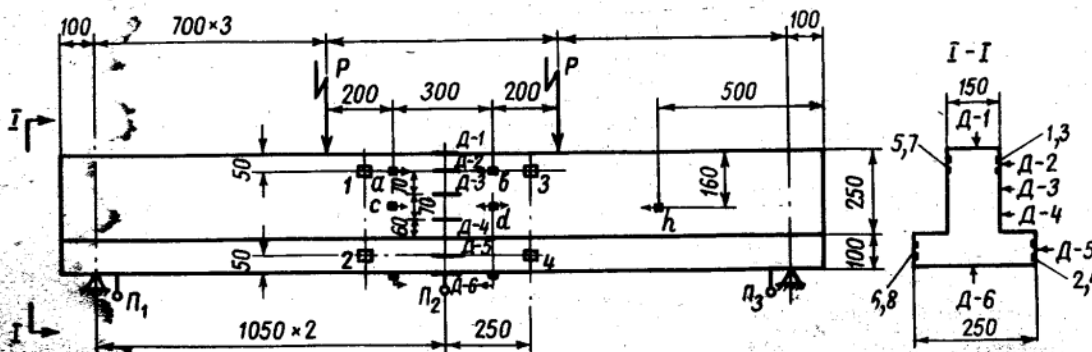


Рис. 1. Схема приложения нагрузки и расстановка приборов на опытных балках

D-1, 2, 3 — электротензодатчики; 1, 2, 3 — стальные закладные марки; П₁, П₂, П₃ — прогибомеры (выносные); a-b, c-d — базы прозвучивания ультразвуком

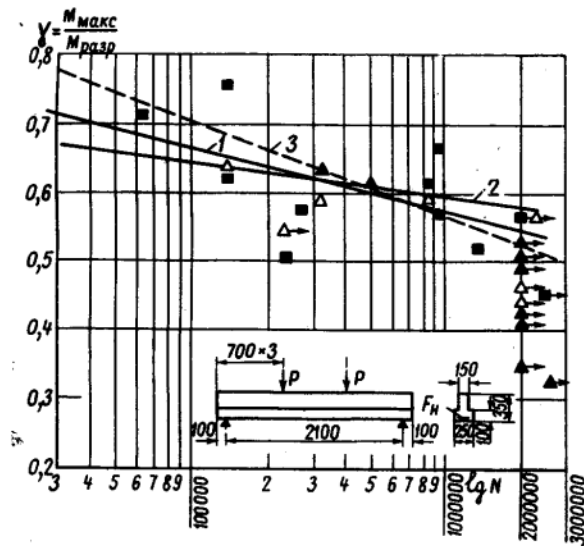


Рис. 2. Зависимость предела выносливости от количества циклов нагрузки для опытных балок со стержневой арматурой
1 — керамзитобетонные балки при $\rho=0,1$; 2 — то же, при $\rho=0,3$; 3 — балки из обычного бетона при $\rho=0,1$

Из этих уравнений относительные пределы выносливости на базе $N=2 \cdot 10^6$ циклов имеют соответственно значения: для керамзитобетонных балок $\gamma=0,55-0,58$, а для балок из обычного бетона $\gamma=0,52$.

Полученные значения пределов выносливости опытных балок со стержневой арматурой, разрушавшихся, как правило, от усталости бетона сжатой зоны, были также статистически обработаны по методу прямолинейной корреляции совместно со значениями пределов выносливости изгибаемых элементов с повышенным процентом армирования по данным других исследований и в виде графиков линейных функций $\frac{\sigma_{\text{макс}}}{R_{\text{н}}} =$

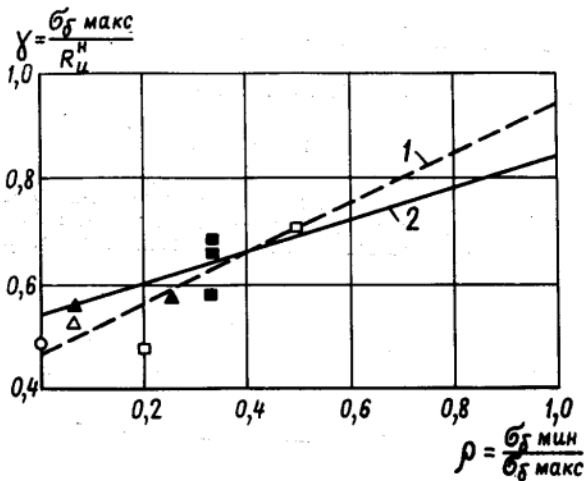


Рис. 3. Пределы выносливости керамзитобетона и обычного бетона на сжатие при изгибе в балках с высоким процентом армирования

1 — элементы из обычного бетона: □ — балки с ненапрягаемой арматурой $\mu=0,03$ (по опытам Т. Г. Фролова); ○ — внецентренно сжатые колонны (по опытам О. Я. Берга); △ — балки с преднапряженной арматурой $\mu=0,014$ (по опытам авторов статьи); 2 — элементы из керамзитобетона: ■ — балки с обычной арматурой $\mu=0,016-0,023$ (по опытам А. И. Иванова-Дятлова); ▲ — балки с преднапряженной арматурой $\mu=0,014$ (по опытам авторов)

$= f\left(\frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}\right)$ представлены на рис. 3. При этом получены следующие уравнения:

$$\text{для керамзитобетона } \frac{\sigma_{\text{макс}}}{R_{\text{н}}} = 0,532 + 0,307 \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}; \quad (1)$$

$$\text{для обычного бетона } \frac{\sigma_{\text{макс}}}{R_{\text{н}}} = 0,464 + 0,473 \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}. \quad (2)$$

За коэффициент ρ принималось отношение минимальных напряжений к максимальным в верхней фибре сжатой зоны балок в середине пролета, т. е. там, где происходило разрушение образцов.

Характерно, что при значении $\rho=0$ предел выносливости керамзитобетона на сжатие при изгибе $\gamma = \frac{\sigma_{\text{макс}}}{R_{\text{н}}}$ на 15%

выше предела выносливости тяжелого бетона.

Обработка результатов исследований, проведенных разными авторами, усталостной прочности легкого и обычного бетонов показывает, что усталостная прочность керамзитобетона при осевом сжатии при некоторых значениях ρ также несколько выше усталостной прочности обычного бетона (рис. 4).

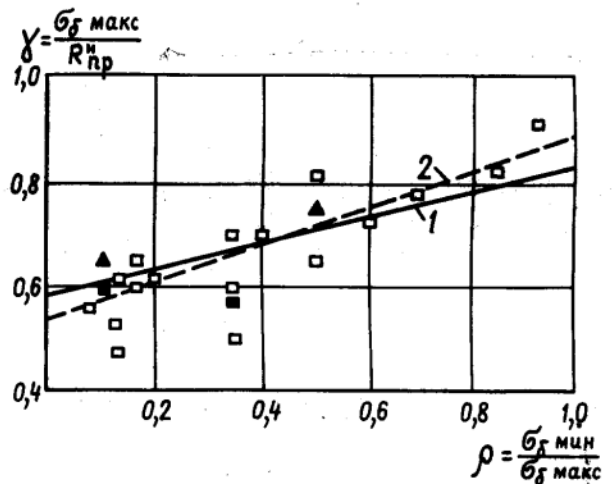


Рис. 4. Пределы выносливости легкого и обычного бетона при осевом сжатии (на базе $2 \cdot 10^6$ циклов)

1 — приемы из керамзитобетона по данным: □ — А. И. Иванова-Дятлова; ▲ — З. А. Агабековой; 2 — то же, приемы из обычного бетона по данным разных исследователей

Такое соотношение пределов выносливости керамзитобетона и тяжелого бетона можно обосновать с позиций теории усталостной прочности бетона, выдвинутой проф. О. Я. Бергом, согласно которой снижение прочности бетона при воздействии многократно повторной нагрузки зависит от уровня образования в нем микротрещин [1]. Исследованиями МАДИ, НИИЖБ и др. установлено, что граница микротрещинообразования керамзитобетона на 10—12% выше, чем у обычного бетона, что согласуется с полученным соотношением пределов выносливости керамзитобетона и обычного бетона при $\rho=0$. Несколько большую разницу до (15%) пределов выносливости при изгибе можно объяснить в данном случае дополнительным благоприятным влиянием повышенных пластических свойств керамзитобетона, благодаря чему при высоком проценте армирования в работу вовлекается большое количество материала сжатой зоны, о чем свидетельствует характер усталостного разрушения балок. С другой стороны, из рассмотрения рис. 3 видно, что в области значений $\rho > 0,3$ предел выносливости керамзитобетона становится ниже, чем у обычного бетона. Можно полагать, что по мере возрастания ρ и, следовательно, величины среднего эффективного напряжения все более сказывается отрицательная роль повышенной деформативности керамзитобетона, вызывающей интенсивное развитие деформаций вработоустности.

Таблица 2

Коэффициенты выносливости для определения расчетных сопротивлений керамзитобетона и тяжелого бетона для расчета железобетонных конструкций на выносливость при многократно повторяющейся нагрузке

$\rho = \frac{\sigma_{\text{мин}}}{\sigma_{\text{макс}}}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$K_{\rho \text{ б}}$ (по СНиП II-V.1-62)	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
$K_{\rho \text{ кб}}$ (центр. сжатие)	0,78	0,82	0,85	0,88	0,92	0,95*
$K_{\rho \text{ кб}}$ (сжатие при изгибе)	0,73	0,77	0,81	0,85*	0,89*	0,93*
$K_{\rho \text{ кб}}$ (рекомендуется для СНиП)	0,75	0,80	0,85	—	—	—

Примечание: $K_{\rho \text{ б}}$ — тяжелый бетон; $K_{\rho \text{ кб}}$ — керамзитобетон;
* — значения коэффициентов получены по экстраполяции.

Из уравнений (1) и (2) с учетом коэффициента увеличения прочности керамзитобетона во времени $\beta=1,3$ [2] определены и рекомендуются для норм в диапазоне $0 \leq \rho \leq 0,3$ значения коэффициентов выносливости $K_{\rho \text{ кб}}$ (табл. 2).

Выводы

Соотношение значений пределов выносливости керамзитобетона и обычного бетона при центральном сжатии и сжатии при изгибе и $\rho=0$ соответствует соотношению уровней границы микротрещинообразования в этих бетонах. Более высокий уровень этой границы для керамзитобетона обуславливает его большую по сравнению с обычным бетоном величину предела выносливости.

При достаточно высоком проценте армирования, обеспечивающем разрушение балок от усталости бетона сжатой зоны, относительный предел выносливости предварительно напряженных керамзитобетонных балок на базе $N=2 \cdot 10^6$ циклов и $\rho=0,1 \div 0,3$ на 5—10% выше относительного предела выносливости аналогичных балок из тяжелого бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М., 1961.
2. Иванов-Дятлов И. Г. и др. Применение керамзитобетона в дорожно-мостовом строительстве, М., 1963.

УДК 691.87

Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона

Канд. техн. наук Ю. И. МЕШКАУСКАС

Трещиностойкость и жесткость предварительно напряженных конструкций в значительной мере зависят от потерь напряжений арматуры вследствие усадки и ползучести бетона. Для предварительно напряженных конструкций массового назначения, в которых напряженное состояние в эксплуатации может отличаться от предполагаемого, даже заметные отклонения расчетных потерь напряжений от фактических малосущественны. Поэтому методика определения потерь напряжений от усадки и ползучести бетона по СНиП II-V.1-62 вполне приемлема. Однако при пересмотре этих норм необходимо учесть некоторые замечания [1, 2, 3].

Требуется внести дополнения при определении потерь напряжений арматуры от усадки и ползучести легких бетонов, в частности керамзитобетона, так как деформативные свойства легких бетонов изменяются в зависимости от их вида и заметно отличаются от показателей обычных бетонов.

Деформации усадки конструктивного керамзитобетона прочностью 150—

350 кгс/см² (≈ 15 —35 Мн/м²) и объемной массой 1250—1600 кг/м³, установленные на образцах сечением 10×10 см достигают $0,85 \cdot 10^{-3}$ ($t-t_0=600$). Средняя величина их составляет $0,65 \cdot 10^{-3}$.

Предельная величина деформаций усадки в основном зависит от удаления влаги из керамзитобетона. Неизолиро-

ванные образцы в нормальных условиях хранения (при относительной влажности воздуха в помещении 55—65% и температуре 16—22°C) теряют 7,5—8,5% относительной весовой влажности. Процесс проявления деформаций усадки тождествен потерям влаги. Деформации усадки керамзитобетонных образцов, лишенных возможности удале-

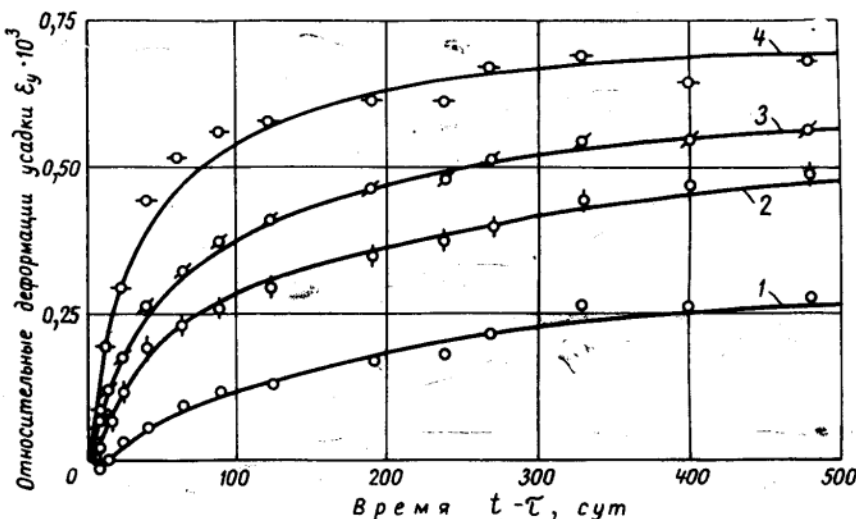


Рис. 1. Кривые проявления деформаций усадки керамзитобетона в зависимости от размеров сечения образцов:

1 — 30×30 см; 2 — 20×20 см; 3 — 15×15 см; 4 — 10×10 см

Расход материалов на 1 м³ керамзитобетона составил: керамзитового гравия крупностью 5—15 мм и объемной массой 450—660 кг/м³ — 0,50 ÷ 0,60 м³; керамзитового песка 2,5—5 мм — 0,35 ÷ 0,45 м³; кварцевого песка с модулем крупности 2,1—2,4 — 0,20 ÷ 0,30 м³; портландцемента марки 400—500 ÷ 600 кг; водоцементное отношение равно 0,45—0,55.

ния влаги (изолированных) в 10-12 раз меньше по сравнению с деформациями образцов нормального хранения.

На деформации усадки керамзитобетона заметно влияет сечение конструкций. Усадка керамзитобетонных образцов сечением 15×15, 20×20 и 30×30 см после 250-суточного хранения в нормальных условиях ниже по сравнению с усадкой образцов 10×10 см соответственно в 0,8; 0,5; 0,25 раз [4]. Эти соотношения незначительно изменяются и после 500-суточного испытания (рис. 1). Следовательно, предельные величины усадки керамзитобетона в конструкции с различными сечениями неодинаковы, а значит, различны и условия проявления физико-химических процессов при твердении бетона, определяемые размерностью сечений.

Потери предварительного напряжения арматуры от усадки следует нормировать переменной величиной, а именно:

$$\sigma_1 = 1000 \beta n_a k_1 k_2, \quad (1)$$

где n_a — коэффициент, учитывающий вид арматуры, равный 0,9 — для высокопрочной арматуры и 1,0 — для стержневой;

Таблица 1

Наименьший размер поперечного сечения в см	k_1	Условия окружающей среды	k_2
7	1,25	Сухие (30-50%)	1,25
10	1,0	Нормальные (50-70%)	1,0
15	0,9	Повышенной влажности (70-90%)	0,75
20	0,75	Влажные (90-100%)	0,50
30 и более	0,5	При отсутствии удаления влаги	0,25

Примечание. Значения $k_2 < 1,0$ принимаются при известных условиях с начала изготовления конструкций.

k_1, k_2 — коэффициенты, учитывающие соответственно размерность сечения конструкции и условия окружающей среды. Их значения рекомендуется принимать по табл. 1;

β — коэффициент, учитывающий возраст конструкции, при котором определяются потери напряжений в арматуре от усадки. Значения его можно принимать по СНиП II-V.1-62 (рис. 2).

В случае изготовления керамзитобетона на кварцевом мелком заполнителе значения полученные по (1) следует уменьшить на 15-20%. При натяжении арматуры на бетон расчетные величины потерь напряжений от усадки также снижаются на 15-20%.

Проявление потерь напряжений от ползучести керамзитобетона в зависимости от степени обжатия (как и для конструкций с применением обычного бетона) условно можно разделить на две области (рис. 3); при $\sigma_6/R_0 \leq 0,5$ и $\sigma_6/R_0 > 0,5$.

В первой области ($\sigma_6/R_0 \leq 0,5$) потери напряжений арматуры от ползучести керамзитобетона определяются по формуле

$$\sigma_2 = \beta A n \frac{R}{R_0} \sigma_6, \quad (2)$$

где A — группа коэффициентов (k, k_2, k_3), учитывающих вид арматуры и степень обжатия, размерность сечения конструкции, условия окружающей среды.

Чем ниже степень обжатия (в области $\sigma_6 \leq 0,5 R_0$), тем больше отклонение опытных значений от теоретических, установленных по методике СНиП II-V.1-62 (теоретические меньше опытных). Большие отклонения проявляются с применением высокопрочной арматуры.

Не вникая в причины такого эффекта для определения коэффициента k можно рекомендовать $k=1,25-0,5 \sigma_6/R_0$



Рис. 3. Схема определения потерь напряжений от ползучести керамзитобетона в зависимости от интенсивности обжатия

при использовании стержневой арматуры и $k=1,25-0,9 \sigma_6/R_0$ — высокопрочной. Коэффициент такого вида определяет непрямолинейную зависимость между потерями напряжений и напряжениями обжатия в рассматриваемой области, однако в интервале реальной степени обжатия $\sigma_6/R_0 \geq 0,20$ зависимость можно рассматривать как прямолинейную.

Коэффициент k_2 рекомендуется принимать по табл. 1 с учетом примечания, а коэффициент $k_3=1,0; 0,9; 0,85; 0,8; 0,7$ соответственно наименьшим размерам поперечного сечения конструкции или элемента (в см) 10; 15; 20; 30; 40 и более [5].

Значения коэффициента β можно принимать по СНиП II-V.1-62 и для конструкций с использованием керамзитобетона (рис. 4), хотя имеются тенденции повысить его значения на 10-15%.

