

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

1968



Да здравствует 1 Мая—день международной солидарности трудящихся в борьбе против империализма, за мир, демократию и социализм!

Из Призывов ЦК КПСС к 1 Мая 1968 года

УДК 666.973 : 624.016

Эффективные конструкции из легких бетонов должны получить широкое распространение

Канд. техн. наук Н. А. КОРНЕВ

Существенные преимущества легких бетонов на пористых заполнителях перед обычными позволяют получить из них ряд весьма эффективных конструкций. Как показали исследования и практика, легкие бетоны целесообразно применять почти во всех отраслях строительства, причем номенклатура изделий из них может быть примерно такой же, как из тяжелого бетона.

Однако наиболее целесообразно применять легкие бетоны для ограждающих конструкций жилых и промышленных зданий, а также для большепролетных несущих конструкций различного назначения.

Легкие бетоны в ограждающих конструкциях совмещают функции несущего элемента и утеплителя, их применение сокращает трудоемкость работ по сравнению с обычным бетоном, а в ряде случаев они и легче конструкций аналогичного назначения из обычного бетона.

Легкие бетоны в большепролетных несущих конструкциях различных типов снижают вес в 1,4 раза и более (в зависимости от вида легкого бетона и назначения конструкции). Уменьшается расход арматуры и сокращаются транспортно-монтажные расходы.

Преимущества конструкций из легких бетонов выявляются даже при сравнительно более высокой стоимости пористых заполнителей. В тех случаях, когда стоимость пористых заполнителей ниже стоимости обычного щебня и песка, использование их оказывается экономически целесообразным

почти для всего ассортимента железобетонных конструкций.

В Армянской ССР широко применяются конструкции из легких бетонов на природных разновидностях пемзы и туфов. Из легкого бетона изготавливается около 70% железобетонных конструкций для промышленных и жилых зданий и сооружений, а также для гидротехнического и мостового строительства.

Производство искусственных пористых заполнителей в настоящее время у нас в стране составляет около 9 млн. м³, в том числе керамзита несколько более 7 млн. м³. Производство других видов искусственных пористых заполнителей, которые могут применяться для армированных конструкций, пока невелико и составляет, по данным НИИКерамзит: аглопорита — 400 тыс. м³, шлаковой пемзы — 650 тыс. м³, перлита — около 250 тыс. м³.

Таким образом в балансе искусственных пористых заполнителей наибольший удельный вес составляет керамзит.

К 1970 г. производство искусственных пористых заполнителей намечается увеличить керамзита до 12 млн. м³, аглопорита — 3 млн. м³, термозита — 2 млн. м³, перлита — 1 млн. м³. К 1980 г. общее количество указанных заполнителей предполагается довести до 50 млн. м³.

Качество основной массы вырабатываемого в настоящее время керамзита, перлита и частично аглопорита позволяет получить легкие бетоны

лишь невысоких марок, недостаточных для большепролетных несущих конструкций с эффективными сортами стали. Марки легкого бетона недостаточны и для ряда ограждающих конструкций. Поэтому одной из наиболее важных задач является производство искусственных пористых заполнителей для легких бетонов высокой прочности (марок > 300).

В жилищно-гражданском строительстве большая часть искусственных пористых заполнителей используется главным образом для наружных стен в виде крупных блоков, в виде панелей размером «на комнату» и «на две комнаты». В настоящее время начали применяться объемные элементы (блок-комната и блок-квартира).

Панели стен из керамзитобетона, по данным НИИКерамзита, снижают стоимость 1 м^2 жилой площади до 10 руб.

Весьма эффективными конструкциями являются вентилируемые панели совмещенных крыш и пустотелые панели междуэтажных перекрытий, разработанные применительно к крупноблочным и кирпичным зданиям. На них имеются рабочие чертежи (из керамзитобетона для панелей крыши и из трех видов легкого бетона — керамзитобетона, аглопоритобетона и термозитобетона — для пустотелых панелей перекрытий).

По данным НИИЖБ, применение керамзитобетонных вентилируемых панелей крыш взамен вентилируемых отдельной конструкции с микрочердаком дает экономию в 2,82 коп. на 1 м^2 перекрытия. Трудоемкость работ снижается в 1,5 раза.

Применение пустотелых панелей перекрытий из легких бетонов вместо тяжелого бетона также оказывается экономически целесообразным. При этом за счет меньшего веса конструкции расход арматуры уменьшается в среднем на 10%, заметно снижаются и транспортные расходы по перевозке таких конструкций.

В промышленном строительстве легкие бетоны на искусственных пористых заполнителях получили распространение в виде панелей наружных стен длиной 6 м для отапливаемых зданий и предварительно напряженных плит покрытий размерами $1,5 \times 6 \text{ м}$ для неотапливаемых зданий.

Разработана конструкция стены в виде плоского сплошного элемента длиной 6 м, армированного сетками и каркасами, плита покрытия в виде ребристого элемента с предварительно напряженной стержневой арматурой.

Применение однослойных панелей стен из легких бетонов взамен трехслойных железобетонных, по данным ЦНИИПромзданий, дает экономию в 1 р. 50 к. на 1 м^2 панели.

Разработаны конструкции однослойных и трехслойных стеновых панелей из керамзитобетона длиной 12 м. Однослойная конструкция для отапливаемых промышленных зданий утверждена Госстроем. В 1967 г. внедрено около 35 тыс. м^2 таких конструкций на объектах в Гомеле и Донецке. Трехслойные керамзитобетонные панели широко применяются на строительстве электростанций.

Рассматриваемые эффективные конструкции предназначены для зданий с нормальным температурно-влажностным режимом.

Для покрытий разработаны экономичные конструкции и в виде комплексной плиты из легких бетонов размерами от $1,5 \times 6$ до $3 \times 12 \text{ м}$ для помещений с различным температурно-влажностным режимом. После изготовления несущей основы из легкого бетона марок 300—350 (в виде ребристой плиты) на заводе устраиваются пароизоляционный слой, утеплитель и слой гидроизоляции.

Проведены испытания несущей основы плит из керамзитобетона размерами 3×6 и $3 \times 12 \text{ м}$ с различными видами армирования из легких бетонов марок 300—350. Чертежи плит $3 \times 6 \text{ м}$ со стержневым армированием утверждены Госстроем СССР.

Внедрение этих плит начато в Гомеле и Минске (плиты 3×6 и $3 \times 12 \text{ м}$ из аглопоритобетона), а также в г. Кировске под Ленинградом и Баку (плиты $1,5 \times 12 \text{ м}$ из керамзитобетона). В текущем году приступают к освоению производства плит 3×6 и $3 \times 12 \text{ м}$ из керамзитобетона в Волгограде, Городце, а плит $3 \times 6 \text{ м}$ из термозитобетона — в Новокузнецке.

По данным ЦНИИПромзданий, применение комплексных плит покрытий заводского изготовления позволит получить экономиию до 2 руб. на 1 м^2 покрытия, по сравнению с устройством пароизоляции, утеплителя и гидроизоляционного ковра непосредственно на постройке здания. Трудозатраты при этом снижаются на 30%.

В 1970 г. намечено внедрить таких конструкций около 4 млн. м^2 .

В настоящее время разрабатываются комплексные ребристые плиты с несущей основой из легких бетонов и особо легким утеплителем (пенопласт, пеностекло и т. д.).

НИИЖБ совместно с рядом организаций ведет разработку ферм и балок из легких бетонов высоких марок (М 400—500). Минский НИИСМ уже закончил испытания и организовал внедрение ферм и балок из аглопоритобетона. Затруднение вызывает получение легких бетонов высоких марок.

В последнее время в НИИЖБ совместно с АзПИ исследуются конструкции покрытий промышленных зданий из длинномерных ($l = 18—24 \text{ м}$) ребристых элементов из керамзитобетона типа 2Т и Т.

ЦНИИПромзданий и НИИЖБ разработана конструкция плит покрытий зданий с гладкой поверхностью потолка (безбалочное перекрытие). Она представляет собой плоский двухслойный элемент из керамзитобетона с предварительно напряженной стержневой арматурой. Для нижнего слоя принят керамзитобетон марки 200, для верхнего слоя — 75. Плиты опираются при монтаже на капители с помощью петель, которые затем привариваются к закладным деталям, и стык замонтичивается.

По данным ЦНИИПромзданий, применение совмещенных плоских керамзитобетонных плит покрытий снижает трудоемкость возведения здания в целом на 15% в зависимости от типа утеплителя. Приведенные затраты, отнесенные к 1 м^2 площади пола здания, снижаются на 13%.

К числу новых конструктивных решений можно отнести длинномерную (18—24 м) пустотелую плиту из керамзитобетона, разрабатываемую

Главприокстроем и Тульским ПИ при участии НИИЖБ. Решение покрытий промышленных зданий с применением таких элементов, по данным США, является достаточно эффективным.

Весьма целесообразной ограждающей конструкцией из легких бетонов являются также конструкции сводчатой наклонной галереи топливopдачи, разработанная для ГРЭС Московским ТЭП совместно с Киевским отделением при участии НИИЖБ. Существующие конструкции наклонных галерей имеют большое количество монтажных единиц, очень металлоемки и трудоемки в изготовлении и монтаже. Новая конструкция эстакады состоит из керамзитобетонной плиты основания и двух полусводов из керамзитопенбетона.

Испытания этой конструкции показали хорошие результаты.

По данным ТЭП, при строительстве сводчатых эстакад, вместо обычно применяемых, вес надземных конструкций снижается на 40%, благодаря чему уменьшается значительно расход стали на несущие конструкции, снижаются трудозатраты на 35—40%.

В настоящее время имеется довольно широкий ассортимент эффективных изделий из легких бетонов на искусственных пористых заполнителях. Изучены и проверены в производственных условиях все наиболее массовые конструкции жилых, гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий с нормальным температурно-влаж-

ностным режимом и намечены пути для совершенствования ограждающих конструкций промышленных и сельскохозяйственных зданий с повышенной влажностью и агрессивной средой.

Наиболее важными задачами развития применения эффективных конструкций из легких бетонов являются:

Увеличение объема производства искусственных пористых заполнителей, обеспечивающих получение из них высокопрочных легких бетонов.

Наиболее целесообразное использование имеющихся искусственных пористых заполнителей в первую очередь в конструкциях, где их применение будет наиболее эффективным, с учетом местных условий строительства и производства строительных материалов.

Совершенствование и разработка новых эффективных конструкций из легких бетонов, их экспериментальная проверка, унификация и типизация для последующего серийного заводского производства.

Комплексная разработка вопросов развития применения эффективных конструкций из легких бетонов и производственной базы по изготовлению таких конструкций и искусственных пористых заполнителей для бетона на период 1970—1980 гг.

Строительные министерства и Министерство промышленности строительных материалов должны уделить этим вопросам значительное и своевременное внимание.

УДК 666.973.2 : 624.21.05

Керамзитобетон в мостостроении

Кандидаты техн. наук К. П. ДЕЛЛОС, Г. П. КУРАСОВА, инж. Д. Н. АГЕЕВ

Из многочисленных пористых заполнителей наибольшее распространение в мостостроении получил керамзит, позволяющий получить высокопрочные легкие бетоны. За последнее 10-летие в мостостроении изготовлено из керамзитобетона около 10 000 м³ пролетных строений (33 моста), в том числе около 2000 м³ предварительно напряженных. Типы осуществленных конструкций соответствуют практически всем применяемым в настоящее время типам пролетных строений из тяжелого бетона.

В МАДИ и Союздорнии были разработаны методы подбора составов высокопрочного керамзитобетона марок 200—500, исследованы его свойства и их проявление в моделях и конструкциях натуральных размеров. Были выявлены повышенная призмная прочность и растяжимость, пониженные модули упругости керамзитобетона, несколько большая усадка и примерно такая же, как и в тяжелом бетоне, ползучесть. Особое место занимает такое, казалось бы, неожиданное свойство, как повышенная морозостойкость керамзитового бетона, по срав-

нению с тяжелым, в отношении количества циклов и минимальных температур, при которых происходит недопустимое разрушение материала. Более стоек керамзитобетон и в условиях сухого хранения.

Из его технологических особенностей следует отметить значительно меньшее (на 30—40%) время тепловой обработки.

Наибольший интерес представляют параллельные испытания балок из тяжелого и керамзитового бетонов длиной 25,5 м, которые подтвердили более высокие прочностные свойства и растяжимость и несколько меньшую меру ползучести керамзитобетона.

В Союздорнии была испытана опытная составная по длине балка длиной 40 м (рис. 1) — вначале при сухих стыках до раскрытия швов, а затем — на клееных стыках до разрушения. Наряду с высокими показателями оценки работы конструкции удалось выявить, что структура керамзитобетона при вызревании не нарушается, особенно при тепловой обработке, что свойственно конструкциям из тяжелого бетона.

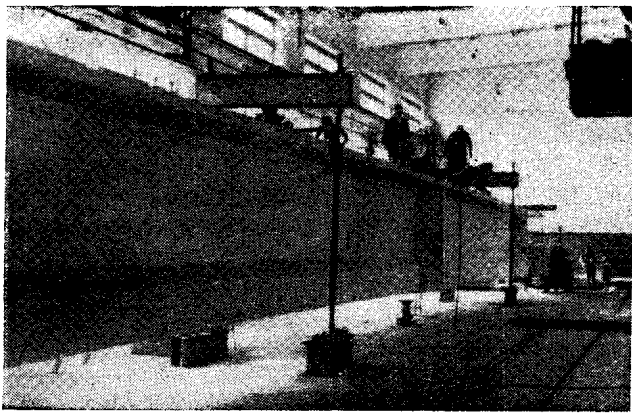


Рис. 1. Испытания предварительно напряженной составной керамзитобетонной балки пролетом 40 м

Испытания построенных мостов на действия статических, динамических и ударных нагрузок подтвердили достаточную несущую способность, высокую жесткость и трещиностойкость пролетных строений из керамзитобетона.

Наибольший пролет из предварительно напряженных керамзитобетонных балок $L = 32,4$ м осуществлен в эстакадной части моста через Волгу в Ярославле. За пролетными строениями этого моста ведутся длительные наблюдения. При изготовлении его балок выявилось еще одно положительное явление в керамзитобетоне. Все балки из тяжелого бетона имели на верхней поверхности плиты большое количество усадочных и температурно-влажностных трещин с раскрытием до 1—2 мм, доходящих до арматуры плиты; ни в одной керамзитобетонной балке таких трещин не наблюдалось.

Уже около 8 лет успешно эксплуатируется первый в Европе предварительно напряженный мост с балочными сборно-моноклитными пролетами $L = 21,9$ и $L = 19,3$ м из керамзитобетона марок 350—450. Здесь замерялись потери напряжений

в арматуре, вызванные усадкой и ползучестью керамзитобетона. За этот срок потери получились на 18—26% меньше теоретических (по СН 200—62).

В Союздорнии в течение длительного времени проводились наблюдения за деформациями усадки и ползучести натуральных балок пролетных строений $L = 25,5$ м из предварительно напряженного керамзитового и тяжелого бетона (рис. 2). Прочность керамзитобетона в момент обжатия — около 300 кг/см^2 , тяжелого бетона — около 400 кг/см^2 . При значительно большем относительном обжатии в керамзитобетоне (на 37%) конечные деформации ползучести и усадки обоих бетонов оказались примерно одинаковыми. Через полгода деформации составили 50—55% от конечных, через полтора — около 70%, через пять лет — 97%, что с небольшой погрешностью позволяет считать деформацию на шестой год конечной.

Длительные выгибы балок пролетных строений из тяжелого бетона оказались больше в 1,7 раза и составили 40,7 против 23,4 мм для керамзитобетонного пролетного строения. Вследствие этого кривизна пролетной части мостов из предварительно напряженного керамзитобетона будет значительно меньше, что благоприятно скажется при эксплуатации таких мостов.

Опыт эксплуатации в течение 5—8 лет обычных и предварительно напряженных мостов из керамзитобетона подтверждает высокие эксплуатационные свойства и надежность этих сооружений. Долговременные наблюдения за ползучестью натуральных конструкций в естественных условиях показали, что потери предварительно напряжений в арматуре не превосходят аналогичных величин для тяжелого бетона.

При исследовании свойств и опытным строительстве мостов выявились преимущества керамзитожелезобетонных свайных оснований и свайно-эстакадных опор. Такую систематическую работу проводит МАДИ. При погружении опытных свай записывались деформации, возникающие в арма-

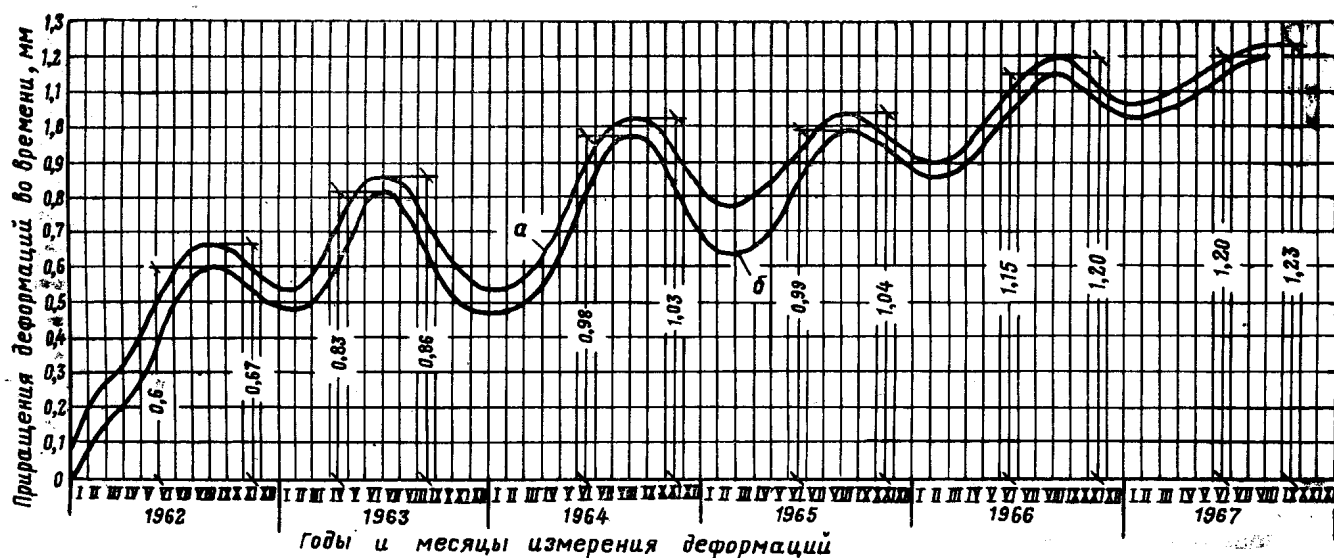


Рис. 2. Длительные деформации от усадки и ползучести в предварительно напряженных балках пролетом 25,5 м
а — в балках из керамзитобетона марки 300; б — в балках из обычного бетона марки 400

туре и бетоне при ударном погружении. Растягивающие напряжения при забивке в керамзитобетонных сваях в 3 раза меньше, чем в железобетонных. В сваях из обычного бетона сжимающие напряжения равны 110 кг/см^2 , растягивающие — 40 кг/см^2 , а в керамзитобетонных сжимающие — 84 кг/см^2 , растягивающие — 14 кг/см^2 .