Вследствие резкого падения напряжений обжатия керамзитобетона в начальный период (из-за снижения модуля упругости, проявления пластических деформаций) степень обжатия $\sigma_6 \leq (0,6 \div 0,7) R_0$. Поэтому и в области условно-

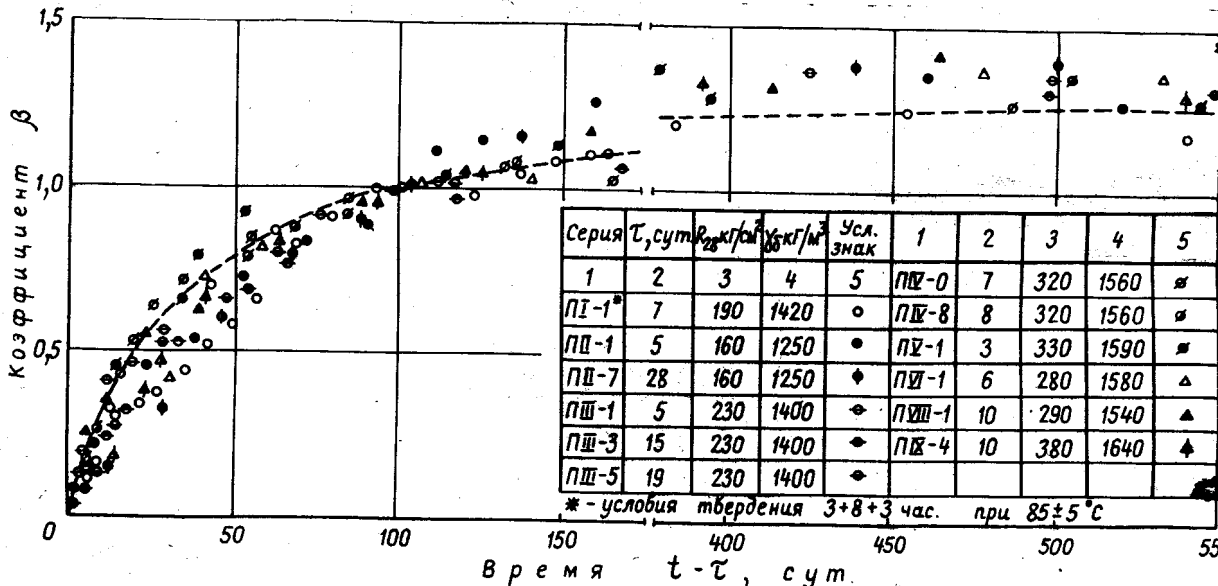


Рис. 2. Опытные и теоретические значения коэффициента β , учитывающего изменение потерь предварительного напряжения арматуры во времени от усадки керамзитобетона. Пунктиром показана теоретическая кривая $\beta = \frac{4t}{100+3t}$

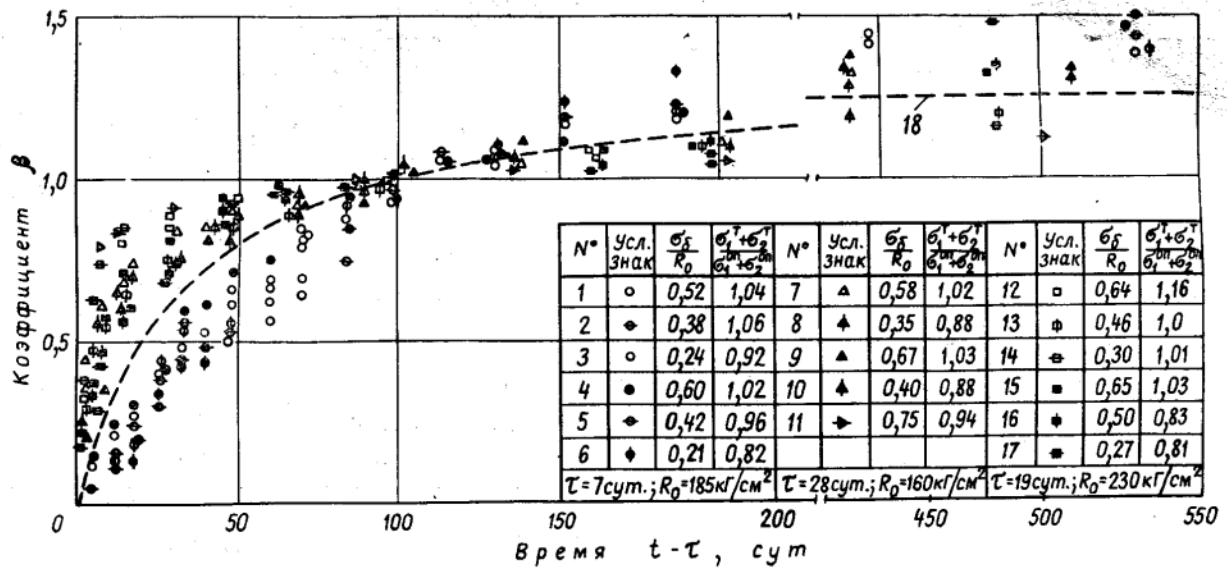


Рис. 4. Опытные и теоретические значения коэффициента β
 1-6 — опытные значения образцов, подвергнутых тепловлажной обработке по режиму 3+8+3 ч при $85 \pm 5^\circ \text{C}$; 7-17 — то же, образцов естественного твердения; 18 — теоретическая кривая $\beta = \frac{1}{100 + 3(t - \tau)}$

нелинейной ползучести ($\sigma_6 > 0,5 R_0$) рост потерь напряжений арматуры можно принимать по прямолинейной зависимости (рис. 3) и величину их представить:

$$\sigma_2 = 0,5 R_0 \text{tg } \alpha_1 + (\sigma_6 - 0,5 R_0) \text{tg } \alpha_2. \quad (3)$$

В интервале относительных напряжений обжатия $0,5 < \frac{\sigma_6}{R_0} < 0,7$ можно принимать $\text{tg } \alpha_2 / \text{tg } \alpha_1 = 2$.

Учитывая, что $\text{tg } \alpha_1 = \beta A n R / R_0$, зависимость (3) после преобразований выражается:

$$\sigma_2 = \beta A n R \left(2 \frac{\sigma_6}{R_0} - 0,5 \right). \quad (4)$$

Значения коэффициентов принимают такими же, что и в зависимости (2) за исключением коэффициента k : его величину рекомендуется принимать равной 0,8 независимо от вида арматуры.

При использовании в качестве мелко-заполнителя только кварцевого песка потери напряжений арматуры от ползучести керамзитобетона по (2) и (4) следует снизить на 10-15%.

На рис. 5 сопоставлены опытные и теоретические значения полных (от усадки и ползучести) потерь предварительного напряжения арматуры центрально обжатых элементов. На рис. 4 сопоставлены потери напряжений арматуры после 500-600-суточного испытания, а в табл. 2 — опытные и теоретические значения, определенные с учетом приведенных соображений и по рекомендациям дополнений СНиП II-V.1-62 [6] для легких бетонов после 500-суточного испытания (с учетом коэффициента β). Анализируя эти данные, можно заключить, что по методике СНиП II-V.1-62 можно определять потери напряжений арматуры в конструкциях из легких бетонов. Отклонения теоретических значений от опытных более заметны при использовании дополнений СНиП II-V.1-62 (табл. 2).

Объясняется недооценкой потерь от керамзитобетона.

При напряжениях $\sigma_6 \approx 0,5 R_0$ опытные и теоретические значения достаточно удовлетворительно согласуются между собой, при $\sigma_6 > 0,5 R_0$ — теоретические значения превышают опытные, а при $\sigma_6 < 0,5 R_0$ — наоборот. Следовательно, рекомендации [7] о снижении

расчетных значений потерь напряжений арматуры от ползучести керамзитобетона (определенных по СНиП II-V.1-62) на 20% ($\alpha = 0,8$) без учета степени обжатия могут привести к значительному занижению их при $\sigma_6 < 0,5 R_0$.

Современный уровень науки и техни-

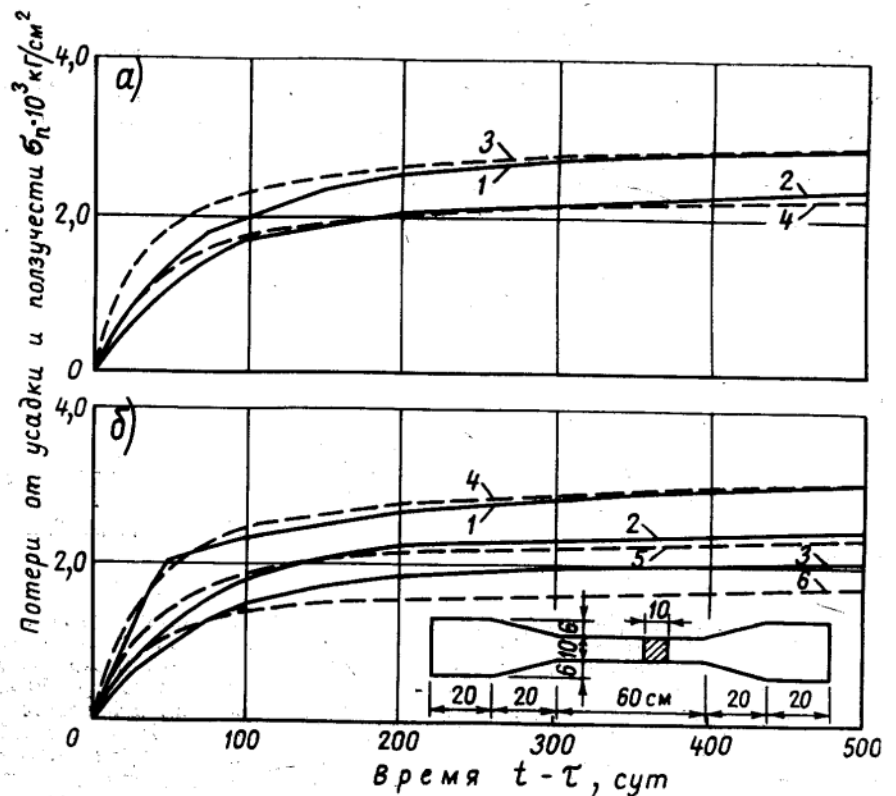


Рис. 5. Сопоставление опытных и теоретических значений потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона образцов, подвергнутых тепловлажной обработке по режиму 3+8+3 ч при $85 \pm 5^\circ \text{C}$
 а — арматура стержневая класса А-IV; 1-2 — опытные кривые при $\sigma_6/R_0 = 0,5$ и $0,24$; 3-4 — теоретические кривые; б — арматура высокопрочная проволока периодического профиля; 1, 2, 3 — опытные кривые при $\sigma_6/R_0 = 0,56$; $0,42$; $0,21$; 4, 5, 6 — теоретические кривые

Серия— элемент (рис. 4)	Степень обжатия σ_6/R_0	Потери напряжений в $кг/см^2$						$\frac{\sigma_2^{T1}}{\sigma_2^{оп}}$	$\frac{\sigma_1^{T1} + \sigma_2^{T1}}{\sigma_1^{оп} + \sigma_2^{оп}}$	$\frac{\sigma_2^{T2}}{\sigma_2^{оп}}$	$\frac{\sigma_1^{T2} + \sigma_2^{T2}}{\sigma_1^{оп} + \sigma_2^{оп}}$
		опытные		теоретические							
		$\sigma_2^{оп}$	$\sigma_1^{оп} + \sigma_2^{оп}$	σ_2^{T1}	$\sigma_1^{T1} + \sigma_2^{T1}$	σ_2^{T2}	$\sigma_1^{T2} + \sigma_2^{T2}$				
I-1	0,50	1960	3050	2070	3320	1860	2550	1,06	1,08	0,94	0,84
I-3	0,24	1210	2400	1000	2250	860	1550	0,83	0,94	0,71	0,65
I-4	0,55	2260	3180	2100	3100	1840	2530	0,94	0,98	0,82	0,80
I-5	0,42	1540	2500	1360	2360	1110	1800	0,89	0,94	0,72	0,72
I-6	0,21	1190	2160	750	1750	560	1250	0,63	0,81	0,48	0,58
III-12	0,55	1480	2890	1950	3300	2840	3400	1,32	1,14	1,90	1,18
III-14	0,28	880	2200	890	2240	1150	1710	1,01	1,02	1,30	0,78
III-15	0,65	1820	3120	2280	3280	3040	3600	1,25	1,05	1,67	1,15
III-16	0,51	1750	3060	1520	2520	1160	1720	0,87	0,83	0,66	0,56
III-17	0,27	1460	2670	1100	2100	610	1170	0,75	0,78	0,42	0,46

Примечание. σ_1^{T1} и σ_2^{T1} — теоретические потери напряжений арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона, определенные по формулам (1), (2) и (4); σ_1^{T2} и σ_2^{T2} — то же, согласно изменениям и дополнениям главы СНиП II-V.1-62 [6].

ки позволяет определить фактическое напряженное состояние с учетом особенностей материалов, а также внешних и внутренних усилий и воздействий любой системы конструкций. Поэтому в ближайшие годы необходимо разработать единую методику для определения напряженно-деформированного состояния с учетом условий изготовления, возведения и эксплуатации конструкций.

Выводы

При определении потерь предварительного напряжения арматуры от усадки керамзитобетона необходимо учитывать повышенную его усадку, сечение конструкции и условия окружающей среды при эксплуатации.

Потери предварительного напряжения от ползучести керамзитобетона можно определять по прямолинейной

зависимости при $\sigma_6 \leq 0,5 R_0$ и при $\sigma_6 > 0,5 R_0$. В области напряжений обжатия $\sigma_6 > 0,5 R_0$ интенсивность роста принимается вдвое больше, чем в области напряжений обжатия $\sigma_6 \leq 0,5 R_0$.

При определении потерь напряжений арматуры от ползучести керамзитобетона по общей методике фактор интенсивности обжатия необходимо учитывать особо.

Для снижения потерь предварительного напряжения арматуры от ползучести керамзитобетона напряжения обжатия не должны превышать $0,45 R_0$ и $0,55 R_0$ при использовании стержневой и высокопрочной арматуры — при центральном обжатии и $0,55 R_0$ и $0,65 R_0$ — при внецентренном обжатии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бердичевский Г. И., Маркаров Н. А., Павлов С. П. Об оптимальном обжатии бетона в предварительно напряжен-

ных конструкциях «Бетон и железобетон», № 4, 1966.

2. Хрынов В. А. О потерях предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона во внецентренно обжатых элементах ЦИНИС Госстроя СССР, № 5, 1969.

3. Семенов А. И., Мартышенко Ю. П. Ползучесть бетона и оптимальное напряжение обжатия в предварительно напряженных конструкциях. «Бетон и железобетон», № 1, 1969.

4. Мешкаускас Ю. И. О применении напрягаемой арматуры в конструкциях из легких бетонов. Материалы республиканской конференции. «Вопросы применения арматуры в железобетонных конструкциях». Каунас, 1969.

5. Ушцкий И. И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. «Будівельник», Киев, 1967.

6. Кудрявцев А. А., Аппак Д. Ж. К расчету конструкций из легких бетонов «Бюллетень строительной техники», № 1, 1970.

7. Корнев Н. А., Кудрявцев А. А. Керамзитобетон для предварительно напряженных конструкций «Бетон и железобетон», № 4, 1964.

УДК 666.979:536.455

Исследование морозостойкости керамзитобетона

Канд. техн. наук М. Ю. ЛЕЩИНСКИЙ, инж. С. Ш. НАДГОРНАЯ

В ряде исследований [1—4] была рассмотрена проблема морозостойкости железобетона с учетом изменения и особенностей деформаций бетонов и арматуры при отрицательных температурах. Эти исследования показали наличие значительных деформаций расширения бетона при замораживании и несоответствие его температурных деформаций с деформациями стали, что приводит к снижению долговечности железобетонных конструкций. В ЦНИИ Главкиевгорстроя были проведены исследования деформаций керамзитобетона при отрицательных температурах.

Для экспериментальных работ были приняты керамзитобетоны трех марок: 75, 150 и 300. Объемная масса керамзитобетонных образцов соответственно составляла 1220, 1320 и 1860 $кг/м^3$. Для приготовления бетона применялись: цемент португальский марки 500 Ново-Здолбуновского завода; керам-

зитовый гравий Керченского завода фракций 5—20 мм объемной массой 480 $кг/м^3$, прочностью 3,9 $Мн/м^2$; для керамзитобетона марки 300 применялся керамзитовый гравий Яворского завода ($\gamma = 560$ $кг/м^3$ и прочностью 5,6 $Мн/м^2$); песок керамзитовый и песок речной.

Из керамзитобетона каждой марки формовались призмы размером 10×10×31 см и кубы размером 15×15×15 см. Все образцы пропаривались по режиму 2+5+2 ч при температуре изотермического прогрева 90°, а затем 28 сут. находились в камере нормального хранения. Перед проведением испытаний каждая партия образцов (из бетона одной и той же марки) делилась на три группы. Образцы первой группы высушивались при 100—105°С до постоянной массы, образцы второй группы оставались с влажностью, достигнутой после хранения в камере, а образцы третьей группы насыщались водой под

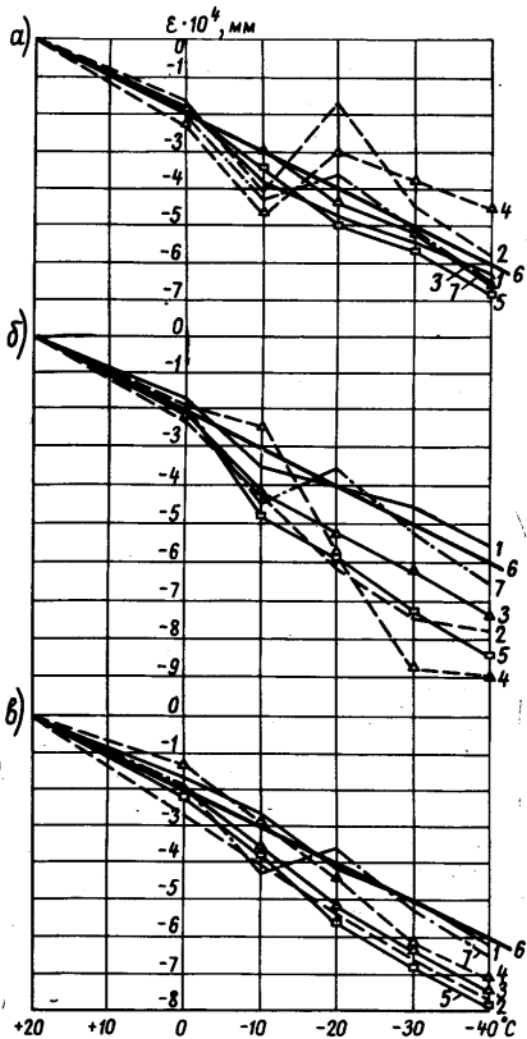


Рис. 1. Деформации керамзитобетона в зависимости от температуры

а — керамзитобетон марки 75; б — то же, марки 150; в — то же, марки 300; 1 — бетон, высушенный при температуре до 105°C; 2 — то же, после 35 циклов попеременного замораживания и оттаивания; 3 — бетон, водонасыщенный под вакуумом; 4 — то же, после 35 циклов попеременного замораживания и оттаивания; 5 — бетон нормального хранения; 6 — сталь класса А-1, 7 — обычный тяжелый бетон марки 200

вакуумом. Для сохранения постоянной влажности в процессе испытаний образцы третьей группы покрывались битумной эмульсией в два слоя.

Параллельно с образцами керамзитобетона для сопоставления испытывались образцы из обычного тяжелого бетона марки 200. Деформации бетонных образцов (база измерений 25 см) измерялись индикаторами часового типа (со смазкой МН-60), а скорость распространения импульсных ультразвуковых волн V — прибором УКБ-1. Измерение деформаций и скорости ультразвука проводилось в морозильной камере при температурном интервале от +20° до -40°C. Отсчеты снимались через каждые 10°. Температура в камере измерялась обычным термометром, а в бетоне — с помощью термопар, вложенных в образцах. Выдержка на каждой температурной ступени составляла около 3 ч. Абсолютные деформации образцов $\Delta l_{обр}$ вычислялись по формуле:

$$\Delta l_{обр} = \Delta P_{инд} + \Delta l_{ст},$$

где $\Delta P_{инд}$ — приращение показаний индикатора ($\Delta P = P_t - P_{20}$); $\Delta l_{ст}$ — абсолютная деформация стержня крепления индикатора на образце.

После измерения температурных деформаций и скорости ультразвука в образцах всех партий (марок) и групп образцы были подвергнуты 35 циклам попеременного замораживания при -30° и оттаивания в воде при +20° С. Затем по описан-

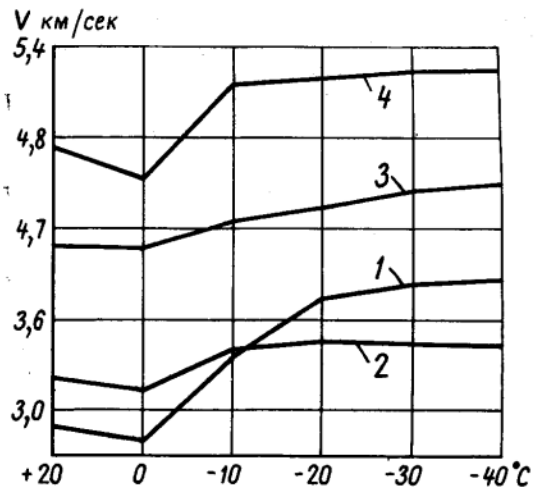


Рис. 2. Изменение скорости прохождения ультразвука
1 — керамзитобетон марки 75; 2 — то же, марки 150;
3 — то же, марки 300; 4 — тяжелый бетон марки 200

ной методике были повторены измерения абсолютных деформаций (рис. 1) и скорости ультразвука (рис. 2).

Как видно из графиков, разность между деформациями керамзитобетона и арматуры значительно меньше, чем при испытаниях обычного тяжелого бетона [4]. Это небольшое различие сохраняется и после испытания керамзитобетона на морозостойкость. Несколько большие деформации расширения отмечаются после замораживания для керамзитобетона марки 75; для марки 150 они снижаются, а для керамзитобетона марки 300 зависимость относительной деформации от температуры незначительно отличается от металла.

Отмеченное различие в деформациях тяжелого и легкого бетонов при замораживании связано с пористой структурой заполнителя в легком бетоне.

Скорость ультразвука в керамзитобетоне при снижении температуры от +20° до 0°, как правило, уменьшается, что может быть объяснено известной температурной зависимостью [5]. По мере дальнейшего охлаждения керамзитобетона скорость ультразвука возрастает вследствие превращения воды в лед: при $V_{воды}^0 = 1403$ м/сек; $V_{льда} = 3980$ м/сек сначала в крупных порах, а затем в тонких капиллярах. Таким образом, измеряя скорость ультразвука можно оценивать степень промерзания бетона. В температурном интервале от -30 до -40° в большинстве случаев прирост скорости ультразвука либо прекращается, либо незначителен, так как основная масса воды уже находится в виде льда. Скорость ультразвука в керамзитобетоне, ниже, чем в тяжелых бетонах той же прочности. Указанное обстоятельство следует учитывать при испытании конструкций из керамзитобетона неразрушающими методами.

Выводы

Проведенная работа показала, что расширение влажного легкого бетона на пористом заполнителе при замораживании значительно меньше, чем тяжелого бетона. Благодаря этому обеспечивается большая морозостойкость конструктивных легких бетонов и более благоприятные условия их совместной работы с арматурой при замораживании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Москвин В. М., Капкин М. М., Мазур Б. М. Изменение температурных деформаций бетонов в процессе замораживания и оттаивания. Сб. НИИЖБ «Коррозия, методы защиты и повышения долговечности бетона и железобетона». Стройиздат, 1965.
2. Москвин В. М., Капкин М. М., Мазур Б. М. Деформации и напряжения в железобетоне при действии низких отрицательных температур. Там же.
3. Горчаков Г. И., Капкин М. М., Скрамтаев Г. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. Стройиздат, 1965.
4. Москвин В. М., Капкин М. М. и др. Стойкость бетона и железобетона при отрицательной температуре. Стройиздат, 1967.
5. Бражников Н. И. Ультразвуковые методы. Изд. «Энергия», 1965.

Водогазонепроницаемые железобетонные конструкции с листовой арматурой

Канд. техн. наук Р. В. ВОРОНҚОВ

В Ленинградском инженерно-строительном институте ведутся исследования водогазонепроницаемых железобетонных конструкций с листовой арматурой, представляющих собой ограждающие и несущие конструкции, в которых одна из арматурных сеток (внутренняя или наружная) заменена листовой арматурой.

Листовая арматура — это сплошная облицовка конструкции листовой сталью, имеющая дискретную механическую связь с бетоном в виде анкеровки и непрерывную связь благодаря склеиванию металла с цементным гелем и трению. Обе формы связи обеспечивают совместную работу облицовки с бетоном в конструкции как рабочей арматуры при воздействии внешних нагрузок. Стандартные листы арматуры сварены между собой сплошными водогазонепроницаемыми швами через накладки или внахлестку. Открытая поверхность металла защищается от коррозии окраской, торкретированием по приваренной сетке, устройством защитной бетонной стенки, железобетонной рубашки, применением для листовой арматуры лакированной или нержавеющей стали.

Листовая арматура является по существу металлической изоляцией (или, в частности, гидроизоляцией при контакте конструкций с водой или воздухом повышенной влажности), выполняющей одновременно функции рабочей арматуры и учитываемой при расчете элементов конструкции.

Водогазонепроницаемые железобетонные конструкции с листовой арматурой применимы преимущественно для подземных сооружений, в которых технически необходимо и экономически целесообразно использование металлической изоляции; подвалов зданий, заглубленных подземных помещений сооружений (тоннели, коллекторы, галереи, каналы, прямки, переходы). Они могут применяться для емкостей, заполняемых жидкостью (резервуаров, бассейнов, лотков, отстойников) при необходимости полной гарантии от утечки жидкости из сооружения и притока грунтовых вод в него.

Листовая арматура применима как в монолитных, так и в сборных железобетонных сооружениях [1]. Использование ее позволяет сократить расход стержневой арматуры в среднем на 40—60% по сравнению с конструкциями, облицованными металлической изоляцией.

При поперечном изгибе балочных плит, напряженно-деформированное состояние характерно наибольшими сдвигающими усилиями на контакте арматуры с бетоном. Дополнительное воздействие на элемент продольной силы любого знака принципиально не меняет условия совместной работы растянутой листовой арматуры с бетоном. Поэтому принцип армирования сооружений листовой ар-

матурой удобнее всего рассмотреть на примере изгибаемых элементов.

Напрягаемая листовая арматура связана с бетоном за гранями опор при помощи жестких упоров, состоящих из упорной пластины, наклонных стержней и концевых петлевых анкеров (рис. 1). В пролете осуществлена более податливая анкеровка наклонными петлевыми анкерами, позволяющая за счет некоторой деформативности перераспределять сдвигающие усилия между анкерами, в зависимости от характера загрузки элемента.

При армировании предварительно напряженной листовой арматурой плита окаймлена со всех сторон анкерным элементом из двух уголков, соединенных между собой стержнями на сварке. В верхней части устанавливается сетка из стержневой арматуры, поперечные стержни которой служат растянутой рабочей арматурой при напряжении листовой арматуры; а продольные могут учитываться как сжатая арматура при изгибе плиты в период эксплуатации.

Элемент бетонируют в перевернутом положении, так чтобы уровень бетона не дошел до плоскости уголка анкерного элемента на 1,5—2 см. Затем к плоскости уголка по контуру приваривают лист сплошным плотным швом.

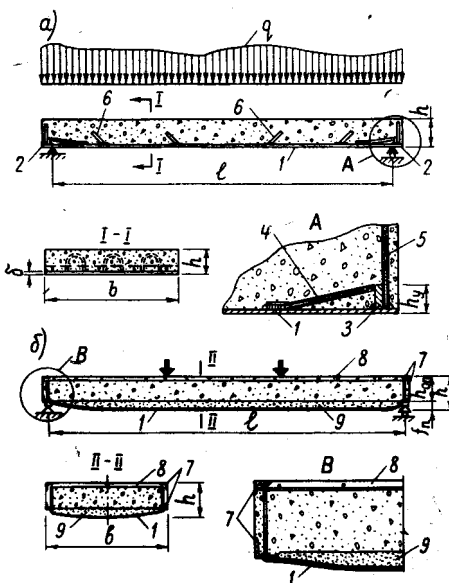


Рис. 1. Изгибаемый конструктивный элемент а — балочная плита с ненапрягаемой листовой арматурой; б — то же, с предварительно напряженной листовой арматурой; 1 — листовая арматура; 2 — жесткие упоры; 3 — упорная пластина; 4 — наклонные стержни жесткости; 5 — концевые петлевые анкера; 6 — наклонные петлевые анкера; 7 — анкерный элемент из двух уголков; 8 — сетка из стержневой арматуры; 9 — инъекционный цементный раствор

Лист имеет два патрубка — приемный и контрольный. К контрольному патрубку присоединяется клапан и контрольный шланг, свободный конец которого поднимается на высоту, необходимую для обеспечения заданного расчетного давления раствора на лист. К приемному патрубку присоединяют невозвратный клапан.

Сначала к приемному патрубку под давлением подают воду и испытывают плотность сварных соединений. После испытаний через приемный патрубок подается цементно-песчаный раствор до тех пор, пока он не начнет выходить из контрольного шланга. Благодаря поперечному давлению раствора лист, как мембрана, выгибается в пологую оболочку двойкой кривизны и напрягается. Тогда перекрывают оба клапана и отсоединяют шланги. Раствор твердеет под давлением, и лист сохраняет предварительное напряжение. Патрубки срезаются и отверстия заделываются приваркой накладок.

Так как мембранные напряжения не достигают предела текучести, лист, стремясь выпрямиться, оказывает на раствор поперечное давление, которое после проявления потерь (за счет усадки раствора, смятия бетона под рабочими поверхностями анкерных элементов и т. п.) будет равно первоначальному расчетному давлению за вычетом суммы потерь. Поперечное давление должно быть не ниже расчетного давления проникающей среды, тогда отслоения листа в процессе эксплуатации не произойдет. Подземное сооружение, например, тоннель может армироваться напрягаемой ненапрягаемой листовой арматурой (рис. 2); при этом листовая арматура стен и дна является самонесущей. Листовая арматура покрытия выполняется в виде последующей облицовки по заложенным анкерным маячным элементам. Связь листовой арматуры стен и дна с бетоном осуществляется наклонными петлевыми анкерами, а покрытия — через анкерные элементы. Защита открытой поверхности металла от коррозии предусмотрена торкретированием по приваренной сетке. Такое армирование применимо при неограниченном давлении проникающей сквозь бетон среды (грунтовой воды).

В большинстве случаев, однако, листовую арматуру целесообразнее располагать с внутренней стороны сооружения из соображений возможности ремонта и для лучшей защиты ее от коррозии. Здесь листовая арматура стен является также самонесущей, а дна — облицовочной, приваренной к маячным элементам. Для жесткой анкеровки ли-

¹ Патрубки для инъекции раствора в полость под лист могут также закладываться в тело элемента при бетонировании.

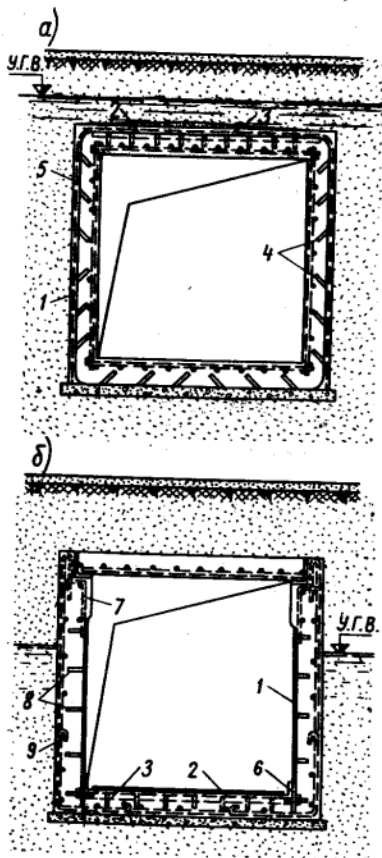


Рис. 2. Армирование тоннеля ненапрягаемой листовой арматурой:

а — наружной прижимаемой; б — внутренней отрываеваемой; 1 — самонесущая листовая арматура стен и дна; 2 — облицовочная листовая арматура покрытия (дна); 3 — анкерные маячные элементы; 4 — наклонные петлевые анкера; 5 — покрытие торкретбетоном по приваренной сетке; 6 — угловые анкерные элементы; 7 — дополнительные анкерующие стержни; 8 — петлевые анкера; 9 — стержневая арматура

стойкой арматуры за гранями опор в нижних углах служат угловые анкерные элементы с взаимно перпендикулярными петлевыми анкерами. Листовая арматура стен в верхней части анкеруется при помощи стержневой арматуры, приваренной к листу, а в пролете — стержневыми анкерами. Защита открытой поверхности металла от коррозии в данном случае производится окраской. Такое армирование применимо при ограниченном давлении проникающей среды — до 1 кг/см^2 , что соответствует напору грунтовых вод, равному 10 м [2].

Более долговечна и надежна конструкция с предварительно напрягаемой листовой арматурой. Она применима как для всего сооружения (рис. 3), так и для дна. Листовая арматура заанкеривается в бетоне через маячные и угловые анкерные элементы с взаимно перпендикулярными петлевыми анкерами. Лист напрягают поочередно в каждой панели.

Армирование сооружений листовой арматурой производится в комбинации со стержневой, так как в рассмотренных случаях изгибающий момент изменяется по длине элементов.

Листовой арматуры главным образом следует использовать сталь марки СНП II-V.3-62 с расчетным сопротивлением $R =$

$= 2100 \text{ кг/см}^2$ (СНП II-V.3-62), толщиной не менее 4 мм — минимальной толщиной по условиям обычной сварки². Расчетная прочность сварных швов принимается по СНП II-V.3-62.

Расчет конструктивных элементов производится по прочности (первое предельное состояние) и в отдельных случаях по деформациям (второе предельное состояние). Для гарантии долговечности стержневой арматуры в определенных условиях могут потребоваться и расчеты по третьему предельному состоянию. Прочность рассчитывается по нормальным и наклонным к продольной оси сечениям, а также для продольной анкерной листовой арматуры. При проектировании конструкций с предварительно напряженной листовой арматурой нужно также рассчитывать анкерку на поперечные усилия предварительного напряжения³.

Продольная анкерка должна обеспечивать заделку листовой арматуры за гранями опор при помощи жестких упоров. При самонесущей листовой арматуре продольная анкерка в пролете элементов может осуществляться конструктивно приваркой петлевых анкеров диаметром 10 мм , наклоненных в сторону опор под углом 45° , с шагом не более 500 мм в обоих направлениях. Облицовочная листовая арматура заанкеривается маячными элементами.

Разработанная методика расчета изгибаемых элементов с листовой арматурой основана на известных положениях расчета обычных железобетонных конструкций, изложенных в СНП II-V.1-62. Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, производится аналогично соответствующему расчету обычных железобетонных конструкций по методам СНП (рис. 4). Условия прочности и границы их применимости имеют следующий вид:

$$M \leq R_n b x (h_0 - 0,5 x); \quad x = \frac{R_n F_L}{R_n b};$$

$$M \leq R_n F_L (h_0 - 0,5 x); \quad x \leq a_{\max} h_0,$$

$$\text{где} \quad h_0 = h - \frac{\delta}{2}; \quad F_L = b \delta.$$

Отличие от известной методики заключается в том, что расчетное сопротивление листовой арматуры $R_n = m_n R$, где величина коэффициента условий работы листовой арматуры m_n колеблется в пределах от $0,5$ до $0,8$ в зависимости от типа анкеровки. R — расчетное сопротивление свободного металла, принимаемое по СНП II-V.3-62.

Расчеты также можно производить с помощью вспомогательных таблиц с параметрами α, γ, A_0 , и соответствующих формул, включающих эти параметры, подставляя в них вместо расчетного сопротивления арматуры R_n расчет-

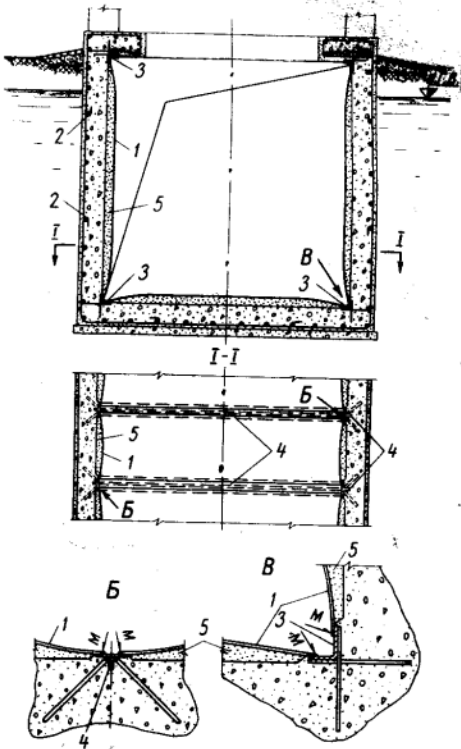


Рис. 3. Армирование сооружения предварительно напряженной листовой арматурой: 1 — листовая арматура; 2 — стержневая арматура; 3 — угловые анкерные элементы; 4 — анкерные маячные элементы; 5 — инъекционный цементный раствор

ное сопротивление растянутой листовой арматуры R_n .

В обычных достаточно гибких плитах с листовой арматурой при отсутствии в зоне действия поперечной силы жестких упоров или ребер жесткости, приваренных к листу и пересекающих всю ширину сечения, прочность и трещиностойкость наклонных сечений обеспечивается при соблюдении условия СНП II-V.1-62:

$$Q = \leq R_p b h_0.$$

Если в сечениях имеются ребра из прокатных профилей, расположенные в растянутой зоне, они нарушают сплошность бетона в этих местах и значительно ослабляют сечения. Проверка прочности, а также трещиностойкости наклонных сечений при этом может производиться по эмпирическому условию, полученному в работе [2].

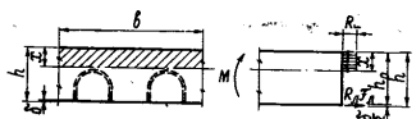


Рис. 4. Расчетная схема и распределение внутренних усилий в предельном состоянии по прочности нормального сечения

Продольная анкерка листовой арматуры рассчитывается разными методами в зависимости от типа примененных анкеров. Для сборных элементов целесообразно устанавливать жесткий упор, рас-

² При эксплуатации конструкции в особо агрессивной среде (химические и радиохимические производства, ядерные установки и т. п.) возможно использование специальных сталей меньшей толщины.

³ Изложенные ниже положения относятся главным образом к конструкциям с ненапрягаемой листовой арматурой. При проектировании конструкций с напрягаемой листовой арматурой надо учитывать ряд специфических особенностей ее работы, рассмотреть которые в журнальной статье не представляется возможным.



Рис. 5. Жесткий концевой упор

пложенный за гранью опоры, расчет которого заключается в определении площади смятия $F_{см}$ или высоты упора h_y . Концевой упор, примененный для элемента с листовой арматурой $\delta = 4$ мм (рис. 5), рассчитывается на продольное усилие в листовой арматуре, равное $N_{л} = R_{л} F_{л}$. Условие прочности представляется в виде

$$N_{л} \leq R_{пр} F_{см},$$

откуда находится требуемая высота упора:

$$h_y \geq \frac{R_{л}}{R_{пр}} \delta.$$

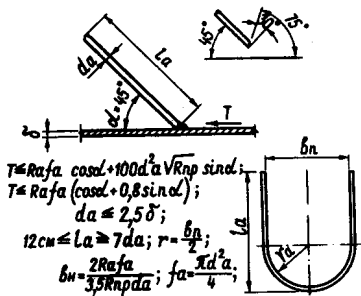


Рис. 6. Расчет и конструирование наклонных петлевых анкеров

Петлевые анкеры и наклонные стержни назначаются конструктивно в зависимости от толщины листовой арматуры и упора.

Жесткие концевые упоры можно проектировать и другой конструкции, например в виде угловых анкерных элементов с взаимно перпендикулярными петлевыми анкерами. Иногда вместо концевых упоров по конструктивным соображениям может оказаться более удобной установка наклонных петлевых анкеров в пролете. При этом наклонными анкерами должно быть воспринято все усилие $N_{л}$. Расчет и конструирование таких анкеров⁴ следует производить в соответствии с рис. 6.

Надо отметить, что распределенная анкеровка с помощью петлевых анкеров обеспечивает наибольшую жесткость конструкций с листовой арматурой.

Как показывает практика проектирования сооружений, в которых предусмотрено применение конструкций с листовой арматурой, эксплуатационная пригодность элементов, как правило, лимитируется прочностью, а не деформациями. Тем не менее, при исследовании элементов с листовой арматурой проверена возможность распространения на них методики расчета СНиП по деформациям. Весь аппарат расчета вполне применим, а результаты дают удовлетворительное совпадение с опытными при варьировании параметра ν в пределах от 0,5 (по СНиП) до 0,25 в зависимости от типа анкеровки⁵ и кубиковой прочности бетона.

Теоретические и экспериментальные

⁴ Методика расчета разработана применительно к сталежелезобетонному мостостроению (см. Н. Н. Стрелецкий. Сталежелезобетонные мосты. Изд. «Транспорт», М., 1965).

⁵ Исследования проводились при кратковременном нагружении образцов.

(лабораторные) исследования позволили предложить методику расчета и конструирования элементов с листовой арматурой. Они были проверены при экспериментальном проектировании и строительстве подземного тоннеля длиной 150 м. Натурные испытания тоннеля подтвердили удобство и достаточную надежность методики проектирования конструкций с листовой арматурой [3]. Опытное строительство позволило оценить также реальную экономическую эффективность конструкций с листовой арматурой в сравнении с конструкциями с металлической изоляцией. Экономия стержневой арматуры составила 43% ее общего количества.

Выводы

Напряженно-деформированные состояния элементов с листовой арматурой могут быть описаны при помощи расчетного аппарата. СНиП II-V.1-62 на основе современных представлений теории железобетона.

Конструкциям с листовой арматурой можно назвать железобетонными и включить их в понятие «железобетонные конструкции».

Термин «листковая арматура» можно включить в понятие «арматура для железобетонных конструкций».