Теоретические и экспериментальные исследования ударной вязкости и напряженного состояния более 300 керамзитобетонных свай марки 300, длиной от 8 до 12 м показали их большие преимущества. Керамзитобетонные сваи имеют большую ударную вязкость, чем сваи из тяжелых бетонов, лучше рассеивают энергию удара и при прохождении твердых грунтов деформируются без образования трещин. Уменьшение веса керамзитобетонных свай на 25—30% дает возможность на 20—25% уменьшить число ударов при погружении свай на одинаковую глубину со сваями из тяжелых бетонов. У керамзитобетонных свай оголовки не разрушаются от ударов, что очень часто наблюдается у свай из тяжелых бетонов.

Керамзитобетонные сваи при подъеме, транспортировании и забивке получают на 18—20% меньшие напряжения на сжатие и на 20—25% меньшие растягивающие напряжения, что дает возможность забивать их на большую глубину и в длинных сваях на 18—25% уменьшить количество арматуры.

Свайные опоры уже более 3 лет успешно эксплуатируются. Данные обследования мостов с такими сваями позволяют сделать вывод, что их долговечность не меньше железобетонных.

Обследование в США предварительно напряженных свай из легкого бетона на вспученном сланце после 10 лет эксплуатации (в 1965 г.) показало, что они находятся в хорошем состоянии.

Долговечность мостовых сооружений резко снижается при попеременном замораживании и оттаивании в агрессивных водах. Установлено, что керамзитобетон имеет повышенную стойкость против коррозии в агрессивных водах и грунтах.

Проведенные МАДИ исследования сравнительной стойкости керамзитобетона и обычного бетона в условиях совместного действия агрессивной воды и мороза показали после 150 циклов (вымачивание в агрессивной среде в течение 4 суток, затем замораживание при $t = -30^\circ\text{C}$ в течение 10 ч с последующим оттаиванием в течение 2 ч) более высокую стойкость керамзитобетона. Электрохимические испытания установили, что в агрессивной воде с переменной температурой и влажностью керамзитобетон и находящаяся в нем арматура работает лучше и не имеет пятен коррозии. Однако в тяжелых агрессивных условиях керамзитобетон и бетон на гранитном щебне должны иметь специальную противокоррозионную защиту или в бетоне должны применяться полифункциональные комплексные добавки, исследования которых в настоящее время ведутся в МАДИ.

Истираемость керамзитовых и тяжелых бетонов марок 300—400 от абразивного действия мокрого песка практически оказывается одинаковой. Истираемость керамзитобетона марок 200—250

несколько больше, чем тяжелого бетона тех же марок. Учитывая, что сваи, шпунтовые ограждения готовятся из керамзитобетона прочностью выше 300 кг/см^2 , можно считать, что истираемость не является препятствием для их широкого внедрения.

Разработаны нормативные документы на проектирование и изготовление конструкций автодорожных и городских мостов из керамзитобетона: ВСН 114—65 Минтрансстроя СССР и ВСН 28—65 Минавтошосдора РСФСР. На основании этих документов предложен ряд проектов керамзитобетонных балочных пролетных строений длиной от 12 до 42 м, в том числе унифицированных, изготавливаемых в опалубке, предназначенной для конструкций из тяжелого бетона. Разработан проект подвесных пролетных строений длиной 32,4 м, которые могут быть применены с особым эффектом в рамно-подвесных системах больших мостов.

Эффект от применения керамзитобетона в мостах получают за счет снижения стоимости заполнителей; уменьшения расхода арматуры и стоимости арматурных работ; сокращения сроков пропаривания; снижения транспортных и монтажных расходов.

Расход рабочей арматуры сокращается в зависимости от длины пролета и растет при увеличении его от 10 до 42 м с 5 до 17%. Это дает снижение стоимости 1 м^3 железобетона на 2—8% (в среднем на 5%).

Проведенный в СоюздорНИИ анализ показал, что укорочение цикла пропаривания позволяет удешевить стоимость 1 м^3 керамзитобетона на 3—6% или в среднем на 5%.

По ориентировочным подсчетам, снижение транспортных и монтажных расходов при использовании одинаковых механизмов для конструкций керамзитобетонных и из тяжелого бетона может составить 5—10%, а в тех случаях, когда используют разные механизмы, — до 30%.

Суммарная экономия денежных средств от применения керамзитобетона колеблется от 10 до 20%, а в особоблагоприятных условиях может достигнуть и 25%.

Параллельное изготовление конструкций из тяжелого и керамзитового бетона на одних и тех же предприятиях, как показал опыт многих заводов (Бескудниковского, Селикатненского, Дмитровского—Минтрансстроя СССР и Хотьковского, Дороховского—Минавтошосдора РСФСР) целесообразно лишь тогда, когда имеются самостоятельные бетоносмесительные узлы для того и другого бетона.

В рассмотренных выше конструкциях наиболее существенно проявляется лишь одно свойство керамзитобетона — снижение собственного веса. Не менее целесообразно могут быть использованы и другие его свойства, как, например, пониженные модули упругости. За счет этого фактора значительно сокращаются расчетные усилия распорных и рамных мостов, а также конструкций, работающих на упругом основании.

На строительстве арочного моста при меньшей в 2 раза марке легкого бетона по сравнению с тяжелым при тех же геометрических размерах экономия рабочей арматуры составила около 35%.

Такая же экономия арматуры имеет место и в конструкциях, работающих на упругом основании. При отсутствии удешевления керамзитобетонных конструкций (например, в случае, когда керамзит дороже тяжелых заполнителей) целесообразность применения их может быть обоснована такими свойствами: отсутствием технологических трещин в бетоне, повышенной морозостойкостью и сейсмостойкостью, а следовательно, и долговечностью сооружений.

Сейчас в период активного освоения северных и сибирских районов страны с суровыми климатическими условиями должен быстрее решаться вопрос о широком применении там конструкций из керамзитобетона.

ВЫВОДЫ

Результаты исследований и эксплуатации 33 построенных мостов, наличие нормативных документов на проектирование и изготовление мостовых конструкций и наличие проектов унифицированных пролетных строений является достаточной базой для широкого внедрения керамзитобетона в строительстве больших мостов пролетами до 42 м без всякого ограничения. При этом стоимость балок в деле снижается от 10 до 20%.

Применение керамзитобетона в мостах больших пролетов различных систем в еще более значительной степени выявит его преимущества, чем

в мостах малых и средних пролетов. Для мостов больших пролетов рамной и рамно-подвесной систем, монтируемых навесным способом из коротких блоков, дополнительным источником экономии помимо снижения веса может быть укрупнение блоков и сокращение их числа, за счет чего увеличиваются темпы и снижается стоимость монтажа, а также сокращается число швов между блоками.

Опыт забивки более 300 керамзитобетонных свай в различных районах страны дают основание для разработки общесоюзных нормативных документов по применению керамзитобетонных свай в фундаментах мостов, промышленных и гражданских сооружений.

Наибольшего эффекта от применения керамзитобетона можно добиться путем создания специализированных заводов, которые дают возможность полностью использовать все технико-экономические преимущества керамзитобетона.

Учитывая народнохозяйственное значение применения керамзитобетона в строительстве, по нашему мнению, необходимо Министерству промышленности строительных материалов построить заводы по выпуску высокопрочного керамзита и, учитывая общую потребность в нем не менее 600—800 тыс. м³ (в том числе по Москве 200 тыс. м³), целевым назначением распределять этот керамзит между заводами различных ведомств, изготавливающих легкие высокопрочные конструкции.

УДК 686.973.2 : 728

Легкий бетон в крупнопанельных конструкциях жилых домов

Канд. техн. наук Н. Я. СПИВАК, руководитель лаборатории легкобетонного домостроения ЦНИИЭП жилища

Массовое строительство в СССР осуществляется 5—9-этажными секционными домами. В таких домах применение легкого бетона в конструкциях бескаркасной системы с узким шагом поперечных несущих стен позволяет получить наибольшее удельное снижение веса здания, расхода бетона, арматурной стали, стоимости и трудозатрат по строительству.

Наружные стены несущие или самонесущие из легкого бетона применяются в 55% крупнопанельных и 95% крупноблочных жилых домов, строящихся в СССР. Применение легкого бетона в других частях зданий развивается по мере роста производства пористых заполнителей.

Однослойная конструкция панели наружной стены из слитного теплоизоляционно-конструктивного легкого бетона на пористых крупном и мелком заполнителях марок от 50 до 100, толщиной от 20 до 40 см, размерами на 1 или 2 комнаты обеспечивает требуемые эксплуатационные характеристики во всех климатических зонах (рис. 1).

Теплофизические исследования показывают,

что поризованный керамзитобетон обладает повышенной теплопроводностью.

Исследованиями автора настоящей статьи совместно с Ф. В. Ушковым установлено, что минимальное значение теплопроводности достигается при оптимальной слитной структуре легкого бетона (рис. 2). Наибольшей теплопроводностью при одинаковой прочности обладают легкие бетоны поризованной и крупнопористой структур.

Для панелей наружных стен в большинстве случаев желательна практическая водонепроницаемость легкого бетона при дождевом увлажнении, соответствующем давлению воды около 100 мм вод. ст. Водонепроницаемость легкого бетона достигается при умеренном введении пластифицирующих гидрообразующих добавок.

Крайне нежелательной и неоправданной следует считать чрезмерную поризацию растворной части воздухововлекающими (воздухововлечение более 50 л/м³) добавками в процессе перемешивания смеси в целях снижения объемного веса легкого бетона.

Панели крыши из легкого бетона конструируются совмещенными или отдельными с утепляющим слоем из теплоизоляционного крупнопористого легкого бетона или с засыпкой пустотных полостей пористыми заполнителями. Панели совмещенной крыши однослойные с вентилируемыми полостями применяют с ограничением для условий эксплуатации, в которых возможно влагонакопление (рис. 3).

Панели междуэтажных перекрытий из легкого бетона для обеспечения нормативной звукоизоляции применяют с отдельным (плавающим) полом (рис. 4). Легкобетонные конструкции междуэтажных перекрытий с отдельным полом весом 200—250 кг/м² обеспечивают уровень изоляции от воздушного звука (E_a) в пределах 0 ÷ (+ 3 дб) и от удара (E_y) до + 6 дб.

Более 15 домостроительных заводов (в Вильнюсе, Жуковском, Оренбурге, Саратове и др.) освоили заводское производство в кассетных установках несущих сплошных панелей толщиной 10 см из тяжелого или легкого бетона марки 150 и панелей основания отдельного пола толщиной 4 см размерами на комнату из легкого бетона марки 100 объемным весом не более 1200 кг/м³ на керамзите или не более 1600 кг/м³ на шлаковой пемзе. Панели пола комплектуются с несущей панелью на заводе либо монтируются отдельно. Они транспортируются в вертикальном положении и монтируются посредством специальной траверсы. Панель пола опирается на несущую панель через полосовые упруго-мягкие звукоизоляционные прокладки, располагаемые сплошь по периметру и через 60 см по площади комнаты. На легкобетонные панели основания пола наклеивается бесшовный линолеум либо наносится мастичное покрытие пола.

Применяются также панели основания отдельного пола толщиной 6 см, размерами на комнату из легкого водостойкого гипсобетона марки 75, объемным весом не более 1300 кг/м³.

Домостроительные комбинаты в г. Новокуйбышевске и в г. Дмитрове освоили заводское производство панельных конструкций перекрытий с легкобетонным отдельным полом в виде элемента, изготавливаемого на конвейере в одном технологическом цикле. Для несущих легкобетонных панелей перекрытия, опертых по контуру, Новокуйбышевский завод в опытном порядке применяет пред-

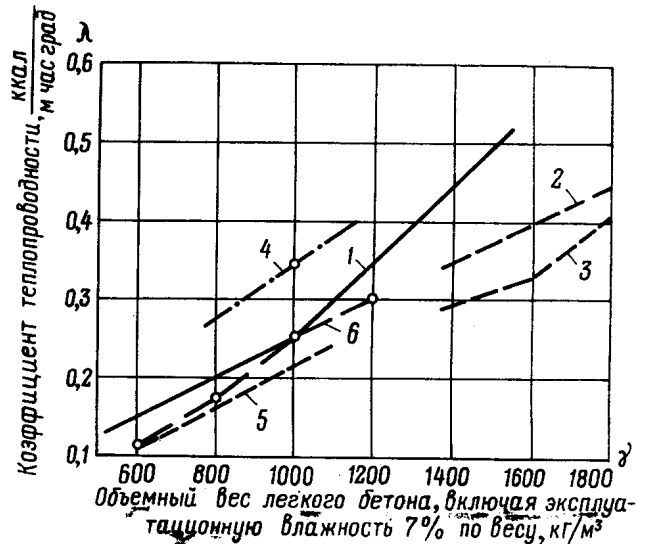


Рис. 2. Зависимость теплопроводности от объемного веса легкого бетона

1 — керамзитобетон по СНиП; 2 — шлакопемзобетон по СНиП; 3 — то же, по исследованиям ЦНИИЭП жилища; 4 — керамзитобетон, по данным МНИИТЭП; 5 — керамзитобетон слитный; 6 — перлитобетон

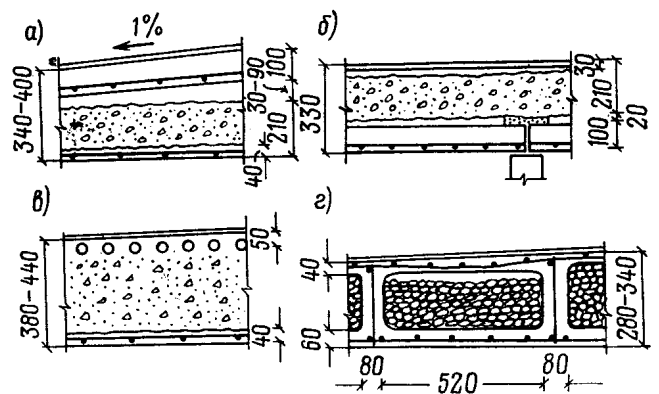


Рис. 3. Поперечные сечения панельных конструкций легкой бетонной крыши

а — с утепляющей панелью потолка; б — с утепляющей кровельной панелью; в — однородная вентилируемая; г — с засыпкой полостей пористым заполнителем

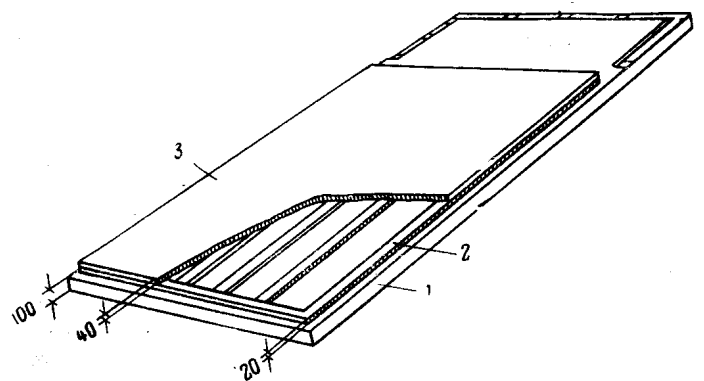


Рис. 4. Комплексная панель междуэтажного перекрытия из легкого бетона

1 — несущая панель из легкого бетона марки 150; 2 — звукоизолирующие прокладки; 3 — панель основания отдельного пола из легкого бетона марки 100 объемным весом 1200 кг/м³

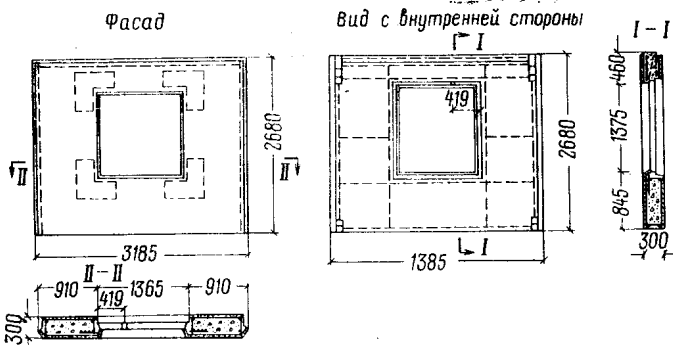


Рис. 1. Однослойная наружная стеновая панель из легкого бетона

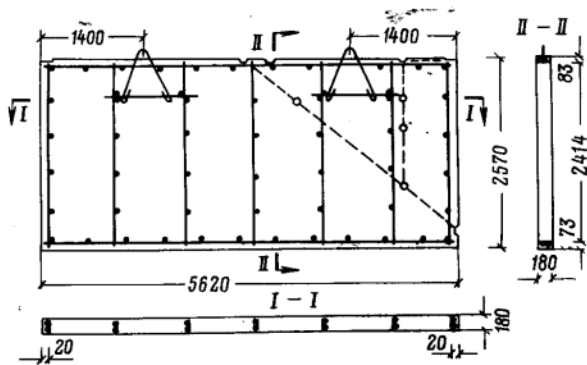


Рис. 5. Схема армирования внутренней межквартирной стеновой панели

варительное напряжение стержневой арматуры в двух направлениях.

Панели перекрытия раздельного типа из легкого бетона позволяют экономить до 30% арматурной стали по сравнению с конструкцией из тяжелого бетона и обеспечить надежную звукоизоляцию.

Легкобетонные перекрытия раздельного типа существенно снижают нагрузки на несущие стены по сравнению с конструкциями из тяжелого бетона.

Панели внутренних стен из легкого бетона марок 100—300 с легким конструктивным армированием в пределах до 0,05% обладают высокой несущей способностью при длительной нагрузке.