ЛИТЕРАТУРА

1. Воронков Р. В. Унифицированные сборные железобетонные тоннели с листовой арматурой. Исследования в области железобетонных конструкций. Сб. трудов ЛИСИ, вып. 58, Л., 1969.
2. Воронков Р. В. Водогазонепроницаемые железобетонные конструкции с предварительно напряженной листовой арматурой. Сб. Проектирование строительных конструкций. ЛДНТП, Л., 1969.
3. Воронков Р. В. Стальная гидроизоляция как арматура подземных железобетонных сооружений. «Промышленное строительство», № 9, 1967.

УДК 666.973.002.612

О теплофизических свойствах шлакопемзопенобетона

Канд. физ. мат. наук Л. П. КУБИС, инж. Т. И. БАБАНИНА

Теплофизические свойства шлакопемзопенобетона, приготовленного на материалах Приднепровья с использованием пенообразователя ПБ* и лессовидного суглинка как дисперсной добавки, в течение ряда лет изучались в Днепропетровском филиале НИИСП.

Шлакопемзопенобетон — это сложная комбинация структур пенобетона и шлакопемзобетона, сильно различающихся рядом своих теплофизических параметров. Изучение дифференциальной пористости шлакопемзобетона в пределах линейных размеров пор $L \geq 20$ мк приводит к заключению, что с ростом соотношения

и объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона и при неизменной объемной массе поризованного теста $\gamma_{пм}$ в материале формируется все более однородная и мелкопористая структура, и это обуславливает, с одной стороны, тенденцию к уменьшению коэффициента теплопроводности λ и с другой — увеличению сорбционной влажности бетона $w_{сорб}$. Речь идет лишь о «тенденции» к уменьшению коэффициента теплопроводности потому, что при определенном значении κ , зависящем от величины $\gamma_{пм} = const$, коэффициент теплопроводности имеет экстремум: $\lambda = \lambda_{макс}$. Этот экспериментальный факт объясняется существованием максимума плотности бетона или минимума его общей пористости при изменении значений κ . Дело в том, что для малых значений κ (мало пеномассы, много щебня)

пеномасса полностью не заполняет пустоты в щебне и бетон имеет неплотную, «ажурную» структуру; при больших же значениях κ (мало щебня, много пеномассы) непрочная, пористая структура обуславливается соответствующими свойствами поризованного теста. В промежутке между указанными значениями κ должна быть максимальная плотность материала. При объемной массе шлакопемзопенобетона $\gamma \approx 480$ кг/м³, использовании портландского цемента марки 500 и для $\gamma_{пм} \approx 1100$ кг/м³ шлакопемзопенобетон имеет общую пористость, представленную на рис. 1 и, как видно, обладающую минимумом в точке $\kappa \approx 1:1,75$, что свидетельствует о существовании максимума плотности материала в этой точке. Соответственно этому ведет себя и объемная масса бетона с

* Г. В. Пухальский, К. Л. Протопопова. Шлакопемзопенобетон и его применение в производстве стеновых панелей. «Бетон и железобетон», 1967, № 3.

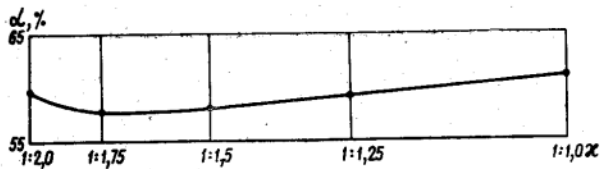


Рис. 1. Зависимость общей пористости шлакопемзопенобетона от соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона

изменением соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона. При тех же исходных параметрах бетона и при его нулевой влажности получается кривая зависимости $\gamma(k)$, представленная на рис. 2, и, как видно, имеющая максимум при том же значении $k \approx 1:1,75$. При $\gamma_{\text{пм}} \approx 1200 \text{ кг/м}^3$ и прочих равных данных максимум значений γ шлакопемзопенобетона (см. рис. 2) получается при

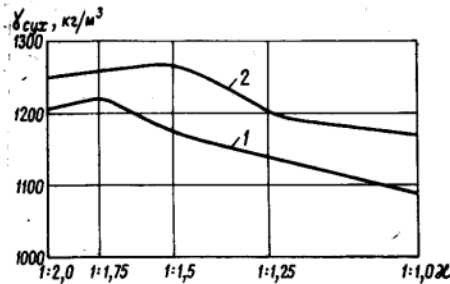


Рис. 2. Зависимость объемной массы шлакопемзопенобетона с нулевой влажностью от соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона

$k \approx 1:1,50$. Этот «сдвиг» $\gamma_{\text{макс}}$ соответствует тому факту, что для получения наибольшей объемной массы шлакопемзопенобетона легкую пеномассу нужно брать в меньшем объеме, чем тяжелую пеномассу относительно того же объема шлакопемзопенобетона. Таким образом, при неизменной объемной массе поризованного цементного теста коэффициент теплопроводности шлакопемзопенобетона как функция соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона имеет максимум, обусловленный существованием максимума плотности материала, и уменьшается при дальнейшем возрастании этого соотношения вследствие увеличения степени однородности структуры

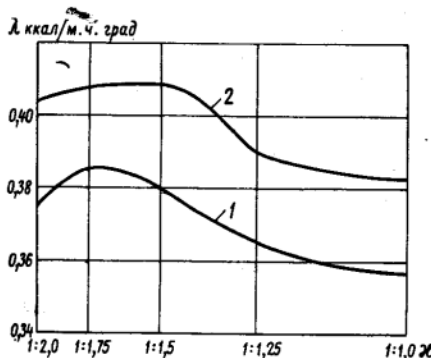


Рис. 3. Зависимость коэффициента теплопроводности шлакопемзопенобетона от соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона

и общей пористости с одновременным уменьшением линейных размеров пор. На рис. 3 показана зависимость $\lambda(k)$ для двух объемов пеномасс. Влажность шлакопемзопенобетона с $\gamma_{\text{пм}} \approx 1100 \text{ кг/м}^3$ была $w \approx 3,7-3,9\%$, а при $\gamma_{\text{пм}} \approx 1200 \text{ кг/м}^3$ $w \approx 5,0-5,2\%$ относительно сухой массы материала. Коэффициенты теплопроводности λ_0 и соответствующие им объемные массы γ_0 шлакопемзопенобетона с нулевой влажностью для $\gamma_{\text{пм}} \approx 900 \div 1200 \text{ кг/м}^3$ и для различных значений k приведены в табл. 1.

При произвольных влажностях материала коэффициент теплопроводности может быть определен по формуле:

$$\lambda_w = \lambda_0 + 0,012 w.$$

В частности, при $w = w_{\text{сорб}}$ получается коэффициент теплопроводности, соответствующий значению влажности.

Относительно поведения сорбционной влажности шлакопемзопенобетона при изменении соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона и неизменной объемной массе поризованного цементного теста могут быть высказаны следующие соображения. При одинаковых объемных массах пенобетон обладает большей сорбционной влажностью, чем шлакопемзопенобетон; поэтому с ростом k (пеномассы больше) шлакопемзопенобетон по своим свойствам приближается к пенобетону и его сорбционная влажность возрастает; в то же время увеличившееся количество пеномассы уменьшает объемную массу шлакопемзопенобетона. Таким образом, свойственное многим строительным материалам возрастание сорбционной влажности с увеличением объемной массы принципиально невыполнимо для шлакопемзопенобетона. С точки зрения строения шлакопемзопенобетона — чем более однородна его структура и меньше линейные размеры пор при большей общей пористости, тем больше значение $w_{\text{сорб}}$. Следовательно, фактор, благоприятно влияющий на теплопроводность шлакопемзопенобетона, ухудшает его сорбционную влажность. В Приднестровье проектирование конструкций ведется

$\gamma_{\text{пм}}, \text{ кг/м}^3$	При нулевой влажности материала	
	$\gamma_0, \text{ кг/м}^3$	$\lambda_0, \text{ вт/м.град}$
900	1030-1130	0,336-0,371
1000	1080-1180	0,348-0,383
1100	1130-1230	0,360-0,394
1200	1180-1280	0,371-0,406

Примечание. Интервалы значений γ_0 и λ_0 соответствуют различным соотношениям объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона.

из расчета относительной влажности воздуха $\phi = 86\%$. Определенные при этом значении сорбционные влажности шлакопемзопенобетона при различных значениях k и при $\gamma_{\text{пм}} \approx 1100 \text{ кг/м}^3$ и $\gamma_{\text{пм}} \approx 1200 \text{ кг/м}^3$ даны в табл. 2 в процентах к сухой массе бетона.

Коэффициенты паропроницаемости μ' шлакопемзопенобетона подтверждают своеобразие его структуры: при изменении соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона и постоянной объемной массе пеномассы коэффициент паропроницаемости принимает минимальное значение, соответствующее максимуму плотности бетона (рис. 4). Числовые значения μ' при этом колеблются в пределах: при $\gamma_{\text{пм}} =$

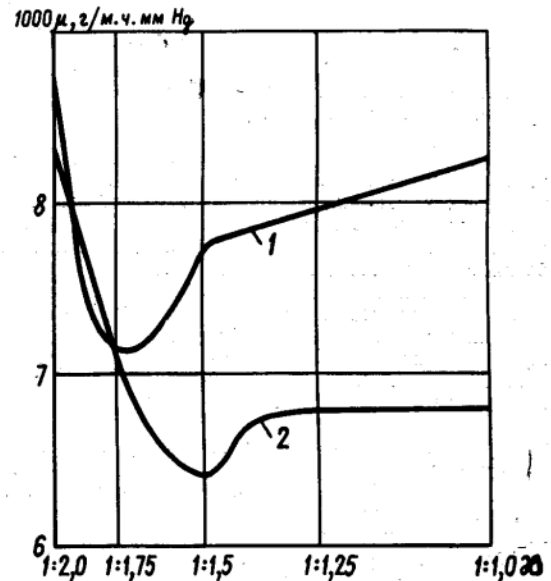


Рис. 4. Зависимость коэффициента паропроницаемости от соотношения объемов пеномассы и шлакопемзопенобетона в шлакопемзопенобетоне

1.— $\gamma_{\text{пм}} \approx 1100 \text{ кг/м}^3$; 2 — $\gamma_{\text{пм}} \approx 1200 \text{ кг/м}^3$

Таблица 2

$\gamma_{\text{пм}}, \text{ кг/м}^3$	Сорбционные влажности шлакопемзопенобетона					
	k	1:2,0	1:1,75	1:1,50	1:1,25	1:1,00
1200		3,43	3,84	4,46	5,24	6,43
1100		5,36	5,80	6,45	7,27	8,53

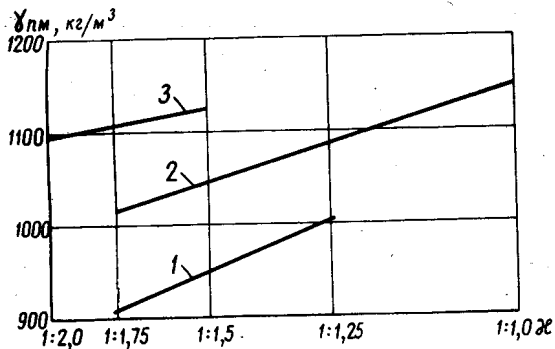


Рис. 5. Объемная масса поризованного цементного теста в зависимости от соотношения объемов пены и щебня в шлакопемзобетоне постоянной прочности

1— $R=4,0$ Мн/м²; 2— $R=6,0$ Мн/м²; 3— $R=8,0$ Мн/м²

$=1100$ кг/м³ от $0,0071$ г/м·ч·мм·Hg до $0,0087$ г/м·ч·мм·Hg; при $\gamma_{пм} = 1200$ кг/м³ — от $0,0064$ г/м·ч·мм·Hg до $0,0083$ г/м·ч·мм·Hg. Следовательно, чем

нельзя получить при различных γ одну и ту же марку бетона. Для обеспечения постоянства прочности шлакопемзобетона нужно с увеличением относитель-

меньше плотность бетона (больше общая пористость), тем больше его коэффициент паропроницаемости. Подобно тому, как объемная масса, коэффициенты теплопроводности и паропроницаемости, а также общая пористость, как функции соотношения объемов пены и шлакопемзобетона, при постоянной объемной массе пены имеют экстремальные значения, прочность шлакопемзобетона при идентичных условиях имеет максимум, соответствующий максимуму плотности структуры. Из этого следует, что на поризованном цементном тесте постоянной объемной массы

объема пены одновременно увеличивать ее объемную массу (рис. 5). В отличие от других материалов теплофизические параметры шлакопемзобетона весьма «чувствительны» к изменениям его структуры и это дает возможность регулировать указанные свойства в сравнительно широких пределах.

Выводы

Из всех исследованных разновидностей шлакопемзобетона лучшим по теплофизическим свойствам оказался бетон с соотношением объемов пены и шлакопемзобетона 1:1,25; но если пренебречь повышением коэффициента теплопроводности на 3—4%, следует рекомендовать в качестве оптимальных соотношений 1:1,75 и 1:1,50, поскольку они обеспечивают сравнительно высокую прочность при относительно малом расходе цемента.

УДК 666.972:66.046.8

Тепловыделение цемента при автоклавной обработке бетонов

Канд. техн. наук И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, инж. Ф. Ю. МАМЕДОВ

В последние годы внимание исследователей все больше привлекает явление тепловыделения цемента при твердении его в бетоне. Этот интерес вызван тем, что при тепловлажностной обработке бетонов тепло, выделенное при гидратации цемента, изменяет температурное поле в изделии, влияет на величину термических напряжений, снижает расход теплоносителя. Значение закономерностей тепловыделения способствует точному определению оптимальных режимов тепловлажностной обработки бетонов. По интенсивности тепловыделения можно судить о кинетике твердения цементных растворов и бетонов.

Закономерности тепловыделения в бетоне в процессе гидратации цементов исследованы при температуре ниже 90°С в основном калориметрическими методами [1], недостатками которых являются низкая точность, необходимость предварительной тарировки, сложность проведения эксперимента и обработки полученных результатов, невозможность применения их при нестационарных температурных режимах. Отсутствие методики определения тепловыделения бетонов при температуре выше 100°С, и в частности, при автоклавной обработке вызвано трудностью подсчета дополнительного тепла, полученного в результате экзотермических реакций.

При прогреве бетона в автоклаве с насыщенной паровой средой существует строгое соответствие между величиной давления P_s и температурой насыщения водяного пара t_s . В период изотермического прогрева изделий температура их не может быть большей, чем величина t_s . Поэтому внутренние тепловыделения в бетоне не вызывают повышения температуры обрабатываемых в автоклаве изделий, а приводит к вскипанию перегреваемой свободной влаги в материале и удалению ее в парообразной фазе.

Отсутствие влияния тепловыделений на температурное поле в бетоне в период изотермического выдерживания является основной причиной неудач в попытках определения тепловыделений цемента в автоклавах. Эта задача могла быть решена только при наличии новой методики исследования тепловыделений, разработанной ВНИПИ Теплопроект при участии АзНИИСМиС им. С. А. Дадашева (Баку).

В основу методики положен принцип дифференциального калориметра с расположением рабочего и эталонного сосудов

в объеме бароклава. Бароклав обеспечивает раздельное и независимое регулирование давления и температуры среды. Это условие реализуется использованием в качестве среды в бароклаве сжатого газа (воздуха, азота), подаваемого из баллона и подогреваемого электрическими нагревателями внутри бароклава (рис. 1). Температурный режим в эталонном

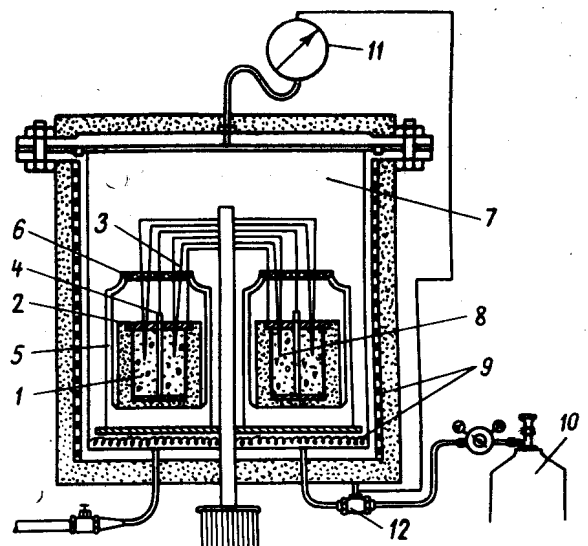


Рис. 1. Схема экспериментальной установки для определения тепловыделения цемента при его твердении в бетоне: 1 — образец; 2 — первый электрод; 3 — термодатчики; 4 — второй электрод; 5 — калориметр; 6 — резиновая крышка калориметра; 7 — бароклав; 8 — модельное тело; 9 — нагреватели; 10 — баллон сжатого газа; 11 — контактный манометр; 12 — соленоидный клапан

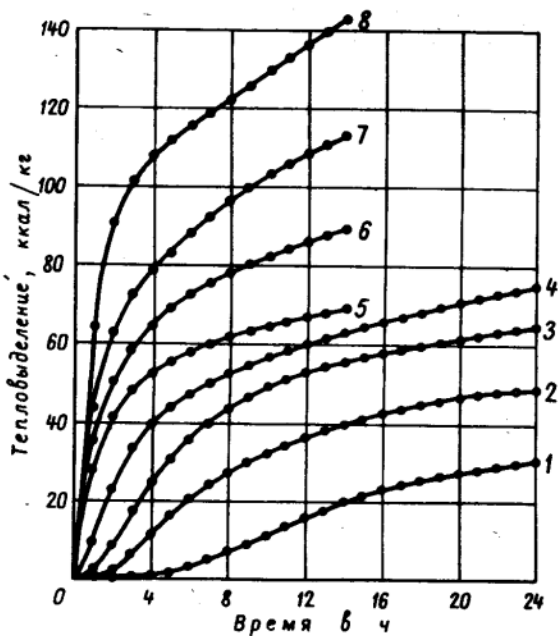


Рис. 2. Кинетика тепловыделения цемента Белгородского завода при его твердении в бетоне при температуре 1 — 20°С; 2 — 40°; 3 — 60; 4 — 80; 5 — 100°; 6 — 120; 7 — 140; 8 — 174°С

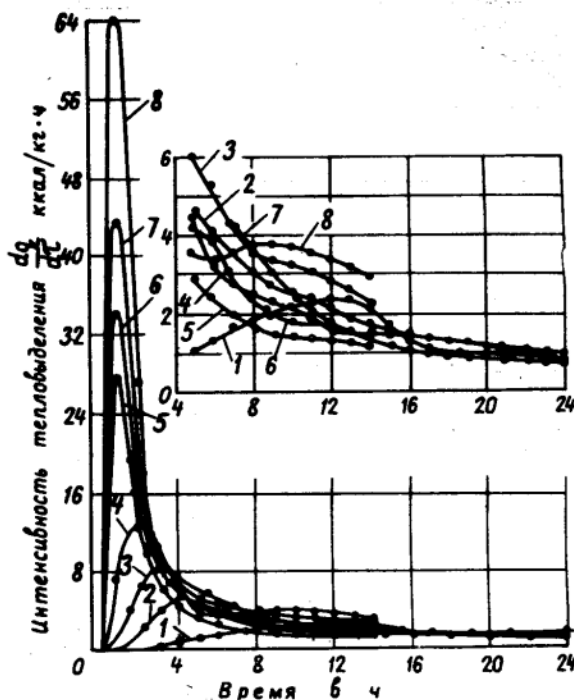


Рис. 3. Интенсивность тепловыделения цемента Белгородского завода при его твердении в бетоне при температуре: (Обозначения как на рис. 2)

теле, представляющем модель бетона, с заменой цемента тонкомолотой добавкой, имитирует режим исследуемого тела с помощью электропрогрева.

Электропрогрев производится с использованием в качестве электродов боковой поверхности цилиндрической формы и медной трубки для ввода термодар. Днище и крышка форм изготовлены из текстолита. Крышка формы препятствует испарению влаги из эталонного образца, но ввиду отсутствия герметичности допускает передачу давления среды в бароклаве на образец. Аналогичное конструктивное оформление имеет и рабочий сосуд с исследуемым материалом. Идентичность тепловых режимов в рабочем и эталонном сосудах обеспечивается системой слежения, состоящей из дифференциальной термодары и микроамперметра М-95, оборудованного фотоспротивлением.

При разбалансе плечей дифференциальной термодары электропрогрев модельного тела производится включением промежуточного реле с усилителем. Температура среды бароклава, модельного и рабочего тела контролируется электронным потенциометром типа ЭПП-09. Величина теплового эффекта цемента при твердении бетона определяется расходом электроэнергии, рассчитанным по показаниям самопишущих амперметра и вольтметра типа Н-370.