Исследованиями ЦНИИЭП жилища и ЦНИИПО МООП установлена повышенная (более чем в 1,5 раза) жаростойкость легкобетонных внутренних стен по сравнению с бетонными. Это позволяет применить внутриквартирные несущие стены толщиной 12 см для 9-этажных домов, без дополнительного армирования из противопожарных требований.

Межквартирные легкобетонные стены должны обеспечивать звукоизоляцию и поэтому конструируются либо раздельными двойными, с воздушной прослойкой, либо однослойными толщиной до 18 см.

Многopустотные легкобетонные несущие панели межквартирных внутренних стен при заполнении пустот керамзитовым гравием обеспечивают нормативную звукоизоляцию при весе около 250 кг/м².

Поперечные межквартирные сплошные утолщенные стены создают благоприятные условия для восприятия ветровых нагрузок и снижения суммарного напряжения сжатия бетона панелей наружных стен (рис. 5).

Объемно-пространственные блоки совмещенных или раздельных санитарно-технических кабин из легкого бетона марки 100—150, объемным весом 1200—1500 кг/м³ при толщине стенок 3,5 см с конструктивным армированием углов и перемычек являются трещиностойкими конструкциями с уменьшенным весом.

В Краснодаре уже успешно действует домостроительный завод, изготовляющий из керамзитобетона объемные блоки комнат для жилых 5-этажных домов. Лестничные марши и площадки из легкого бетона марки 200 по сравнению с маршами

из тяжелого бетона обладают высокой износостойкостью, меньшей зыбкостью и требуют меньшего расхода арматуры. Дымоventиляционные блоки из легкого бетона воспринимают нагрузку от перекрытий и обладают повышенной жаростойкостью и огнестойкостью по сравнению с блоками из тяжелого бетона.

В СССР построены сотни крупнопанельных жилых домов с применением во всех конструкциях керамзитобетона, шлакопемзобетона, шлакобетона на топливном шлаке, легкого бетона на естественных пористых заполнителях и др. Разработаны и введены в действие типовые проекты 5 и 9-этажных крупнопанельных жилых домов со всеми конструкциями из керамзитобетона, перлитобетона или шлакопемзового бетона для обычных условий, для просадочных грунтов и сейсмических воздействий.

Все типовые проекты жилых домов из тяжелого бетона предусматривают, как правило, вариант конструкции наружных стен и крыши из легкого бетона.

Повышение прочности легкого бетона связано линейной зависимостью с объемным весом (рис. 6). Поэтому при проектировании необходимо назначить наименьшую марку прочности легкого бетона. Только в этом случае будет наиболее полно выявлена эффективность легкого бетона (табл. 1).

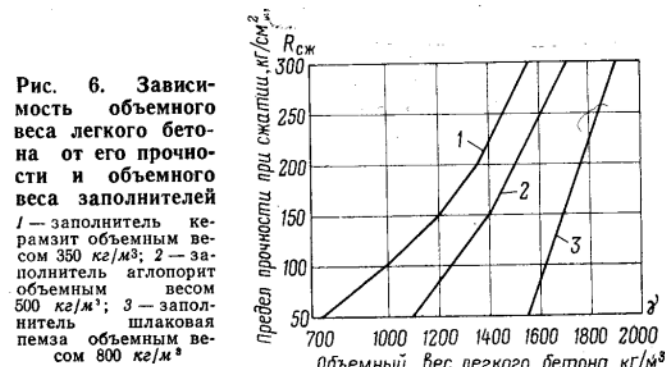


Рис. 6. Зависимость объемного веса легкого бетона от его прочности и объемного веса заполнителей
1 — заполнитель керамзит объемным весом 350 кг/м³; 2 — заполнитель аглопорит объемным весом 500 кг/м³; 3 — заполнитель шлаковая пемза объемным весом 800 кг/м³

При проектировании и в технологии производства необходимо строго классифицировать легкие бетоны по их назначению на теплоизоляционные, теплоизоляционно-конструктивные, конструктивные и высокопрочные (табл. 2).

Таблица 1

Рекомендуемые марки легких бетонов для элементов крупнопанельных жилых и гражданских зданий

Конструкции зданий	Марки прочности легкого бетона при этажности			
	3—5	5—9	9—16	16
Наружные стены несущие и самонесущие	35—50	50—75	75—100	75—100
Навесные	—	25—75	25—75	25—75
Внутренние несущие стены	50—100	100—150	150—200	200—300
Междуэтажные перекрытия	150—200	150—200	150—200	150—200
Элементы каркасов, большепролетные перекрытия	—	—	—	200—400

Показатели физико-технических характеристик легкого бетона на пористых заполнителях

Тип легкого бетона	Прочность при сжатии в кг/см ²	Объемный вес в кг/м ³	Показатель конструктивных качеств $K_{кк}$ в м	Начальный модуль упругости $E \cdot 10^{-3}$ в кг/см ²	Коэффициент теплопроводности λ в ккал/м·ч·град	Морозостойкость циклов
Теплоизоляционный	5—25	300—600	170—800	—	< 0,18	10—25
Теплоизоляционно-конструктивный	35—100	600—1600	600—1300	20—150	0,18—0,55	25—50
Конструктивный	100—200	1000—1700	1000—1500	75—150	—	> 50
Высокопрочный	200—500	1400—1900	1500—2500	150—350	—	> 50

Показатель конструктивного качества определяется:

$$K_{кк} = \frac{R}{\gamma} 10\,000, (м)$$

где R — предел прочности при сжатии в кг/см²;
 γ — объемный вес в кг/м³.

Все свойства легкого бетона зависят главным образом от его структуры, однако теплоизоляционно-конструктивный легкий бетон наиболее сложен по подбору состава, технологии и свойствам. Автор разработал систему типизации, обеспечивающую технологическую повторяемость заданной структуры легкого бетона.

Для данного крупного пористого заполнителя легко найти экспериментально оптимальный зерновой состав по максимуму прочности, минимуму объемного веса и межзерновой пустотности, определяемых в смесях, подобранных при различных значениях n по уравнению кривой просеивания:

$$y = \left(\frac{x}{D}\right)^n,$$

где y — прошло через сито в долях единицы;
 x — размер отверстия сита в мм;
 D — размер наибольшего зерна в мм.

Соотношение мелких и пофракционных насыпных объемов крупных заполнителей $\frac{M}{M+K}$ (структурный фактор) задается в пределах значений от 0 до 1 в зависимости от требуемой структуры легкого бетона.

Зерновой состав смеси заполнителей легкого бетона определяется уравнением $y = a + v \left(\frac{x}{D}\right)^n$, где параметры «а» и «в» зависят от $\frac{M}{M+K}$. В таблице 3 приведены данные о пофракционном расходе заполнителя по объему при $n=0,8$. Расходы цемента и воды находят опытно-расчетным путем. Умеренное введение пластифицирующих добавок используется как средство улучшения структуры.

Такой метод определения состава легкого бетона позволяет получить повторяемую структуру, прогнозировать физико-технические свойства легкого бетона. Зависимость свойств отвердевшего легкого бетона от его структуры можно проследить по табл. 4.

Заводская технология производства крупнопанельных конструкций связана с требованиями для достижения однородности легкого бетона в конструкциях. Основными из этих требований следует считать: пофракционное объемное с весовым контролем дозирование пористых заполнителей; принудительное интенсивное перемешивание легкобетонной смеси без изменения зернового состава в процессе перемешивания; предельное уплотнение при формовании без расслоения легкобетонной смеси; ускорение твердения тепловой обработкой совмещенное с сушкой-испарением излишней воды из бетона до определенного предела.

В остальном технология производства легкобетонных панельных конструкций не отличается какими-либо особенностями.

ВЫВОДЫ

Сопоставление показателей типовых проектов 9-этажных крупнопанельных домов из керамзитобетона с вариантом из тяжелого бетона показыва-

Таблица 3
 Расчетный пофракционный расход керамзита в л на 1 м³ теплоизоляционно-конструктивного керамзитобетона при предельной крупности гравия 20 мм ($n = 0,8$)

Фракция в мм	$\frac{M}{M+K}$						
	0	0,15	0,25	0,35	0,5	0,7	1,0
Виброуплотняемая смесь							
0—1,25	—	185	330	460	650	850	1070
5—10	395	375	355	310	235	130	—
10—20	705	670	635	545	415	230	—
Всего	1100	1230	1320	1315	1300	1210	1070
Пластичная смесь							
0—5	—	180	330	460	640	860	1100
5—10	400	370	355	310	230	180	—
10—20	715	660	635	550	410	240	—
Всего	1115	1210	1320	1320	1280	1230	—

Таблица 4
 Коэффициенты, характеризующие свойства теплоизоляционно-конструктивного керамзитобетона в зависимости от значений $\frac{M}{M+K}$

$\frac{M}{M+K}$	0	0,15	0,25	0,35	0,5	0,7	1,00
$\gamma/\gamma_{0,25}$	1,15	1,05	1,00	1,04	1,11	1,13	1,25
$R_{пр}/R_{1,8}$	0,80	0,86	0,84	0,81	0,77	0,76	0,74
$R_p/R_{1,8}$	0,13	0,10	0,10	0,12	0,11	0,09	0,07
$E/E_{0,25}$	1,15	1,05	1,00	1,00	0,95	0,85	0,85
$\lambda/\lambda_{0,25}$	1,06	1,05	1,00	1,04	1,03	0,89	0,85

Примечание: γ — объемный вес; $R_{пр}$ — призмная прочность; $R_{1,8}$ — кубиковая прочность; R_p — прочность при растяжении; E — модуль упругости; λ — теплопроводность.