В исследованиях использован цемент Белгородского завода марки 500 удельной поверхностью 3500 см²/г состава: С₃S — 64%, С₂S — 14%, С₃A — 4%, С₄AF — 14%. Кремнеземистым компонентом служила песковая фракция шлама Кировабадского алюминиевого завода тонкостью помола 3500 см²/г. Химический состав песка (в %): SiO₂ — 81,4; Al₂O₃ — 3,11; Fe₂O₃ — 6,04; CaO — 4,57; MgO — 1,86; SO₃ — 0,35; п. п. п. — 0,67.

Тепловыделение исследовалось на составе, разработанном АзНИИСМ и С, с расходом на 1 м³ цемента 359 кг, известки 21 кг, песка 530 кг и воды 320 л.

Расчет тепла, выделившегося при гидратации цемента в бетоне, производился по следующей формуле

$$Q = \frac{k}{4,18 \cdot 10^3} I U \tau,$$

где Q — количество тепла в ккал, выделенного 1 кг цемента;

k — коэффициент, учитывающий количество цемента в бетоне;

I — сила тока в а;

U — напряжение в в;

τ — время в сек.

При установлении роли температурного фактора в процессе

тепловыделений влияние остальных факторов исключалось применением образцов с постоянным В/Ц и составом.

Исследования при 20, 40, 60 и 80°С продолжались 24 ч, а при 100, 120, 140 и 174°С — 14 ч, что приблизительно соответствует времени автоклавной обработки изделий.

На рис. 2 показаны кривые кинетики тепловыделений цемента Белгородского завода в процессе твердения его в бетоне, при различной температуре среды. Увеличение температуры среды с 20 до 100°С приводит к росту тепловыделения в 14-часовом возрасте с 20 до 69 ккал/кг, а при 174°С в этом же возрасте оно достигает 142 ккал/кг.

Зависимость интенсивности тепловыделения от продолжительности периода гидратации при автоклавной обработке бетонов показана на рис. 3, из которого видно, что интенсивность тепловыделений при температуре 20°С очень низка. Максимум интенсивности при этой температуре наступает через 12 ч и равен 2,37 ккал/кг·ч. При повышении температуры среды и бетона до 40°С интенсивность тепловыделений увеличивается до 5,21 ккал/кг·ч и максимум тепловыделений наступает через 4 ч от начала прогрева. Повышение температуры бетона в автоклаве до 174°С увеличивает интенсивность тепловыделений до 64,19 ккал/кг·ч.

Наибольшей интенсивностью в 14-часовом возрасте обладает бетон при температуре 174°С, численная величина которой в этот момент равна 2,99 ккал/кг·ч. Можно предположить, что такое высокое значение интенсивности обусловлено реакцией взаимодействия цемента с молотым песком. Для проверки настоящего предположения определялось тепловыделение чистого цементного теста. В таблице для сравнения даны значения удельного тепловыделения в бетоне и цементном тесте.

В цементном тесте количество выделенного тепла значительно меньше, чем в бетоне. Такое уменьшение тепловыделения, по-видимому, обусловлено как вышеуказанным предположением, так и тем, что количество цемента в цементном тесте было в 2,3 раза большим, чем в бетоне. Увеличение расхода цемента [2] приводит к уменьшению удельного тепловыделения. Влияния давления на кинетику тепловыделения при 140°С и давлении газовой среды в бароклаве 5 и 10 атм не было обнаружено.

Так как прогрев изделий на первом этапе автоклавной обработки бетонов происходит при нестационарном тепловом режиме, была определена кинетика тепловыделения при увеличении температуры от 20 до 174°С в течение 2 ч (рост температуры бетона от 20 до 65°С продолжался 45 мин. Выделено 0,5 ккал/кг тепла. Увеличение температуры бетона от 65 до 95°С происходило со скоростью 1 град/мин. При

Материал	Тепловыделение в ккал/кг·ч при продолжительности твердения в ч													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Бетон	64,19	90,98	100,86	107,83	111,33	114,70	118,20	121,96	125,69	129,39	132,95	136,32	139,46	142,45
Цементное тесто	39,00	55,50	63,60	68,10	71,30	73,55	75,65	77,25	79,75	81,55	83,45	85,25	87,00	88,70

этом за первые 15 мин гидратации бетона выделилось 1,5, а за вторые 5 ккал/град тепла. Далее за каждые 15 мин происходило увеличение температуры бетона от 95 до 112, от 112 до 135 и от 135 до 174°С; соответственно было выделено 6,5; 10 и 14 ккал/кг тепла. Таким образом на первом этапе автоклавной обработки бетонов при подъеме температуры бетона от 20 до 174°С за 2 ч твердения бетона выделено в результате экзотермической реакции 37,5, а в следующие 12 ч твердения при 174°С 102,7 ккал/кг тепла.

Проведенные исследования не исчерпывают естественно всех вопросов, связанных с тепловыделениями гидратирующихся цементов при автоклавной обработке. Их следует рассматривать как начальный этап работы, позволивший проверить новую методику исследований и выявить общий характер процессов внутренних тепловыделений в широком диапазоне температур. Так, например, результаты исследований подтвердили универсальность разработанной методики изучения экзотермических реакций. Используемая в работе методика дала возможность установить отсутствующие в литературе значения тепловыделения при температуре свыше 180°С в условиях изотермического температурного режима и, что представляется особенно важным, в нестационарных температурных условиях. Последнее делает возможным изучение сложных процессов гидратации цемента при реальных режимах автоклавной обработки.

Полученные данные свидетельствуют о том, что тенденции в развитии процессов тепловыделения, выявленные ранее при температуре до 100°С, сохраняются и при более высокой температуре. Качественного скачка в процессах тепловыделений при переходе в область давлений, превышающих атмосферное, не наблюдается.

По мере перехода на более высокие уровни изотермиче-

ского режима кривые интенсивности тепловыделений носят более яркий экстремальный характер с увеличением абсолютной величины $\frac{dQ}{d\tau}$ и сокращения времени наступления экстремума.

При автоклавной обработке на процесс гидратации могут влиять два термодинамических параметра: температура и давление.

Определяющий характер имеет температурная функция, так как абсолютная величина избыточного давления в автоклаве в исследуемом диапазоне (1—10 атм) практически не влияет на процесс гидратации.

Выводы

Методика, разработанная ВНИИПИ Теплопроект при участии АзНИИСМиС, позволила определить кинетику и интенсивность тепловыделений цемента при автоклавной обработке в температурном диапазоне 20—174°С.

Исследования тепловыделений при реальном режиме автоклавной обработки установили степень гидратации цемента и его экзотермию на стадиях прогрева и изотермического выдерживания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Запорожец И. Д., Окороков С. Д., Парийский А. А. Тепловыделение бетона. Стройиздат, 1966.
2. Запорожец И. Д., Окороков С. Д., Парийский А. А. Исследования тепловыделения бетона как фактора подлежащего учету при назначении режимов ускоренного твердения бетонов. Труды РИЛЕМа, 1964.

УДК 624.07

О внецентренном сжатии бетонных элементов в предварительно напряженной спиральной обойме

Инж. В. Б. КАФФКА, кандидаты техн. наук В. И. КАРПИНСКИЙ, Е. В. ПАЛАГИН

Во Всесоюзном научно-исследовательском институте транспортного строительства (ЦНИИС) были проведены исследования бетонных элементов в предварительно напряженной спиральной обойме при внецентренном сжатии. Величина эксцентриситетов выбиралась с учетом реальных смещений усилий в элементах стержневых железобетонных конструкций транспортных сооружений и находилась в пределах ядра сечения элементов.

Было испытано 5 серий цилиндрических образцов диаметром $D_n = 15$ см и длиной $l = 60$ см (см. таблицу). Марка бетона ($M = 600$) и характеристики напряженной спиральной обоймы приняты постоянными для всех образцов. Бетонную смесь состава 1:0,9:2,34 при

$V/C = 0,33$ приготавливали на цементе марки 600 (ГОСТ 310—41) Белгородского завода целиком на всю партию образцов. Уплотняли бетонную смесь на лабораторном вибростоле с частотой колебаний 2800 в мин и амплитудой 0,5 мм. Образцы партии ЭК-31 и ЭК-32 армировали легким каркасом из шести продольных стержней диаметром $d_a = 6,3$ мм из стали класса А-III и пределом прочности $R_n^H = 240$ Мн/м². После набора бетоном проектной прочности образцы обматывали предварительно напряженной высокопрочной проволокой диаметром $d_{сп} = 1,6$ мм и пределом прочности $R_n^H = 2150$ Мн/м² с шагом витков спирали $S = 4$ мм. Предварительное напряжение высокопрочной проволо-

ки $R_n = 0,65 R_n^H$ обеспечивали грузом заданной величины, натягивающим наматываемую на образец проволоку. Боквое давление спиральной обоймы в предельном состоянии составляло $P = 14,1$ Мн/м².

Образцы испытывались при центрально приложенной нагрузке $l_0 = 0$, при эксцентриситете, равном половине размера ядра сечения образца $e_0 = 0,125 r$ (r — радиус сечения бетонного сердечника) и эксцентриситете, равном радиусу ядра сечения образца $e_0 = 0,25 r$. Кроме того, две серии образцов были испытаны при эксцентриситете $e_0 = 0,5 r$.

Наряду с испытанием образцов в напряженной спиральной обойме были испытаны образцы-близнецы без обоймы при тех же величинах эксцентриситетов.

Результаты испытания образцов в предварительно напряженной спиральной обойме (среднее по трем образцам)

Серия	Эксцентриситет e_0 r	Прочность бетона в спиральной обойме $R_{сп}^H$, $Мн/м^2$	Прочность бетона в обойме $R_{сп}$, $Мн/м^2$	Разрушающая нагрузка $N_p^{e_0}$, т	Коэффициент снижения несущей способности $K = \frac{N_p^{e_0}}{N_p^H}$	Несущая способность сердечника $N_6^{e_0} = KN_6^H$, т	Несущая способность обоймы $N_{сп} = N_p^{e_0} - N_6^{e_0}$, т	Несущая способность фиктивной трубы $KR_{сп}^H \times F_{сп}$, т	Коэффициент прироста прочности $\beta = \frac{N_{сп}}{N_6}$	Коэффициент эффективности обоймы $\alpha = \frac{N_{сп}}{KR_{сп}^H F_{сп}}$	Несущая способность теоретическая $N_{теор}$, т	Точность формулы $t = \frac{N_p^{e_0}}{N_{теор}}$
ЭК-16-I ЭК-16-II ЭК-16-III	0 0,25 0,5	58,5	—	103,3 78,3 43,0	1 0,757 0,415	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	— 82,3 —	— 0,95 —
ЭК-19-I ЭК-19-II ЭК-19-III	0 0,25 0,5	59,0	135,0	239,0 178,3 87,6	1 0,747 0,366	104,2 79,0 43,2	130,3 99,3 44,4	49,5 37,5 20,6	1,25 1,28 1,03	2,63 2,65 2,16	228,2 182,2 —	0,95 0,98 —
ЭК-32-I ЭК-32-II ЭК-32-III	0 0,125 0,25	67,7	—	128,3 103,3 83,3	1 0,807 0,648	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	— 106,5 95,8	— 0,97 0,87
ЭК-31-I ЭК-31-II ЭК-31-III	0 0,125 0,25	56,0	134,0	236,0 173,3 141,3	1 0,734 0,603	99,0 79,8 64,2	137,0 93,5 77,1	49,5 40,0 32,1	1,34 1,18 1,17	2,68 2,34 2,47	227,5 198,0 178,5	0,96 0,87 0,79
ЭК-33-I ЭК-33-II ЭК-33-III	0 0,125 0,25	41,5	111,0	195,5 163,0 148,0	1 0,835 0,758	73,3 61,2 55,5	122,2 101,8 92,5	49,5 41,4 37,6	1,67 1,66 1,66	2,47 2,47 2,47	197,3 175,0 157,5	1,01 0,93 0,94

Такая методика испытаний позволила сопоставить влияние величин эксцентриситетов на несущую способность образцов в обойме и без нее, а также определить эффективность напряженной спиральной обоймы при внецентренном сжатии.

При испытании продольные и поперечные деформации бетона образцов измерялись электротензодатчиками. Показания датчиков контролировались индикаторами часового типа на базе 20 см.

Большое внимание было уделено разработке способа передачи нагрузки на образец, обеспечивающего точно заданный эксцентриситет приложения внешней силы. Для этого были сконструированы специальные опорные части, при помощи которых осуществляли центральную передачу нагрузки и передачу нагрузки с заданным эксцентриситетом (10, 19 и 37,5 мм).

О правильности установленного эксцентриситета судили по работе контрольного индикатора, расположенного в наименее нагруженной зоне образца: при приложении нагрузки на границе ядра сечения этот индикатор показывал отсутствие деформаций, а боковые индикаторы — одинаковые величины деформаций.

Образцы испытывались на прессе грузоподъемностью 500 т. Нагружение производилось ступенями величиной 5—10% от предполагаемой разрушающей нагрузки. Продольные и поперечные деформации бетона измерялись при помощи электротензодатчиков. Показания их контролировались индикаторами. Отсчеты по электротензодатчикам отмечались после каждой ступени нагружения вплоть до разрушения образца.

Образцы на внецентренное сжатие испытывались в два приема: вначале образец, установленный центрально, нагружался частично — на 25% разрушающей нагрузки, затем после разгрузки переводился в необходимое внецентренное по-

ложение и нагружался до разрушения (рис. 1).

Результаты частичного нагружения позволили построить начало кривой $N—e$, а затем продолжить ее по аналогии с образцами, испытанными ранее на центральном сжатии. Построение на том же графике зависимости $N—e$ по результатам испытания образцов на внецентренное сжатие позволяет наглядно показать изменение величин деформаций при одинаковых нагрузках для центрального и внецентренного сжатия.

Все образцы в напряженной спиральной обойме разрушались хрупко, со

«взрывом», при этом одновременно разрывалось 10—15 витков спирали. Разрушение бетона происходило по наиболее сжатой зоне (рис. 2).

Снижение несущей способности внецентренно сжатых бетонных образцов в напряженной спиральной обойме и образцов без обоймы определялось коэффициентом

$$K = \frac{N_p^{e_0}}{N_p^H} \quad (1)$$

где $N_p^{e_0}$, N_p^H — несущая способность внецентренно сжатых и центрально сжатых образцов.

Несущая способность внецентренно сжатых бетонных образцов в напряженной спиральной обойме, испытанных с эксцентриситетом $e_0=0,125 r$, снизилась по сравнению с несущей способностью центрально сжатых образцов на 17% (рис. 3).

При эксцентриситете $e_0=0,25 r$ несущая способность образцов в обойме снизилась на 25%, а несущая способность образцов без спиральной обоймы снизилась в среднем также на 25%. Относительная несущая способность образцов в обойме, испытанных с эксцентриситетом за пределами ядра сечения $e_0=0,5 r$, по сравнению с относительной несущей способностью образцов без обоймы снизилась на 12%.

Несущая способность внецентренно сжатых образцов в обойме с продольной арматурой уменьшилась на большую величину, чем для аналогичных образцов без продольной арматуры. Это произошло из-за выпучивания арматурных стержней и преждевременного разрыва напряженной спиральной обоймы.

Одинаковое относительное снижение несущей способности образцов со спиралью и без спирали с эксцентриситетом нагрузки в пределах ядра сечения объяснялось эффективным использованием мощности напряженной спирали. В цен-

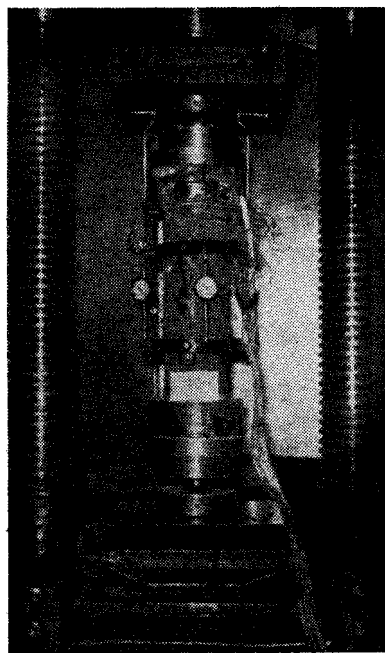


Рис. 1. Образец в предварительно напряженной спиральной обойме перед испытанием

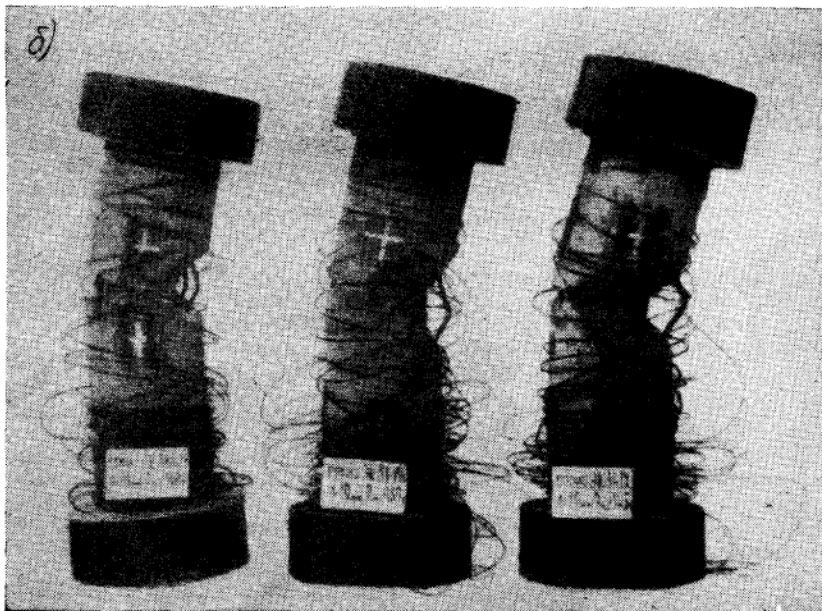
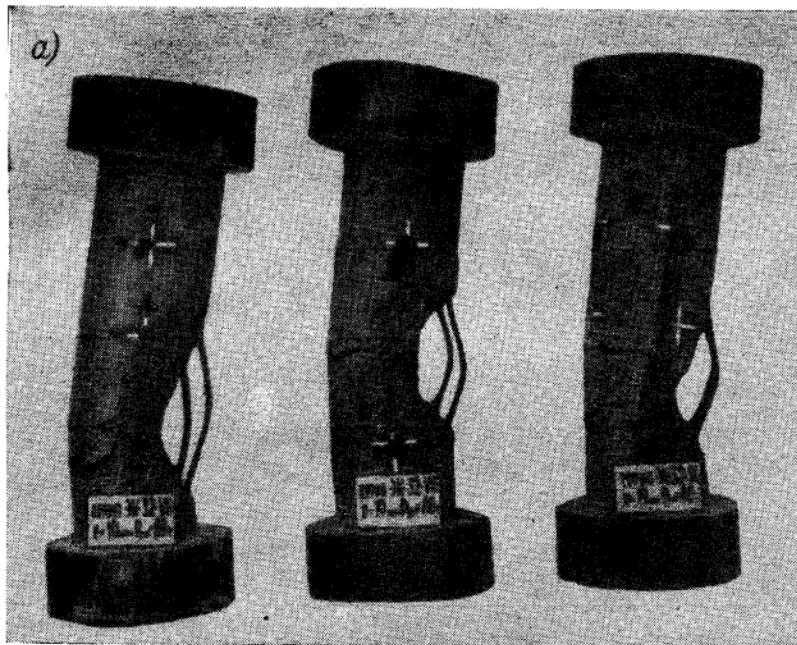
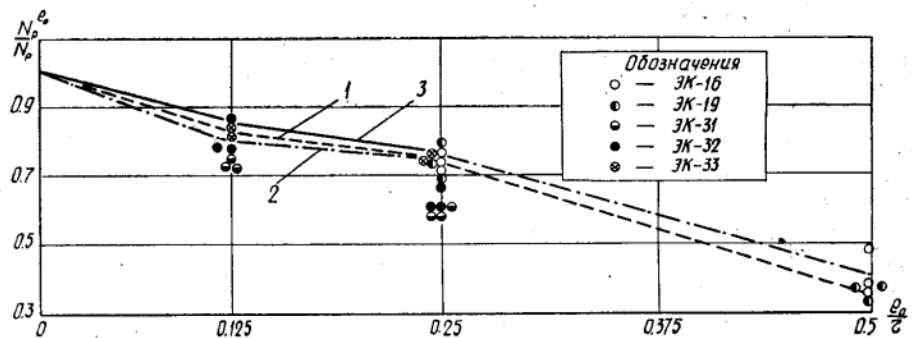


Рис. 2. Сравнительная картина разрушения образцов
а — без напряженной спиральной обоймы; б — в напряженной спиральной обойме

трально сжатых и внецентренно сжатых образцах высокопрочная проволока разрывалась при одинаковых величинах предельных поперечных деформаций бетона, равных $(180 \div 250) \cdot 10^{-5}$. Зафиксированные предельные продольные деформации бетона в наиболее сжатой зоне составили $(600 \div 700) \cdot 10^{-5}$, что не отличалось от величины предельных про-

Рис. 3. Снижение несущей способности образцов при внецентренном сжатии

1 — в напряженной спиральной обойме; 2 — без обоймы; 3 — определенное по предлагаемой формуле



дольных деформаций бетона центрально сжатых спирально армированных образцов (рис. 4).