ет, что комплексное применение легкого бетона в крупнопанельных конструкциях зданий позволяет экономить около 7% бетона, до 30% арматурной стали, около 4% по сметной стоимости, снизить затраты труда на 23%, повысить индустриальность и эксплуатационные качества жилых домов.

Жаростойкие легкие и ячеистые бетоны

Д-р техн. наук К. Д. НЕКРАСОВ, кандидаты техн. наук М. Г. МАСЛЕННИКОВА,
А. П. ТАРАСОВА

В лаборатории жаростойких бетонов НИИЖБ Госстроя СССР разработаны различные виды жаростойких легких и ячеистых бетонов, которые могут заменить штучные огнеупорные легковесные изделия.

По своему назначению в зависимости от объемного веса и прочности легкие жаростойкие бетоны подразделяются на теплоизоляционные (объемным весом 600—1000 кг/м³) и конструктивные (объемным весом 1000—1500 кг/м³). Ячеистые бетоны являются только теплоизоляционными. Легкие и ячеистые бетоны в качестве теплоизоляции рекомендуются применять в двухслойных конструкциях тепловых агрегатов в сочетании с тяжелыми жаростойкими бетонами; конструктивные легкие жаростойкие бетоны — в однослойных конструкциях взамен тяжелых жаростойких бетонов, при соответствующих условиях службы.

Вяжущими для получения легких жаростойких бетонов могут служить высокоглиноземистый и глиноземистый цементы, жидкое стекло с различными отвердителями и портландцемент с тонкомолотыми добавками.

В зависимости от вида примененного материала легкие жаростойкие бетоны могут быть использованы для футеровки печей с рабочей температурой от 500 до 1500°С.

В настоящее время разработаны конструктивные и теплоизоляционные высокоогнеупорные легкие бетоны с температурой применения 1500°С. Вяжущим для такого бетона служит высокоглиноземистый цемент с повышенным содержанием Al₂O₃ (не менее 72%); огнеупорность цемента составляет >1690°С. В качестве заполнителя применяют легковесный корунд с максимальным размером зерна до 20 мм. Объемный вес полученного бетона составляет 900—1300 кг/м³, соответственно прочность при сжатии 20—100 кг/см², теплопроводность 0,58—0,72 ккал/м·час°С. Отличительной особенностью такого бетона является отсутствие в его составе окиси кремния, вследствие чего он может быть использован для строительства специальных сооружений, где наличие SiO₂ вредно отражается на технологическом процессе, например, шахтного реактора каталитической конверсии метана под давлением.

Бетон на высокоглиноземистом цементе не уступает по свойствам аналогичным штучным легковесным огнеупорам. Он обладает более высокой прочностью, чем огнеупорные изделия, при одинаковом объемном весе. Остальные свойства практически не отличаются.

Используя в качестве вяжущего глиноземистый цемент, можно получить легкие жаростойкие бетоны с температурой применения до 1200°С. Заполнителями являются керамзит, вспученный вермикулит Потанинского месторождения с огнеупорностью 1270°С и Булдымского и Ковдорского

месторождений с огнеупорностью 1420°С. Объемный вес вермикулита не превышал 200 кг/м³. Для получения бетона применяли фракции от 0,6 до 10,0 мм. Вермикулит отличается от других заполнителей пластинчатым строением и особо развитой поверхностью. Водопоглощение его в зависимости от объемного веса, зернового состава, режима обжига и природных свойств сырья колеблется от 120 до 400% по весу. Вследствие этого водоцементный фактор при приготовлении бетонной смеси является довольно значительным, что приводит к снижению прочности бетона и увеличению объемного веса. Недостаток воды в вермикулитобетоне более резко снижает прочность, чем избыток.

Легкие жаростойкие бетоны на основе глиноземистого цемента имеют следующие характеристики: объемный вес 750—900 кг/м³; прочность при сжатии в высушенном состоянии соответственно 20—50 кг/см², коэффициент теплопроводности составляет при средней температуре 600°С для керамзитобетона 0,46 ккал/м·час°С, а вермикулитобетона — 0,33 ккал/м·час°С. Остаточная прочность при сжатии после воздействия температуры 800°С для вермикулитобетона 40%, для керамзитобетона — 47%. Температура начала деформации под нагрузкой 1 кг/см² составляет 1120°, температура 4-процентной деформации — 1170° и температура разрушения — 1250°С. Разработанные бетоны могут быть использованы в качестве теплоизоляционного материала до 1250°С.

На более дешевом вяжущем — портландцементе — могут быть получены легкие жаростойкие бетоны с температурой применения до 1200°С, которая зависит от огнеупорности заполнителя-вермикулита. Так, бетон с вермикулитом Потанинского месторождения может применяться при температуре до 1100°С, а с вермикулитом Булдымского или Ковдорского месторождений — до 1200°С. Прочность его составляет 20—35 кг/см².

Жароупорный керамзитобетон на жидком стекле с кремнефтористым натрием, в зависимости от количества тонкомолотого шамота рекомендуется применять до температуры 800 или 900°С. Однако известно, что при замене кремнефтористого натрия в жаростойком бетоне на жидком стекле, который является плавнем более огнеупорными материалами, например нефелиновым шламом, саморассыпающимися шлаками ферросплавных производств можно повысить температуру применения бетона с шамотными заполнителями на 100—150°С.

При подборе составов керамзитобетона на жидком стекле исследовали влияние следующих факторов на объемный вес и прочность при сжатии: расход жидкого стекла, расход отвердителя, количество тонкомолотой добавки шамота.

Было установлено, что первоначальная прочность керамзитобетона на жидком стекле с нефелиновым шламом и с саморассыпающимися шла-

ками ферросплавных производств несколько ниже прочности керамзитобетона аналогичного объемного веса на жидком стекле с добавкой кремнефтористого натрия. Однако отличительной особенностью разработанных составов бетона является значительное повышение его прочности после воздействия температур 800, 1000 и 1100°С. Прочность при сжатии таких образцов достигла 45—50 кг/см².

При изготовлении жаростойкого газобетона на портландцементе [1] в последний вводят различные тонкомолотые добавки: шамот, гранулированный доменный шлак, золу-унос и керамзит. Для обеспечения необходимых прочностных характеристик газобетон следует подвергать тепловлажностной обработке в автоклаве или пропарочной камере.

Выбор тонкомолотой добавки и ее количество зависят от тепловлажностной обработки изделий. Для автоклавного жароупорного газобетона предпочтительнее тонкомолотый шамот, а для пропаренного — тонкомолотый гранулированный доменный шлак, зола-унос или керамзит. Газообразователем в жаростойком газобетоне может служить алюминиевая пудра марки ПАК-3 или ПАК-2.

Оптимальное соотношение портландцемента и алюминиевой пудры было установлено экспериментальным путем, т. е. сравнением прочности после тепловлажностной обработки и после нагрева до высоких температур, а также величины температурных деформаций в процессе нагрева газобетона с различным соотношением цемента и тонкомолотой добавки. Было установлено, что оптимальным соотношением между портландцементом и тонкомолотыми шамотом или керамзитом является 1:2 по весу. Для доменного гранулированного шлака и золы-уноса оптимальное соотношение составляет 1:1 по весу.

Состав жаростойкого газобетона подбирается также, как состав обычного газобетона. Формование изделий из жаростойкого газобетона производят в металлических формах.

Прочность до нагрева автоклавного газобетона объемным весом 600 кг/м³ в зависимости от вида примененной тонкомолотой добавки колеблется от 22 до 30 кг/см², после воздействия температуры 700—800°С — 12—15 кг/см². Лучшая прочность получена при использовании тонкомолотого шамота и гранулированного доменного шлака.

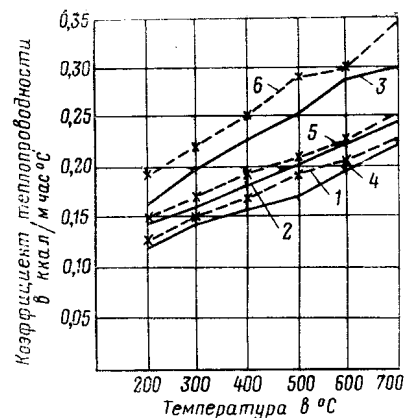
В процессе нагревания жаростойкого газобетона дегидратация его составляющих приводит к усадочным явлениям. Величина усадки в зависимости от вида тонкомолотых добавок, а также условий твердения газобетонных блоков колеблется в пределах 1,2—2,9%.

Коэффициент термического расширения автоклавного газобетона на портландцементе с тонкомолотым шамотом, керамзитом и золой-уносом при нагревании в интервале температур 20—800°С колеблется в пределах от 4,1 до 6,3×10⁻⁶, а газобетона с доменным гранулированным шлаком от 6,0 до 10,4×10⁻⁶.

На рис. 1 приведены кривые изменения коэффициента теплопроводности жаростойкого газобетона в зависимости от температуры нагрева и объемного веса материала по сравнению с теплопро-

Рис. 1. Сравнительные данные теплопроводности жаростойкого газобетона и диатомового кирпича

1 — жаростойкий газобетон с объемным весом 500 кг/м³; 2 — жаростойкий газобетон с объемным весом 600 кг/м³; 3 — жаростойкий газобетон с объемным весом 700 кг/м³; 4 — диатомовый кирпич с объемным весом 500 кг/м³; 5 — диатомовый кирпич с объемным весом 600 кг/м³; 6 — диатомовый кирпич с объемным весом 700 кг/м³



водностью диатомового кирпича, который в настоящее время применяется в качестве теплоизоляции.