Начало трещинообразования в бетоне образцов под нагрузкой определяли по методике проф. О. Я. Берга [1]. Нижняя граница трещинообразования R_T^0 была отмечена при $(0,4 \div 0,55) N_p$, а верхняя граница трещинообразования R_T находилась в пределах $(0,8 \div 0,9) N_p$. Относительные нагрузки, при которых отмечались указанные границы, по величине близко совпадают с нагрузками трещинообразования для центрально сжатых образцов в обойме и без обоймы.

Несущая способность образцов в напряженной спиральной обойме рассматривалась условно состоящей из двух слагаемых: несущей способности бетонного сердечника $R_{цил}^H F_{я}$ и дополнительной несущей способности этого же сердечника за счет влияния спиральной обоймы $\alpha R_{цил}^H F_{сп}$ [2]. Несущая способность бетонного сердечника при внецентренном сжатии определялась по бетонным эталонам партии и с учетом коэффициента K .

Коэффициент эффективности напряженной спиральной обоймы находили по опытным данным по формуле:

$$\alpha = \frac{N_p - K R_{цил}^H F_{я}}{K F_{сп} R_{цил}^H}, \quad (2)$$

а коэффициент прироста несущей способности бетонного сердечника за счет влияния спиральной обоймы — по формуле:

$$\beta = \frac{N_p - K R_{цил}^H F_{я}}{K R_{цил}^H F_{я}}. \quad (3)$$

Здесь $R_{цил}^H$ — цилиндрическая прочность бетонных эталонов;
 $F_{я}$ — площадь бетонного сердечника;
 $F_{сп}$ — приведенная площадь спиральной обоймы

$$\left(F_{сп} = \frac{\pi D_{я} F_{сп}}{S} \right);$$

$f_{сп}$ — площадь сечения высокопрочной проволоки.

Величины коэффициентов α и β не изменялись при увеличении эксцентриситета нагрузки от $e_0=0$ до $e_0=0,25c$ и составили в среднем соответственно 2,5 и 1,37. Для образцов, испытанных с эксцентриситетом за пределами ядра сечения $e_0=0,5c$, коэффициент α составил 2,16, а коэффициент β — 1,03.

В проведенных исследованиях была

Исследование напряженно-деформированного состояния полимерного покрытия железобетонных балок

Проф. С. С. ДАВЫДОВ, канд. техн. наук Т. А. КРАСОВСКАЯ

Несущие конструкции промышленных зданий для технологических процессов с наличием агрессивных сред подвержены коррозии, которая значительно снижает их долговечность. Увеличение срока службы железобетонных конструкций является серьезной и актуальной задачей. Огромные возможности для ее решения дают полимеры [1, 2]. В настоящее время создан целый ряд защитных покрытий в виде мастик, клейких пленок, жидкостей и порошков, но они изучены, главным образом, с точки зрения химической стойкости. Это оказывается недостаточной характеристикой при применении их для защиты несущих железобетонных конструкций промышленных зданий, специфической особенностью которых являются большие напряжения в материале, значительные деформации и наличие трещин. Практически как обычные, так и предварительно напряженные железобетонные конструкции в процессе эксплуатации имеют трещины. Чтобы обеспечить в этом случае надежную защиту полимерное покрытие должно оставаться целым и после образования трещин в конструкции.

Создание нового типа трещиностойких покрытий невозможно без изучения напряженно-деформированного состояния пленки в совместной работе ее с конструкцией. В лаборатории кафедры «Строительные конструкции» МИИТа в 1967—1968 гг. были проведены исследования железобетонных балок с полимерными покрытиями.

Опытные образцы балок прямоугольного сечения размером 10×18 см, пролетом 100 см были армированы двумя каркасами; процент армирования для всех образцов был одинаковым — 1,4%. Покрытие балочек принято трех типов:

- 1) «сто процентное» из эпоксидной смолы марки 2200 (Чехословакия) с отвердителем типа «В» (соотношение в. ч. 100:8) — образцы БЭП;
- 2) «сто процентное» из эпоксидной смолы ЭД-5, пластифицированной дибутилфталатом, с отвердителем ПЭПА (соотношение в. ч. 100:15:10) — образцы БЭПО;
- 3) эпоксидно-тиоколовое из смолы ЭД-5, тиокола НВТ-1 с отвердителем ПЭПА (соотношение в. ч. 100:40:10) — образцы БЭТ и БЭТО.

Покрытие на опытные образцы наносилось в разное время: образцы БЭП обрабатывались через 4—8 ч после выема из пропарочной камеры, на остальные образцы пленка наносилась через 1—2 года после их изготовления.

В образцах БЭП и БЭТ пленка наносилась непосредственно на очищенную поверхность бетона, а в образцах БЭПО и БЭТО в зоне чистого изгиба на растянутом волокне пленка была отделена от бетона.

Балки испытывались на статическую кратковременную нагрузку с нагружением двумя пружинами. Зона чистого изгиба была равна 30 см. В процессе испытания замерялись: прогиб в середине пролета, деформации растяжения покрытия в зоне чистого изгиба.

На рис. 1 показаны деформации растяжения покрытия в образце БЭП-3. Аналогичные графики были получены и для других образцов БЭП и БЭТ, где покрытие наносилось непосредственно на бетон. Для всех образцов получен один и тот же характер очертания диаграмм растяжения: до образования трещин в бетоне деформации в покрытии по всей длине зоны чистого изгиба практически одинаковые, после образования трещин резко увеличиваются деформации пленки над трещиной, а на участке между трещинами деформации пленки почти не растут (датчики T_n и T_n на рис. 1). При дальнейшем увеличении нагрузки происходит разрыв покрытия в местах наибольшего раскрытия трещин.

В табл. 1 приведены значения ϵ_T — деформаций в покрытии в момент образования трещин в бетоне и ϵ_{\max} — наибольших деформаций в покрытии.

В табл. 2 даны величины $R_{\text{пок}}$ — нагрузки, при которой разрывалось покрытие, и $R_{\text{разр}}$ — нагрузки, при которой разрушался образец (образование текучести в растянутой арматуре). Как видно из табл. 2, разрыв пленки для всех образцов БЭП и БЭТ наступал раньше исчерпания несущей способности опытных балок. Следовательно, такие покрытия не могут быть надежной защитой для конструкций, имеющих в процессе эксплуатации трещины.

Величина наибольшего напряжения в пленке была подсчитана в предположении деформаций ϵ_{\max} полностью уп-

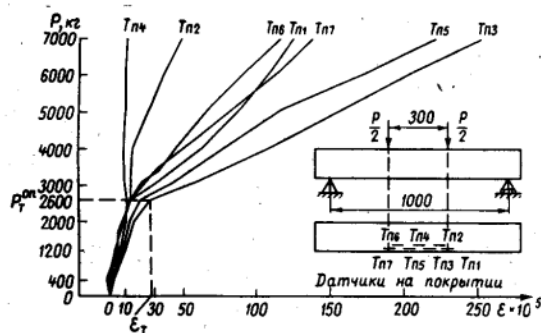


Рис. 1. Относительные деформации растяжения покрытия балки БЭП-3

Таблица 1

Обозначение балок	$\epsilon_T \cdot 10^5$	$\epsilon_{\max} \cdot 10^5$	$E, \text{ кг/см}^2$	$\frac{\epsilon_{\max}}{\epsilon_T} = \frac{E_{\text{пок}}}{E_{\text{бет}}}$
БЭТ-1	8—18	213	$1,8 \cdot 10^4$	38,4
БЭТ-2	10—15	201	$1,8 \cdot 10^4$	36,2
БЭП-3	15—28	107	$2,6 \cdot 10^4$	28,0
БЭП-4	30—47	120	$2,6 \cdot 10^4$	31,2
БЭП-5	12—25	102	$2,6 \cdot 10^4$	26,6

E для БЭТ-1, 2, по данным Н. А. Мошанского и др. [2]; *E* — для БЭП-3, 4, 5 — по техническому паспорту смолы.

Таблица 2

Обозначение балок	$R_{\text{пок}}, \text{ кг}$	$R_{\text{разр}}, \text{ кг}$
БЭТ-1	6000	8000
БЭТ-2	6000	7000
БЭТ-3	4000	7000
БЭП-4	4500	8000
БЭП-5	4000	7500

ругих, но и в этом случае напряжения очень малы по сравнению с пределом прочности материала пленки (табл. 1).

В опытных образцах (БЭПО и БЭТО) покрытие в зоне чистого изгиба отделялось от поверхности бетона при помощи различных антиадгезионных материалов: неотвержденного тиокола НВТ-1, парафина, бумаги и ГКЖ-94. Такая мера приводила к полной или частичной ликвидации местных напряжений в пленке, возникающих над трещиной, при этом теоретически деформации и напряжения на всей длине пленки должны быть одинаковы, если пренебречь наличием сил трения. Изменение деформаций в покрытии образцов БЭПО и БЭТО (рис. 2) носило уже другой характер и резкого различия в значениях деформаций по длине пленки после образования трещин здесь нет. Значения деформаций пленки в момент образования трещин — ϵ_T и наибольшее значение — ϵ_{\max} , замеренное при $P=7,0$ т накануне разрушения балки, даны в табл. 3. Значение максимальных напряжений —

Таблица 3

Обозначение балок	$\epsilon_t \cdot 10^5$	$\epsilon_{\text{макс}} \cdot 10^5$	$E^*, \text{ кг/см}^2$	$\sigma_{\text{макс}} = \epsilon_{\text{макс}} E, \text{ кг/см}^2$
БЭТО-1	10—33	230	$1,8 \cdot 10^4$	41,2
БЭТО-2	15—22	184	$1,8 \cdot 10^4$	33
БЭТО-3	10—26	125**	$1,8 \cdot 10^4$	22,5
БЭТО-4	16—24	135	$1,8 \cdot 10^4$	24,2
БЭТО-5	10—18	220	$1,8 \cdot 10^4$	39,0
БЭПО-1	12—18	140	$5 \cdot 10^4$	70
БЭПО-2	10—16	130	$5 \cdot 10^4$	65

* по данным Н. А. Мощанского и др.
[2].
** при $P=6000 \text{ кг}$.

Таблица 4

Обозначение балок	$R_{\text{пок}}', \text{ кг}$	$R_{\text{разр}}', \text{ кг}$
БЭТО-1	7920	7920
БЭТО-2	7700	7700
БЭТО-3	Покрытие не разорвалось То же	7000
БЭТО-4		7750
БЭТО-5	7000	7600
БЭПО-1	7500	7500
БЭПО-2	7700	7700

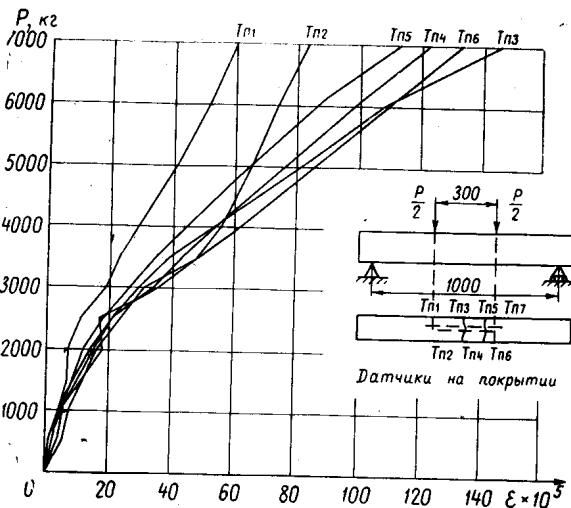


Рис. 2. Деформации в покрытии балки БЭПО-1

$\sigma_{\text{макс}}$ подсчитано из тех же предпосылок, что и ранее, хотя в данном случае они были подтверждены данными опыта. Для балок БЭТО-3 и БЭТО-4 нагружение производилось дважды, сначала до 6 т с разгрузкой, а затем до разрушения. Величина остаточных деформаций для балки БЭТО-4 составляла около 3% от $\epsilon_{\text{макс}}$, что говорит о преимущественно упругом характере работы пленки на большом диапазоне нагружения.

Разрыв пленки во всех образцах с отделением покрытий от бетона наступал или одновременно с образованием текучести в растянутой арматуре или позже (табл. 4), исключением была балка БЭТО-5, где в качестве антиадгезина был применен парафин.

Результаты исследований имеют большой практический интерес, так как найдена возможность регулировать деформации покрытия при совместной работе его с бетоном конструкции и предупреждать разрыв покрытия после образования трещин в бетоне.

Анализ напряженного состояния покрытия подтверждает данные [2] о наличии больших начальных напряжений, возникающих от усадки. Для эпоксидной смолы ЭД-5 предел прочности на разрыв составляет около 250 кг/см^2 , а для эпоксидно-тиолового состава по аналогии с данными [3] — 400 кг/см^2 . Фактические напряжения при разрыве пленки для образцов БЭПО оказались около 30%, а для образцов БЭТО — около 10% предела прочности.

Выводы

В покрытиях на основе эпоксидных смол, нанесенных обычным образом на поверхность бетона в зоне растяжения, воз-

никают значительные местные деформации, в результате чего разрыв покрытия наступает раньше, чем разрушение опытных балок.

Отделение покрытия от бетона в зоне трещинообразования позволяет в 1,5—2 раза снизить величину деформаций за счет равномерности распределения ее по длине пленки и создать покрытия, разрушающиеся одновременно или позже, чем опытные балки.

Величина максимальных напряжений в пленке в момент разрыва очень мала и составляет от 10 до 30% предела прочности, что подтверждают имеющиеся в литературе данные о значительных усадочных напряжениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Давыдов С. С. Использование полимеров для улучшения свойств бетона и железобетона. Госстройиздат, 1963.
2. Мощанский Н. А., Путляев И. Е. и др. Химически стойкие мастики, замазки и бетоны на основе терморезактивных смол. Стройиздат, 1968.
3. Черняк К. И. Эпоксидные компаунды и их применение. «Судостроение», Л., 1967.

ПОПРАВКА

В журнале № 7 за 1970 г. на стр. 15 вкралась досадная опечатка: одним из авторов статьи «Опыт отделки железобетонных изделий» является В. П. Максакова, а не В. П. Максимова, как напечатано.

Редакция приносит извинение тов. Максаковой за искажение фамилии.

Влияние способов формования на однородность легкого бетона стеновых панелей

Инж. В. Г. ГАСПАРЯН

В качестве изменяющегося технологического фактора было исследовано уплотнение бетонной смеси в наружных стеновых панелях с пригрузом 50 г/см² и без пригруза при сохранении остальных условий¹.

Для исследования изготовлены и испытаны две стеновые панели из керамзитобетона марки 75 следующего состава (на 1 м³ бетона):

керамзит фракции 0—5—380 л; то же, 5—10—330 л; то же, 10—20—650 л; цемент марки 400—200 кг; вода — 160—170 л; 5%-ное канифольное мыло — 1,2 л.

С лицевой поверхности по сетке 60×60 см высверливались керны на всю толщину панели (рис. 1), после чего керны распиливались на три части. Размеры распиленных кернов были следующие: $d=92\pm 1$ мм; $h=92\pm 2$ мм. По результатам испытания кернов определялось распределение прочности и

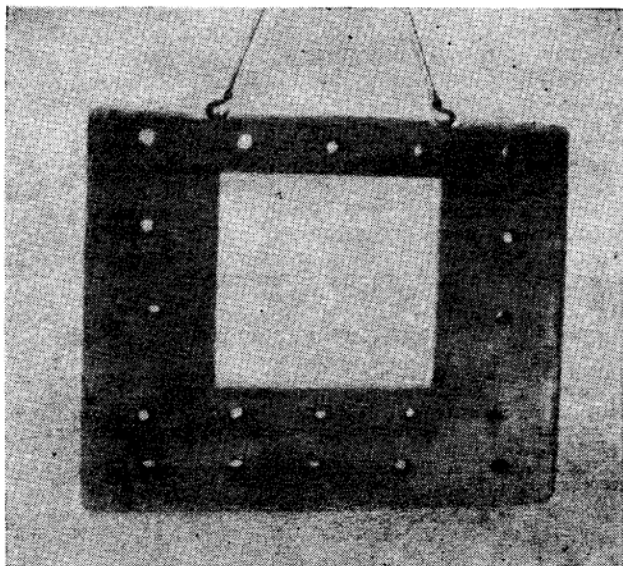


Рис. 1. Стеновая панель после высверливания кернов

плотности бетона как по отдельным слоям (нижним, средним и верхним по формованию), так и в объеме панели.

Одновременно с изготовлением опытных панелей отбирались пробы бетона для изготовления стандартных кубов размерами 150×150×150 мм, и для определения удобоукладываемости бетонной смеси. Бетон для обеих панелей был одинаковой виброукладываемости — 30—32 сек. Время уплотнения панелей было также одинаковым — 80 сек.

Из бетонной смеси для панели, формованной с пригрузом, были отформованы 12 кубов с тем расчетом, чтобы из шести кубов высверлить керны, а 6 остальных испытать для определения коэффициента перевода прочности кернов в прочность кубов. При формовании панели без пригруза были отформованы шесть образцов-кубов.

¹ Работа выполнена под руководством канд. техн. наук Н. Я. Спивака.

При визуальном осмотре целых кернов из панели с пригрузом не было обнаружено изменения плотности по высоте. В кернах панели без пригруза отчетливо видно изменение

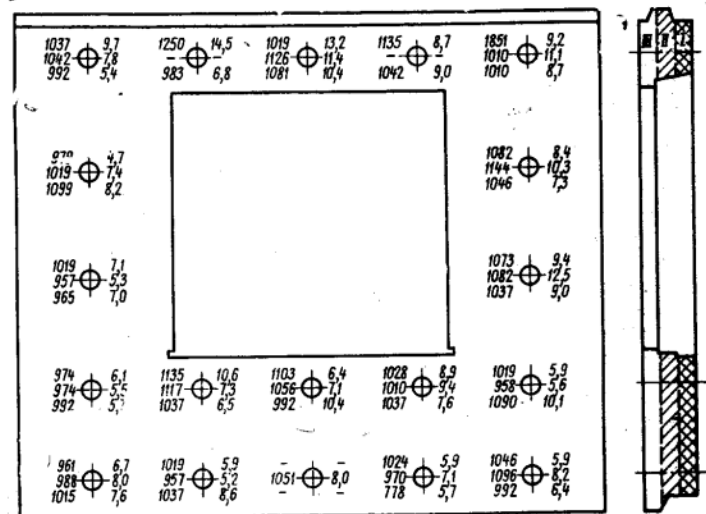


Рис. 2. План высверливания кернов и результаты прочности и объемной массы панели, отформованной с пригрузом
Цифры правого столбца показывают прочность в $\text{Мн}/\text{м}^2$, левого — объемную массу в сухом состоянии в $\text{кг}/\text{м}^3$; ряды цифр соответствуют слоям панели

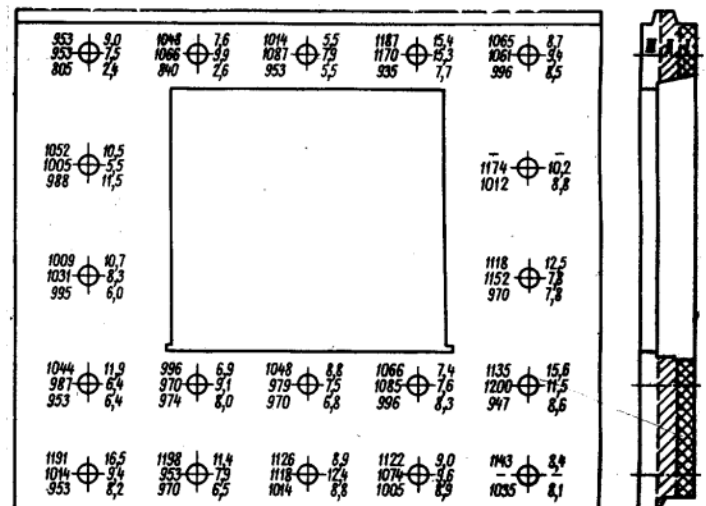


Рис. 3. План высверливания кернов и результаты прочности и объемной массы панели, отформованной без пригруза
Цифры первого столбца показывают прочность в $\text{Мн}/\text{м}^2$, левого — объемную массу в сухом состоянии в $\text{кг}/\text{м}^3$; ряды цифр соответствуют слоям панели

плотности по высоте. Причем, в части первого слоя более плотный бетон, чем в части второго, и еще менее плотный в части третьего слоя.