В связи с тем, что теплоизоляционный слой футеровки подвергается одностороннему нагреву, можно с уверенностью сказать, что жаростойкий газобетон на портландцементе может быть использован до температуры 700°С. Газобетон может быть также использован для теплоизоляции футеровки с периодическим режимом работы.

Для повышения температуры применения жаростойкого газобетона до 1000°С были разработаны новые составы газобетона на основе растворимого стекла*. Объемный вес его колеблется в широких пределах от 400 до 800 кг/м³; предел прочности при сжатии от 15 до 50 кг/см². Отличительной особенностью такого газобетона является отсутствие снижения прочности после воздействия температуры 800—1000°С (рис. 2). Прочность несколько снижается только после воздействия температуры 200—400°С.

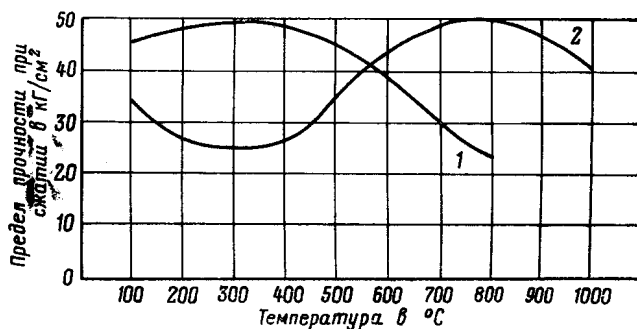


Рис. 2. Изменение прочности при сжатии жаростойкого газобетона на портландцементе 1 и на растворимом стекле 2

Огневая усадка жаростойкого газобетона на растворимом стекле после нагревания до 1000°С — не более 2,0%.

Для проверки трещиностойкости газобетона были изготовлены блоки размером 150×500×800 мм, которые подвергали термовлажностной обработке. Проведено одностороннее нагревание

* Авторское свидетельство № В 1196.

блоков до температуры 1000° С. Для обеспечения трещиностойкости блоков необходима специальная термовлажностная обработка. Уменьшение усадочных явлений обеспечивается при введении крупного заполнителя наряду с тонкомолотыми добавками. В качестве крупного заполнителя могут быть использованы: шамот, керамзит, вермикулит и др. При использовании в качестве заполнителя материала, имеющего огнеупорность ниже огнеупорности шамота, соответственно снижается температура применения газобетона.

Жаростойкий газобетон на портландцементе как теплоизоляционный материал испытывали в стенах шлаковиков и регенераторов мартеновских печей [2].

Жаростойкий газобетон был приготовлен в заводских условиях по обычной схеме; блоки имели размеры 530×240×200 и 990×720×240 мм.

Применение жаростойкого газобетона показало его значительную эффективность, так как удалось избежать трудоемкой ручной укладки теплоизоляции.

Разработанные составы легких жаростойких и

ячестых бетонов значительно дешевле материалов, используемых в качестве теплоизоляции футеровок тепловых агрегатов.

Себестоимость диатомового кирпича с учетом его укладки, по данным треста Союзтеплострой, составляет 48 руб. за 1 м³, себестоимость 1 м³ жаростойкого газобетона на портландцементе — 24 р. 80 к., а жаростойкого газобетона на растворимом стекле — 30 р. 97 к. Еще большая экономия получается при применении легкого жаростойкого бетона на портландцементе с вермикулитовым заполнителем, себестоимость 1 м³ которого составляет всего 20 руб. При использовании в качестве вяжущего глиноземистого цемента себестоимость бетона повышается до 33 р. 69 к. за 1 м³.

ЛИТЕРАТУРА

1. К. Д. Некрасов, М. Я. Кривицкий, С. К. Лисенко. Жароупорный газобетон. Сб. НИИЖБ «Жаростойкие бетоны». Стройиздат, 1964.

2. К. Д. Некрасов, М. Я. Кривицкий, С. К. Лисенко, Г. Крицкий, П. Ройзман. «Жароупорный газобетон». «Строитель», 1963, № 10.

УДК 666.973

Применение легких бетонов в гидротехническом строительстве

Канд. техн. наук А. А. АРАКЕЛЯН

Природные легкие заполнители характеризуются низкими показателями водонепроницаемости и морозостойкости по сравнению с обычными (плотными). Но благодаря абсорбционным свойствам пористых заполнителей вокруг них в бетоне создается контактная зона с повышенной плотностью и прочностью. Уплотненная цементная оболочка вокруг заполнителя закупоривает капиллярные ходы на поверхности заполнителя и тем самым значительно повышает морозостойкость и водонепроницаемость легкого бетона.

Легкие гидротехнические бетоны вибрационной укладки на некоторых природных заполнителях — туфе, литоидной пемзе, шлаках — показали по водонепроницаемости марку В10 и по морозостойкости Мрз 300.

Предел прочности бетона при растяжении обуславливается факторами адгезии и когезии цементного камня и заполнителя. Известно, что прочность легкого заполнителя на растяжение (когезия) существенно ниже, чем у обычных заполнителей, а относительное сцепление (адгезия) с цементным камнем выше. Поэтому в случае бетонов низких марок, когда превалирующим фактором является сцепление заполнителя с цементным камнем, прочность бетона на легких заполнителях при растяжении выше, чем бетона на обычных заполнителях. Легкие бетоны, как известно, имеют повышенную растяжимость и низкий модуль деформации, что

позволяет передать в напорных и безнапорных туннелях относительно большую нагрузку на породу. Таким образом, становится возможным значительно уменьшить толщину отделки.

Для примера приведем результаты расчета напорного туннеля Ереванской ГЭС длиной 2,8 км (забой № 2) [1]. Напор воды $P=1,58$ и $2,44$ кг/см², коэффициент крепости пород, по П. П. Протодяконову, $f>6$; коэффициент удельного упругого отпора (трещиноватая скала), установленный опытом, $k_0=150$ кг/см²; марка бетона 150.

Прочность на растяжение: легкого бетона на литоидной пемзе $R_p=14$ кг/см²; обычного бетона $R_p=15$ кг/см². Модуль деформации легкого бетона $E_6=1,1 \times 10^5$ кг/см², обычного бетона $E_6=2,4 \times 10^5$ кг/см². Коэффициент запаса $K=2,4$, коэффициент Пуассона $\mu = \frac{1}{6}$.

При напоре $P=1,58$ кг/см² толщина отделки из легкого бетона получалась 30 см, а из обычного бетона — 40 см. При напоре $P=2,44$ кг/см² соответственно 35 и 65 см. Уменьшение толщины отделки из легкого бетона составило 25—50%.

Обделка напорного туннеля Ереванской ГЭС осуществлена из легкого бетона толщиной 30—35 см.

Расчеты безнапорного туннеля, произведенные при коэффициенте крепости $f=1,75$ (для литоиднопемзовых пород) и коэффициенте удельного упру-

гого отпора породы $k_0 = 110 \text{ кг/см}^2$, показали также уменьшенную толщину обделки из легкого бетона на 20—25% по сравнению с обделкой из обычного бетона.

В легком бетоне вследствие аккумуляции воды в капиллярах легких заполнителей процесс набухания более продолжителен, чем в обычном бетоне, поэтому усадочные явления в легких бетонах возникают позднее, когда бетон уже обладает большой сопротивляемостью растягивающим напряжениям, и усадочные напряжения становятся менее опасными для сооружений.

Благодаря этим положительным свойствам легкого бетона стало возможным его применение в гидротехническом строительстве. Впервые в мировой практике массовое использование легкого бетона в гидротехнических сооружениях начато в 1949 г. на строительстве Гюмушской ГЭС Армгидроэнергостроя.

Позднее бетон на литоидной пемзе был использован и на других ГЭС Севано-Разданского каскада: Арзнинской, Атарбемянской, Ереванской для возведения открытых каналов, туннельной облицовки, напорных камер и напорных трубопроводов, искусственных сооружений на каналах (рис. 1, 2), быстротоков, подземных и надземных частей ГЭС и др. Дно этих сооружений в зависимости от скорости потоков воды бетонировали либо обычным бетоном, либо бетоном на пемзовом щебне и кварцевом песке, либо легким бетоном на литоидной пемзе. Последний применен и в ирригационных сооружениях в районе строительства Севано-Разданского каскада. В гидротехнических сооружениях этого каскада за 1949—1964 гг. уложено более 1 млн. м^3 легкого бетона на литоидной пемзе, в том числе 260 тыс. м^3 легкого бетона для туннельной обделки, общей длиной 20 км, сечением 30—32 м^2 .

Применение легкого бетона на строительстве Севано-Разданского каскада взамен обычного дало экономию 2,8 млн. руб.

В Армянской ССР строятся также первая ступень Воротанского каскада (Татевская ГЭС, рис. 3) и туннель-водовод Арпа—Севан длиной 48 км. В этих сооружениях применяются новые виды легкого бетона на базе природных пористых шлаковых заполнителей вулканического происхождения.

Объем легкого бетона на шлаковых заполнителях в строящихся сооружениях Татевской ГЭС составляет 205 тыс. м^3 , в том числе обделка туннеля — 98 тыс. м^3 в туннеле-водоводе Арпа—Севан — 324 тыс. м^3 , в том числе обделка — 315 тыс. м^3 .