Коэффициент для перевода прочности кернов в кубиковую определен как частное от деления средней прочности кубов на среднюю прочность кернов:

$$\frac{R_{\text{куб}}}{R_{\text{кер}}} = 1,25.$$

Окончательные результаты прочности кернов, приведенных к прочности кубов, и их объемная масса в сухом состоянии для отдельных слоев, а также план высверливания кернов показаны на рис. 2 и 3.

Фактическая объемная масса вместо ожидаемого 950 кг/м^3 составила в среднем (по кубам) 1065 кг/м^3 при воздухоувлечении около 6,1%. Средняя прочность по кубам панели превысила марку 75 и составила для панели с пригрузом $9,97 \text{ Мн/м}^2$ для панели без пригруза — $11,76 \text{ Мн/м}^2$. Отдельные показания кубов одной серии мало отличаются от средних их значений.

Несмотря на повышенную однородность значений прочности кубов одной панели, в кернах из этих же панелей наблюдается большой разброс как по показаниям прочности, так и по показаниям объемной массы.

Опытами установлено, что при средней прочности кернов панели с пригрузом, равной $8,02 \text{ Мн/см}^2$, отдельные значения изменяются от 4,0—5,0 до 15,0—16,0 Мн/м^2 при коэффициенте изменчивости $S=27,2\%$. В панели же без пригруза при средней прочности кернов $9,67 \text{ Мн/м}^2$ отдельные значения изменяются от 2,0—3,0 до 16,0 Мн/м^2 , т. е. более, чем в 5,5 раза.

В панели с пригрузом коэффициент изменчивости S меньше, чем в тех же слоях панели без пригруза.

При средней объемной массе панели с пригрузом 1038 кг/м^3 отдельные показатели кернов изменяются от 900—950 до 1250—1300 кг/м^3 . В панели же без пригруза при средней объемной массе 1032 кг/м^3 отдельные показания кернов изменяются от 800—850 до 1150—1200 кг/м^3 , т. е. на 41%.

На рис. 4 и 5 наглядно показано влияние пригруза на свойства бетона панели. Из графиков видно, что у панели без пригруза наблюдается более резкое изменение средней прочности и средней объемной массы бетона между слоями, чем у панели, вибрированной с пригрузом.

В данном случае средняя прочность кернов между первым и третьим слоями панели без пригруза изменяется на 40%, а в панели с пригрузом между теми же слоями — на 6%. В среднем же объемная масса между первым и третьим слоями панели без пригруза изменяется на 12,4%, причем в нижнем слое больше, чем в верхнем, тогда как в панели с

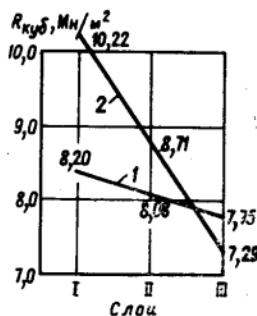


Рис. 4. Изменение средних прочностей кернов по слоям панели

1 — панель, отформованная с пригрузом; 2 — то же, без пригруза

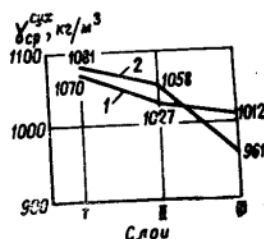


Рис. 5. Изменение средней объемной массы кернов по слоям панели

1 — из бетона панели, вибрированной с пригрузом; 2 — то же, без пригруза

пригрузом средняя объемная масса между теми же слоями изменяется на 5,4%.

Средняя прочность верхнего слоя панели с пригрузом на 6% больше, чем в панели без пригруза с учетом более высокой общей прочности бетона в панели без пригруза, чем панели с пригрузом.

Выводы

Свойства легкого бетона в панелях в значительной степени зависят от принятого метода формирования данной легкобетонной смеси (режима виброуплотнения, применения пригруза и т. д.) и имеют значительный разброс показаний как по отдельным слоям, так и по объему панели.

Критерием оценки метода формирования может служить изменчивость прочности и объемной массы легкого бетона по слою и по объему панели на основании результатов испытания высверленных кернов в связи со средними абсолютными значениями данных показателей.

Изменчивость прочности и объемной массы керамзитобетона по отдельным слоям панели, изготовленной с виброуплотнением с пригрузом меньше, чем без пригруза.

Для оценки способов формирования и отдельных технологических режимов производства крупноразмерных конструкций из легкобетонных смесей рекомендуется использовать способ высверливания и испытания кернов.

УДК 624.012.36:666.982.3.001.4

Исследование напряженно-деформированного состояния армоцементных пластин¹

Канд. техн. наук В. Д. ТАИРОВ, инж. И. С. ВОРОНЮК

В НИИСК Госстроя СССР (г. Киев) проведены экспериментальные исследования деформативных и прочностных свойств квадратных жестко заземленных по контуру армоцементных пластин. Испытаны две серии образцов-близнецов (рис. 1) по три пластины в каждой серии. Для увеличения жесткости при монтаже и четкой фиксации места заделки предусмотрено утолщение кромки пластин. Образцы армированы ткаными сетками № 10 (ГОСТ 3826—47). Полотнища сеток смежных слоев укладывали во взаимно-перпендикулярных направлениях.

¹ К защите диссертации И. С. Воронюком

Основные сетки по толщине пластин уложены в 4 слоя. Кроме того, использованы дополнительные сетки с ячейкой $10 \times 10 \text{ см}$ — 5 слоев в образцах серии А (по опалубке, между слоями основных сеток и сверху готового ковра) и один слой в образцах серии Б (по опалубке). Для добавочных сеток использована проволока из тех же рулонов, из которых нарезались основные сетки.

Бетон готовили на основе речного песка ($M_{кр} = 1,6$) и цемента марки 600 Здолбуновского завода (750 и 800 кг/м^3 соответственно для образцов серии А и Б). Характеристика образцов приведена в таблице.

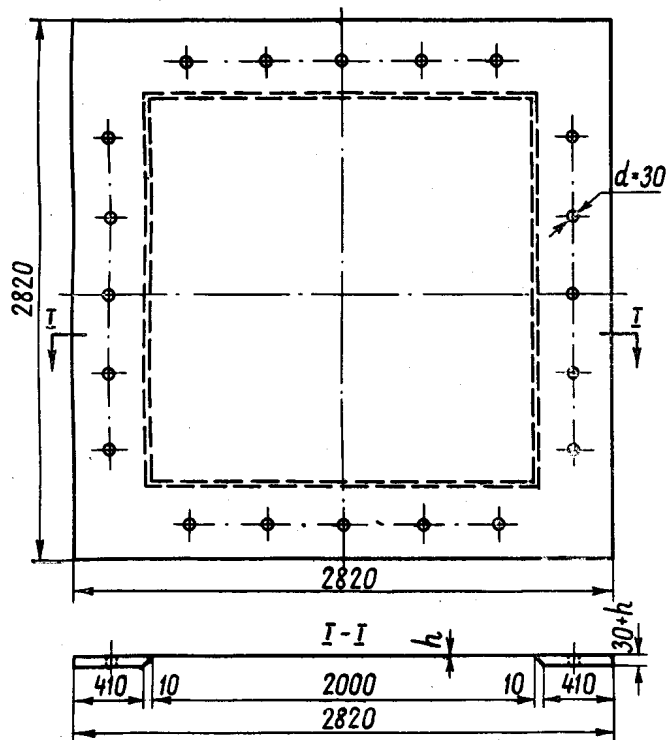


Рис. 1. Конструктивное решение опытных образцов

Таблица 1

Серия образцов	Длина стороны пластины в мм	Толщина пластины в мм	Прочность бетонных кубов, ребром 7,07 мм	Армирование в одном направлении, в %	Удельная поверхность арматуры, в см ⁻¹
А	2000	15,50	530	2,09	1,66
Б	2000	10,33	640	2,86	2,26

Установка для испытаний состояла из двух квадратных железобетонных рам с одинаковым сечением ветвей (410×200 мм). В нижней раме забетонировано 20 болтов Ø 22 мм; в верхней раме, а также в утолщенных кромках испытуемых образцов в соответствующих местах сделаны отверстия. При монтаже пластину устанавливали на нижнюю раму (насухо), а на пластину — верхнюю раму (на пластичном растворе). Собранный пакет стягивали болтами. Образованный контур имел сечение 410×450 мм.

Образцы испытывали через 2,5 мес. после изготовления. В процессе испытаний измеряли прогибы пластин, относительные деформации, а также осадку, прогибы и повороты ветвей контура. Образцы загружали штучными грузами весом 20 кг

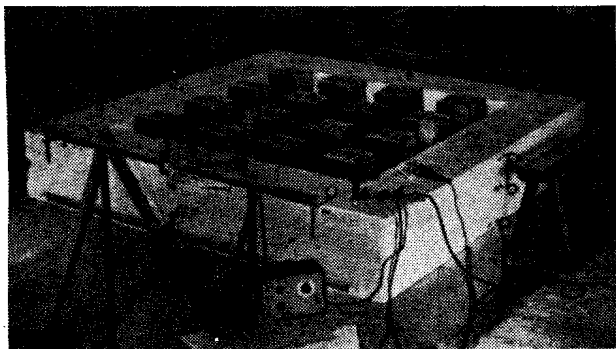


Рис. 2. Момент испытаний (подмости сняты)

в 16 точках (рис. 2). Основные данные, полученные при испытании образцов, показаны на рисунках 3 и 4.

Кривая зависимости нагрузка — прогиб образцов серии А имеет три участка, отличающихся не только величиной кривизны, но и ее знаком. Участок ОА характеризуется уменьшением общей жесткости пластины вследствие развития процесса трещинообразования. С ростом прогибов выявляется другая особенность ее работы — геометрическая нелинейность. Влияние мембранных усилий возрастает быстрее, чем процесс трещинообразования. С некоторого момента (точка А) геометрическая нелинейность больше влияет на величину прогибов,

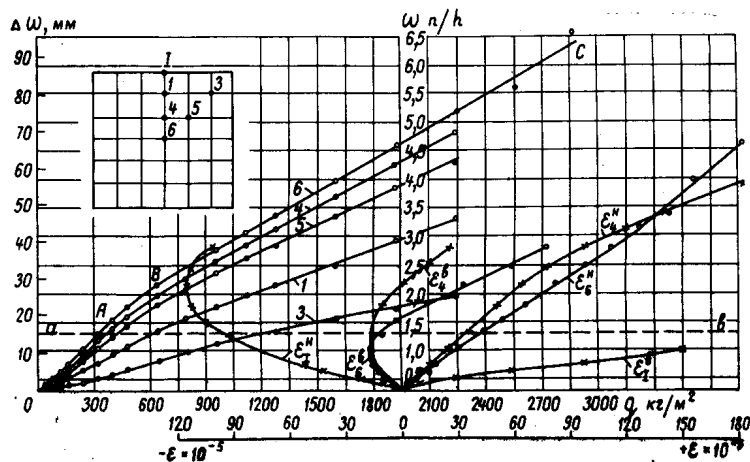


Рис. 3. Экспериментальные кривые, полученные при испытании образцов серии А

1—6 — зависимость «внешняя нагрузка — прогиб», $\epsilon_1^H, \epsilon_6^H, \epsilon_4^H$ — зависимость «прогиб — относительные деформации» по нижней плоскости пластины, $\epsilon_1^B, \epsilon_6^B, \epsilon_4^B$ — то же, по верхней плоскости; цифры и индексы соответствуют положению точки на пластине (схема в верхнем левом углу). $\Delta\omega$ — прогибы от внешней нагрузки, ω — полные прогибы

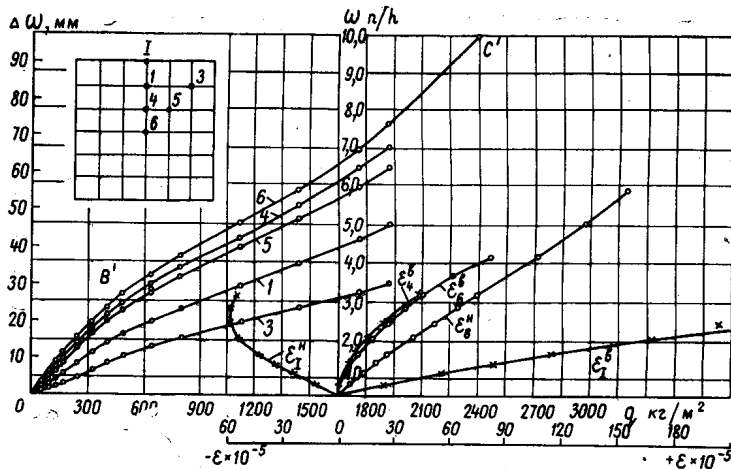


Рис. 4. Экспериментальные кривые, полученные при испытании образцов серии Б (обозначения как на рис. 3)

чем физическая нелинейность, и происходит обратный процесс увеличения жесткости пластины, несмотря на то что фактическая жесткость в отдельных ее областях продолжает уменьшаться (участок АВ). При дальнейшем увеличении прогибов эффекты влияния нелинейности на прогибы уравниваются и зависимость нагрузка — прогиб остается линейной вплоть до стадии, предшествующей разрушению образца (участок ВС).

Отношение толщины пластины к ее пролету в образцах серии Б меньше, чем в образцах серии А (1/19,4 против 1/12,9), вследствие чего трещинообразование начинается при больших прогибах. Влияние мембранных усилий при этом столь значительно, что трещинообразование не привело к заметному уменьшению жесткости пластин (рис. 4). Большое влияние мембранных усилий в образцах серии Б сказалось и на стадии

больших прогибов (участок B^1C^1). Как следовало ожидать, на этом участке прогибы меньше, чем определяемые по линейной зависимости между точками B^1 и C^1 .

Влияние нелинейности особенно четко проявилось на характере зависимости «прогиб — относительные деформации». Деформации сжатия в центре пластины имеют весьма малые значения: $16,5 \times 10^{-5}$ и $0,5 \times 10^{-5}$ для образцов серий A и B (здесь и далее речь идет о деформациях от внешней нагрузки). В защемлении деформации не превышают $116,1 \times 10^{-5}$ и $57,7 \times 10^{-5}$. По достижении этих величин сжимающие деформации начинают уменьшаться и переходят в растягивающие. Разрушение пластин вследствие наступления предела прочности на сжатие исключено.

Экспериментальные кривые на рис. 3 и 4 характерны плавностью изменения, несмотря на раскрытие уже имеющихся и появление новых трещин. Кривизна пластины в данной точке зависит от геометрических, физических и статических факторов в большей степени, чем кривизна балки в данном сечении, так что появление новой трещины ограниченной длины не может вызвать скачкообразное ее изменение. Трещины в армоцементе в отличие от железобетона располагаются чаще и их ширина раскрытия меньше при той же кривизне, что также способствует плавному характеру изменения приведенных зависимостей.

В наших опытах появление текучести в защемлении и в центре пластины не вызвало каких-либо характерных изменений ни в зависимости «нагрузка — прогиб», ни в зависимости «прогиб — относительные деформации», так что отметить этот момент не представилось возможным. Отсутствие этих изменений, так же как и отсутствие характерных изменений в указанных зависимостях при появлении трещин, можно объяснить пространственным характером работы пластин и, в частности, большим влиянием мембранных усилий.

Экспериментальные зависимости имеют ярко выраженный физически и геометрически нелинейный характер, а их описание с помощью каких-либо эмпирических формул затруднительно. На основании теоретических исследований можно сделать вывод, что для пластин из армоцемента с разными деформативными свойствами и разными соотношениями геометрических размеров зависимости «нагрузка — прогиб» и «прогиб — относительные деформации» могут отличаться не только количественно, но и качественно (разные знаки кривизны соответствующих графиков).

Первые трещины (в защемлении) обнаружены при внешней нагрузке $120 \text{ кг/м}^2 \approx 12 \text{ Мн/м}^2$ в образцах серии A и $100 \text{ кг/м}^2 \approx 10 \text{ Мн/м}^2$ в образцах серии B . Из-за малого раскрытия замерить их ширину не представлялось возможным. К этому моменту отношения величин полных прогибов (включая предварительные) к пролету равнялись $1/220$ и $1/150$. Первые трещины в нижней плоскости пластины визуально обнаружены при полных относительных прогибах $1/80$ и $1/78$. В момент обнаружения ширина раскрытия этих трещин в образцах обеих

серий была примерно одинакова: $0,025—0,030 \text{ мм}$, что объясняется большим влиянием мембранных усилий в образцах серии B .

В нижней плоскости пластины наблюдается быстрое распространение трещин по большой площади и их одинаковое по величине раскрытие (рис. 5,а). Это объясняется тем, что в результате трещинообразования в защемлении и влияния мембранных усилий интенсивность приращения прогибов пластины в точках, удаленных от ее центра, больше, чем в самом центре, так что место максимальных деформаций растяжения перемещается от центра к контуру. Это явление зафиксировано замерами прогибов и относительных деформаций в разных точках пластины. Во всех испытанных образцах направление трещин совпадало с направлением проволоки сетки, а расстояния между ними были равны или кратны размерам ячеек этих сеток.

В стадии перед разрушением вся пластина, по верхней и нижней плоскостям, оказывалась покрытой сетью мелких трещин. Пластические шарниры (линии излома), характерные для тонких железобетонных плит, отсутствуют.

Разрушение образцов серий A и B наступило при нагрузках 3240 и 2930 кг/м^2 (включая собственный вес). Разрушение произошло строго по контуру, без образования угловых элементов, с полным отрывом пластины от контура на всем протяжении кромки. Концы арматуры сеток в месте разрыва имели коническую форму, что свидетельствует о том, что разрушение произошло в результате наступления в арматуре предела прочности на растяжение.

Испытанные образцы, благодаря переходу из состояния «пластина» в состояние «мембрана» отличаются весьма большой несущей способностью. Так отношение разрушающей нагрузки к нормативной, вызвавшей прогиб $1/200$ l , равно: для образцов серии A — $15,4$, для образцов серии B — $26,6$ (нормативные нагрузки определялись в соответствии с СН-366-67 с учетом длительного воздействия собственного веса и использованием зависимости «нагрузка — прогиб».

Выводы

В связи с тем, что относительные удлинения армоцемента при разрушении весьма велики, пластины из этого материала разрушаются при больших прогибах. Влияние мембранных усилий при этом столь значительно, что возможен переход «пластина — мембрана» без достижения в бетоне предела прочности на сжатие.

При наличии перехода «пластина — мембрана» разрушающая нагрузка армоцементных пластин определяется по пределу прочности арматуры на растяжение. Такие пластины отличаются весьма большой несущей способностью.

При исследовании прочности и деформативных свойств армоцементных пластин необходимо учитывать их физически и геометрически нелинейный характер работы.

УДК 624.073

Расчет прямоугольной широкой плиты на нагрузки, приложенные к ее свободному краю (общий случай)

Инж. К. Ю. ПОЛИЩУК

Для покрытия зданий пищекомбината в Геленджике применены плоские сплошные керамзитобетонные конструкции безбалочного вида (рис. 1).

При разработке элементов указанной конструкции возникла необходимость расчета надколонной плиты A , представляющей собой широкую шарнирно опертую по двум сторонам плиту с нагрузками в виде сосредоточенных сил, приложенных к одной из ее граней (монтажный случай), или в виде равномерно распределенной нагрузки вдоль одной или вдоль обеих ее граней (эксплуатационный случай).

В общем случае нагрузка на плиту имеет вид, показанный на рис. 2. Готовых формул для расчета таких плит нет. Сложность заключается в том, что плита A помимо работы в продольном направлении как балочная, работает и в попе-

речном направлении. От прочности плиты в поперечном направлении зависит количество вовлекаемой в работу продольной арматуры при нагрузке, приложенной только вдоль одного ее края.

Задача состоит в том, чтобы найти минимальную ширину плиты, воспринимающую усилия от нагрузки вдоль одного ее края, и возникающие при этом поперечные усилия в плите.

Плита пролетом l в продольном направлении и шириной b ($2l \gg b \gg \frac{l}{2}$) свободно оперта по сторонам $I-II$ и $I'-I'$. По свободной грани плиты $I-I'$ в произвольно заданной точке C на расстоянии a от левой опоры приложена нагрузка в виде сосредоточенной силы P . Схема излома плиты, определенная теоретическим путем и подтвержденная характером появив-

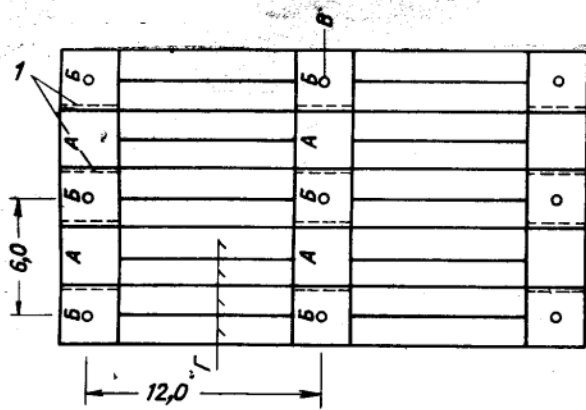


Рис. 1. Монтажная схема покрытия
 А — надколонная плита; В — капитель; В — колонна; Γ — пролетная плита; I — опорные шарниры плиты А

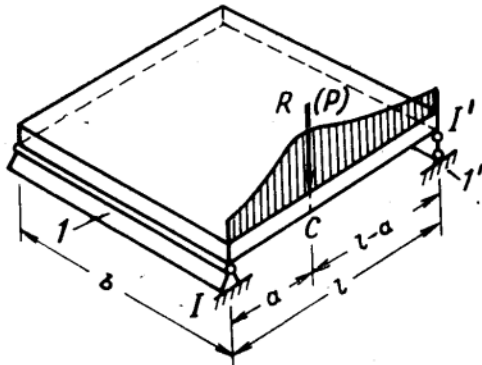


Рис. 2. Схема нагрузки на плиту А
 l — расчетный пролет плиты А; b — ширина плиты А; I-I' — опорные шарниры плиты; I-I' — свободная грань плиты, по которой приложена нагрузка; P (R) — сосредоточенная сила (или равнодействующая нагрузка), приложенная по свободному краю плиты; a — расстояние сосредоточенной силы (или равнодействующей) от левой опоры плиты; C — положение критического сечения по грани I-I'.

шихся трещин в уложенных плитах под аналогичной нагрузкой, имеет в общем случае вид неравностороннего треугольника (рис. 3,а). При этом отрицательные линии излома образуют с продольной гранью плиты углы α и β , а положительная линия излома направлена под прямым углом к продольной грани плиты в точке С и является высотой треугольника, образованного отрицательными линиями излома и продольной гранью. Требуется найти наиболее опасные углы $\alpha = \alpha_{кр}$ и $\beta = \beta_{кр}$, при которых сила $P = P_{кр}$ будет наименьшей.

Эта задача решается довольно просто с помощью метода предельного равновесия [1—3].

Несущая способность плиты определяется кинематическим способом. Плита достигает предельного состояния, как только в результате образования пластических шарниров (линий излома) она станет хотя бы однократно изменяемой. В однократно изменяемой системе (кинематической цепи) все скорости перемещения зависят только от одного параметра. Задание одной из скоростей взаимного вращения дисков (звеньев) однозначно определяет все остальные скорости.

Заданную плиту в момент исчерпания несущей способности можно рассматривать как систему жестких дисков 1—2—0, соединенных пластическими шарнирами. Диски 1 и 2 образуются трещинами А-1 и А-1', раскрывающимися на верхней поверхности плиты, и трещиной А-С, раскрывающейся снизу. При этом трещина А-С перпендикулярна продольной грани плиты I-I' (см. рис. 3,а).

Примем скорость вертикального перемещения в точке С равной $z_1 = 1$ (рис. 3,б). Бесконечно малое перемещение точки С можно представить как произведение конечной скорости I на бесконечно малый промежуток времени dt, т. е.

$$\delta_c = 1 dt. \quad (1)$$

При перемещении точки С на величину δ_c диск 1 плиты повернется вокруг шарнира А-1 на бесконечно малый угол $\delta\varphi$, численно равный по малости тангенсу этого угла, т. е. $\delta\varphi = \text{tg} \delta\varphi$. Из рис. 3,а.

$$\text{tg} \delta\varphi = \frac{\delta_c}{O_1 C}. \quad (2)$$

$$O_1 C = a \sin \alpha; \quad (3)$$

Из ΔIAC $y = a \text{tg} \alpha$.

Из $\Delta I'AC$ $y = (l-a) \text{tg} \beta$.

$$\text{Отсюда } a \text{tg} \alpha = (l-a) \text{tg} \beta; \quad a = \frac{l \text{tg} \beta}{\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta}. \quad (4)$$

Обозначим

$$\frac{\text{tg} \beta}{\text{tg} \alpha + \text{tg} \beta} = \frac{1}{u}. \quad (5)$$

Тогда:

$$a = \frac{l}{u}; \quad (6)$$

$$O_1 C = \frac{l}{u} \sin \alpha; \quad (7)$$

$$y = \frac{l}{u} \text{tg} \alpha. \quad (8)$$

Подставив в (2) значение $O_1 C$ из (7), а вместо δ_c значение $l dt$ и разделив на dt , получим значение угловой скорости вращения диска 1 относительно пластического шарнира А-1 (диск 0), которое будет равно $\frac{l \sin \alpha}{u}$.

Определив значение угловой скорости диска 1, строим диаграмму угловых скоростей и определяем все остальные скорости взаимного вращения жестких дисков. План угловых скоростей дан на рис. 3,в.

При заданной схеме излома плиты и указанных нагрузках равенство работ внешних и предельных внутренних сил можно записать в следующем общем виде:

$$\sum P_i z_i + \int l q z dl = \sum M_k \varphi_k \quad (9)$$

где P — величина сосредоточенных грузов в кг;

q — интенсивность равномерно распределенной погонной нагрузки на единицу длины в кг/см;

z_i — скорости возможных перемещений точек плиты, в которых приложены сосредоточенные силы в см/сек;

z — скорости возможных перемещений точек плиты в области действия распределенных погонных нагрузок в см/сек;

M_k — предельный изгибающий момент на длине каждого линейного пластического шарнира (линии излома) в кг·см;

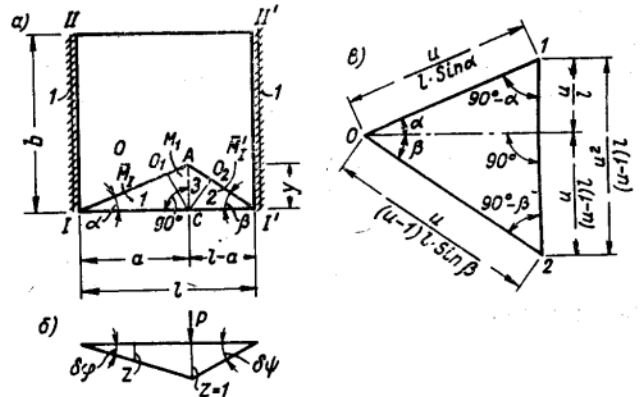


Рис. 3. Расчетная схема плиты

а — схема излома плиты с указанием направления действия моментов; б — эпюра скоростей виртуальных перемещений грани I-I'; в — план скоростей вращения жестких дисков при скорости вертикального перемещения в точке С, равной I; 1 — опорные шарниры; 2 — отрицательные линии излома; 3 — положительная линия излома; y — ширина рабочей зоны плиты от нагрузки, приложенной по грани I-I'

φ_k — угловая скорость взаимного поворота звеньев в каждом линейном пластическом шарнире в 1/сек;
 dl — элементарный участок (дифференциал) длины линии, по которой приложена нагрузка.

Для удобства вычислений правую часть равенства (15) запишем в следующем виде:

$$\Sigma M_j \psi_j, \quad (10)$$

где M_j — предельный изгибающий момент, отвечающий стержням арматуры одной группы, в кг·см;

ψ_j — проекция на нормаль к стержням рассматриваемой группы вектора скорости взаимного поворота тех двух звеньев, в которых закреплены концы стержней данной группы.

В момент предельного равновесия наиболее напряженные сечения плиты по линиям излома приближаются к стадии III напряженно-деформированного состояния. Напряжение в растянутой арматуре достигает предела текучести σ_T ; затем под влиянием значительных доформаций (прогибов) разрушается бетон сжатой зоны (случай 1)*. Работа бетона в растянутой зоне в этой стадии не учитывается.

Из условий первой предпосылки метода предельного равновесия предельным принят момент, при котором напряжение в арматуре достигает предела текучести [2, 3].

Уравнение работ внешних и внутренних сил на возможных перемещениях в момент предельного равновесия запишется в виде:

$$\bar{M}_1 \frac{u}{l \operatorname{tg} \alpha} + \bar{M}'_1 \frac{u}{(u-1) l \operatorname{tg} \beta} + M_1 \frac{u^2}{(u-1) l} = P, \quad (11)$$

где \bar{M}_1 , \bar{M}'_1 , M_1 — предельные моменты: $\bar{M}_1 = \sigma'_T F_{a1} Z_1$;

$$\bar{M}'_1 = \sigma'_{T1} F'_{a1} Z'_1; \quad M_1 = \sigma_T F_1 Z.$$

Верхняя поперечная арматура плиты устраивается в виде сетки, стержни которой равномерно распределены вдоль пролета плиты. Нижняя рабочая арматура плиты, необходимая для восприятия момента M_1 , расположена в зоне плиты шириной u , равной высоте треугольника излома. В этом случае $\sigma'_T = \sigma'_{T1}$; $z_1 = z'_1$; $\bar{M}_1 = \sigma'_T F_{a1} z_1$; $M'_1 = \sigma'_T F'_{a1} Z_1$.

Пусть площадь поперечной арматуры на единицу длины пролета плиты равна f_{a1} . Удельный предельный поперечный момент на единицу длины плиты в отрицательных линиях излома:

$$\bar{m}_1 = \frac{\bar{M}_1 + \bar{M}'_1}{l} = \sigma'_T f_{a1} Z_1. \quad (12)$$

$$\bar{M}_1 = \bar{m}_1 a = \frac{\bar{m}_1 l}{u}, \quad (13)$$

$$\bar{M}'_1 = \bar{m}_1 (l-a) = \bar{m}_1 l \frac{u-1}{u}. \quad (14)$$

Площадь нижней продольной арматуры на единицу ширины плиты (в пределах y) равна f_1 . Удельный предельный пролетный момент на единицу ширины плиты:

$$\bar{m} = \frac{M_1}{y} = \sigma_T f_1 Z \quad (15)$$

Тогда

$$M_1 = \bar{m}_y = \bar{m} \frac{l}{u} \operatorname{tg} \alpha. \quad (16)$$

Подставив в уравнение (11) значения \bar{M}_1 , \bar{M}'_1 и M_1 соответственно из (13), (14), (16) и заменив значение $\frac{1}{u}$ из (5), после соответствующих преобразований получим уравнение работ внешних и внутренних сил в виде:

$$\bar{m} (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) + \bar{m}_1 \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta} = P. \quad (17)$$

Как видно из рис. 3,а, соотношение между $\operatorname{tg} \alpha$ и $\operatorname{tg} \beta$ зависит от расположения точки приложения силы P , или (что то

* При армировании, применяемом на практике, сжатая зона бетона плиты не должна разрушаться раньше, чем потечет арматура.

же самое для заданной нагрузки) от расположения критического сечения — точки C на рис. 3,а.

Для каждого заданного положения точки C величина $\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} = k$ является постоянной: $k = \frac{a}{l-a}$, поэтому $\operatorname{tg} \beta = k \operatorname{tg} \alpha$.

После соответствующих подстановок и преобразований уравнение работ внешних и внутренних сил можно записать в виде:

$$\bar{m} (1+k) \operatorname{tg} \alpha + \frac{\bar{m}_1 (1+k)}{k \operatorname{tg} \alpha} = P \quad (18)$$

Минимальная критическая сила P и соответствующий ей критический угол α , при которых система достигает критического состояния, определяется из условия, что производная

$$\frac{d}{d\alpha} (P) = 0,$$

или

$$\frac{d}{d\alpha} \left[\bar{m} (1+k) \operatorname{tg} \alpha + \frac{\bar{m}_1 (1+k)}{k \operatorname{tg} \alpha} \right] = 0. \quad (19)$$

Как следует из вышесказанного, величины \bar{m}_1 и \bar{m} определяются соответственно количеством удельной поперечной и продольной арматуры, ее нормативным сопротивлением и плечом внутренней пары Z и не зависят от угла α . Поэтому в (28) они являются величинами постоянными так же, как и величина k . Производная от (28) после преобразований равна

$$\frac{\bar{m}_1}{k \sin^2 \alpha} - \frac{\bar{m}}{\cos^2 \alpha} = 0. \quad (20)$$

Умножая обе части равенства (20) на $\sin^2 \alpha$ ($\alpha \neq 0$), получим:

$$\frac{\bar{m}_1}{k} - \bar{m} \operatorname{tg}^2 \alpha = 0.$$

В результате:

$$\bar{m}_1 = \bar{m} k \operatorname{tg}^2 \alpha; \quad (21)$$

$$\operatorname{tg}^2 \alpha = \frac{\bar{m}_1}{\bar{m} k}, \quad (22)$$

где

$$k = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{a}{l-a}. \quad (23)$$

Подставив в (30) значение k из (32), после преобразования получим формулу для \bar{m}_1 в следующем виде:

$$\bar{m}_1 = \bar{m} \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta. \quad (24)$$

Допустим, что по грани плиты I—I' вместо одного сосредоточенного груза P в точке C приложено несколько сосредоточенных грузов в разных точках или другая нагрузка, равнодействующая которой расположена в точке C ; при этом сохраняются общий вид схемы излома плиты, показанный на рис. 3,а, и критическое сечение в точке C .

Анализ уравнения (11) работ внешних и внутренних сил на возможных перемещениях показывает, что левая часть этого уравнения, т. е. работа внутренних сил, не зависит от вида нагрузки, а зависит только от схемы излома плиты и местоположения критического сечения (точки C на рис. 3,а). Поэтому левая часть уравнения (11) будет записываться одинаково для любой нагрузки, при которой схема излома плиты имеет вид, указанный на рис. 3,а. Правая часть этого уравнения, т. е. работа внешних сил на возможных перемещениях зависит от вида нагрузки и может быть записана как функция от нагрузки $\Phi(\Sigma p, q) = \Sigma P_i z_i + \int q z dl$ для нагрузки,

приложенной по краю плиты.

Уравнение работ внешних и внутренних сил на соответствующих возможных перемещениях в этом случае запишется в виде:

$$\bar{m} (1+k) \operatorname{tg} \alpha + \frac{\bar{m}_1 (1+k)}{k \operatorname{tg} \alpha} = \Phi(\Sigma P, q). \quad (25)$$

Критический угол α и соответствующая ему нагрузка определяются из условия:

$$\frac{d}{d\alpha} [\Phi(\Sigma P, q)] = 0.$$

Поэтому зависимость, выражаемая формулами (21), (22), (24), будет иметь место для любого вида нагрузки ($\Sigma P, g$), при которой сохранится характер линий излома, представленный на рис. 3,а.

Таким образом, критический угол α наклона одной из отрицательных линий излома к продольной грани широкой плиты, по которой приложена нагрузка и соответствующая ему величина критической (наименьшей) нагрузки, приложенной вдоль свободного края плиты, зависит только от соотношения величин удельных моментов \bar{m}_1 и \bar{m} и определяется этим соотношением по формуле (22) при нагрузке любого вида, при которой сохраняется характер схемы излома плиты, указанной на рис. 3,а.

В случае равномерно распределенной нагрузки по краю плиты, нагрузки в виде сосредоточенной силы P , приложенной по свободному краю плиты в середине ее пролета l , а также другой симметричной нагрузки вдоль края плиты, схема излома приобретает вид равнобедренного треугольника. При этом

$$a = l - a = \frac{l}{2}, \quad \text{tg } \alpha = \text{tg } \beta,$$

поэтому для указанных нагрузок

$$\text{tg}^2 \alpha = \frac{\bar{m}_1}{\bar{m}}. \quad (26)$$

При этом оптимальной шириной крайней зоны плиты будет наименьшая из возможных величин y (рис. 3,а), при которой количество верхней поперечной арматуры плиты не меньше конструктивного минимума, принятого по нормам.

Расчеты по предложенной формуле показали, что при указанных на рис. 1 керамзитобетонных конструкциях нагрузка в период монтажа может оказаться более опасной, чем эксплуатационная, несмотря на то что общий расчетный балочный момент в плите А от монтажных нагрузок при самом неблагоприятном сочетании не превышает расчетного момента от эксплуатационных нагрузок.

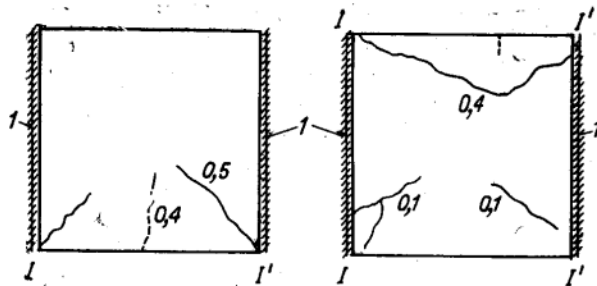


Рис. 4. Характер расположения трещин в плитах А от монтажной нагрузки

I — опоры плиты А; I—I' — свободная грань, по которой приложена монтажная нагрузка (удожены пролетные плиты Г по схеме на рис. 1)

Этот же характер расположения трещин подтвердил принятую схему излома плиты А для указанных выше нагрузок (см. рис. 4).

Характер расположения этих трещин подтвердил принятую схему излома плиты А для указанных выше нагрузок (см. рис. 4).

Характер расположения этих трещин подтвердил принятую схему излома плиты А для указанных выше нагрузок (см. рис. 4).

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А. А. Обоснование § 33 норм проектирования железобетонных конструкций. «Строительная промышленность», 1939, № 3.
2. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование. Госстройиздат, 1948.
3. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределяемых железобетонных конструкциях. М., 1964.
4. Корнев Н. А., Кудрявцев А. А. Расчет конструкций из легких бетонов. Стройиздат, М., 1967.
5. Корнев Н. А., Мешкаускас Ю. И. Изгибаемые керамзитобетонные элементы слоисто-составного сечения. Труды АН Литовской ССР, серия Б. 4 (43), изд-во АН Лит. ССР, 1965.

По поводу статьи А. К. Ермакова „Проектирование железобетонных оболочек по методу предельного равновесия“¹

Ознакомление с этой статьей вызывает необходимость сделать несколько замечаний, чтобы избежать возможных неправильных конструктивных решений и ошибочных представлений.

Прежде всего не указано, при каких ограничениях относительно нагрузки и условий опирания усилия в диаметральной сечении оболочки вращения могут быть сведены к моменту, определяемому по формуле (1). Без понимания этих ограничений формула может привести больше вреда, чем пользы. Автор статьи утверждает, что формула может быть применена при опирании оболочки на отдельные колонны, а также при асимметричной нагрузке. Однако в указанных случаях, если внутренние силы в диаметральных сечениях и сведутся к моментам, то величина последних будет переменной. К тому же не указано, как определить при произвольной нагрузке опорные реакции, а значит и момент.

«Из условий равновесия в предельном состоянии» определяется положение «нейтральной оси». Делается только ссылка на рисунок без словесных пояснений. Видимо автор полагает, что по параллелям оболочка вовсе не армирована, а имеет

только опорное кольцо, однако это не высказано в явной форме и читатель легко может понять, будто ряд утверждений автора статьи относится к оболочкам вращения с любым армированием. В статье говорится о рациональных формах, однако рассмотренная в ней разновидность армирования, как правило, не является рациональной.

Расчет, предлагаемый в статье, может быть неверным и ненадежным: при расположении нагрузки преимущественно около полюса разрушение может произойти из-за отсутствия кольцевой арматуры (по второй схеме проф. Овечкина). Опорное кольцо останется неиспользованным, тогда как при расположении нагрузки, преимущественно на нижней части оболочки, плечо внутренней пары может оказаться меньшим, чем предложено принимать в статье.

Недоразумения вызывает приведенный без какого-либо определения термин «общий изгиб оболочки», отнесенный к сферическим, цилиндрическим, двоякой кривизны и ряду других тонкостенных конструкций.

¹ «Бетон и железобетон», 1970, № 3.