Помимо уменьшения толщины обделки из шлакобетона (по сравнению с обделкой из обычного бетона) получается экономия в стоимости товарного бетона 1,5—2 руб. на 1 м^3 благодаря сокращению транспортных расходов (уменьшается дальность перевоза заполнителей) и весьма доступной обработке шлаковых заполнителей.

Природные пористые заполнители, и в особенности шлаковые, имеют сильно шероховатую поверхность, что ухудшает удобоукладываемость бетонной смеси и приводит к увеличению расхода цемента. В частности, расход цемента в бетонах на шлаковых заполнителях заметно больше нормативного. Это серьезный недостаток шлакобетонов. Необходимо

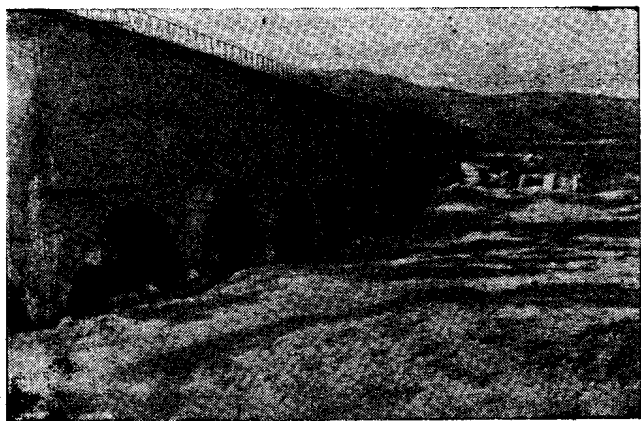


Рис. 1. Акведук 3 канала 3 Гюмуш ГЭС из легкого бетона на литоидной пемзе.

было уменьшить расход цемента в шлакобетоне и улучшить удобоукладываемость бетонной смеси. Для этого разработан метод облагораживания легких заполнителей обкаткой во вращающемся барабане без шаров [2].

Удобоукладываемость легкого бетона на обкатанных заполнителях заметно улучшается, а расход цемента сокращается на 10—20%, повышается качество бетона (прочность, плотность, морозостой-

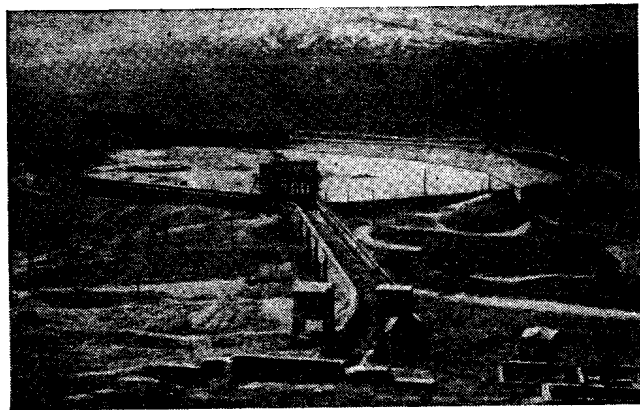


Рис. 2. Бассейн суточного регулирования Гюмуш ГЭС из легкого бетона на литоидной пемзе

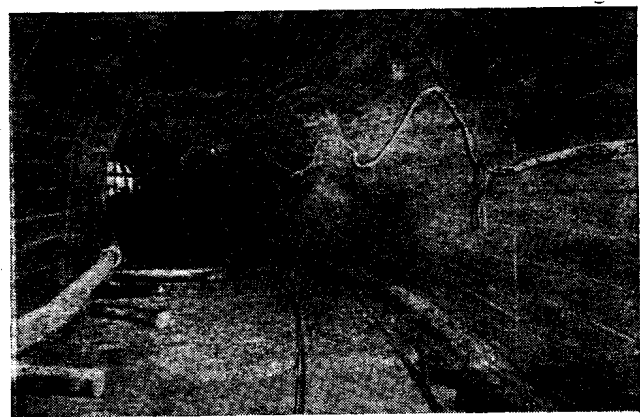


Рис. 3. Обделка туннеля Татевской ГЭС из легкого бетона на вулканическом шлаке.

кость и др.). При этом экономия в производстве легких бетонов составляет не менее 0,7 руб. на каждой 1 м³ бетона.

В процессе обкатки заполнителей образуются пылевидные фракции тонкого помола (не уступающие тонине помола цемента), которые могут служить весьма дешевым наполнителем в различных отраслях народного хозяйства.

Долговечность гидротехнического легкого бетона подтверждается натурными исследованиями. Климатические условия районов, где расположены исследуемые нами сооружения, характеризуются абсолютной минимальной температурой — (30 ÷ 38)°С и максимальной + (33 ÷ 39)°С. Переход через нулевую температуру в этих районах за год в среднем по многолетним наблюдениям составляет 70—80, а количество дней с атмосферными осадками от 15 до 103 мм — 90.

Было предусмотрено исследование надводных частей сооружений, учитывая что они, по сравнению с подводными, находятся в более суровых условиях эксплуатации. Проведен также визуальный осмотр всех гидротехнических сооружений Гюмушской ГЭС*.

За 15 лет эксплуатации не установлено ни одного дефекта гидротехнических сооружений. При остановках станций в 1953, 1954, 1956, 1957, 1966 гг. осмотрены все сооружения (подводные, надводные, туннельная обделка, каналы, акведуки и др.) и в основном дефектов не было обнаружено. Акведуки, эксплуатируемые в самых неблагоприятных условиях находятся в хорошем состоянии. Донная часть каналов, акведуков и туннельная обделка из легкого бетона не показали заметного износа (5—8 мм). После продолжительной службы дно каналов имеет гладкую поверхность, без каких-либо изъянов.

Для проведения натурных исследований электробуром ЭБГ из поверхностных слоев сооружений были выбурены керны размерами $d=13$ см и $H=20$ см и из них изготовлены цилиндры $d=H=13$ см. При этом наружный торец срезали, и цилиндры получались без карбонизационной корки, толщина которой равнялась от 15 до 23 мм в зависимости от прочности и плотности бетона. Образцы испытывали на прочность при сжатии и растяжении (раскалыванием), на морозостойкость и водонепроницаемость. Результаты испытаний показаны в таблицах 1 и 2.

Для определения марки бетона по прочности в сооружениях по результатам испытания цилиндров установлен переходной коэффициент прочности цилиндров $d=H=13$ см к кубам размером $20 \times 20 \times 20$ см с учетом поверхностного эффекта, возникающего при выбуривании кернов и при выравнивании их торцов.

Легкий и обычный бетоны после 15—18-летней службы показывают большой рост прочности и водонепроницаемости. Прочность легкого бетона возрастает в 2—3,5 раза, а обычного бетона — в 3 раза.

* Натурные исследования проведены в Армянском НИИ-стройматериалов и сооружений с участием инженеров Асат-ряна В. С., Тохмахяна Х. А. и Рафаэлова А. К.

Таблица 1

Сооружения	Дата возведения сооружения	Вид бетона	Расход цемента марки 400 на 1 м ³ бетона в кг				Лабораторные данные в месячном возрасте			Результаты испытания образцов, выбуренных из сооружений в 1966—1967 гг.		
			прочность на сжатие в кг/см ²	водонепроницаемость в атм	морозостойкость в циклах	прочность на сжатие в кг/см ²	водонепроницаемость в атм	прочность на растяжение в кг/см ²	морозостойкость в циклах			
Стена холостого водосброса плотины Гюмуш ГЭС	1950—1951	обычный на гравии и кварцевом песке	190	86	—	50	280	<В1	31,5	305		
Переходный участок акведука 2 Гюмуш ГЭС	1952	легкий на заполнителе из литой пемзы	200	98	В2	50	345	В4	25,3	285		
Бык акведука 3 на канале 3 Гюмуш ГЭС	1952	то же	240	108	В4	100	292	В8	22,0	263		
Ливнепуск 5 дериационного канала 3 Гюмуш ГЭС	1952	"	200	88	В2	50	214	В5	18,7	285		
Ирригационный отвод акведука 4 Гюмуш ГЭС	1951	"	240	102	В4	100	220	В8	24,2	295		
Выходной портал туннеля 1 Арзни ГЭС	1956	"	240	112	В4	100	275	В6	23,7	225		

Примечание. Переходный коэффициент от прочности выбуренных цилиндров $d=H=13$ см к кубиковой (20×20×20 см) с учетом поверхностного эффекта бурения и торцевания кернов равен для легкого бетона 0,87, для обычного — 0,81. Коэффициент перехода для прочности на растяжение выбуренных цилиндров для легкого бетона — 1,1, для обычного бетона — 1,24.

Таблица 2

Марка бетона по прочности на	Модуль деформации $E \cdot 10^{-3}$ в кг/см ² при напряжении			Предельная деформативн. $E \cdot 10^5$
	0,2R _c	0,5R _c	0,8R _c	
Сжатие	По тангенсу угла наклона касательной к кривой деформации			
100	95	76	57	164
200	123	100	74	250
300	137	110	83	335
Сжатие	По тангенсу угла наклона секущей к кривой деформации			
100	100	91	80	164
200	129	118	104	250
300	144	132	116	335
Растяжение	По тангенсу угла наклона касательной к кривой деформации			
10	68	52	36	23
15	86	66	45	27
18	95	73	50	29,5
Растяжение	По тангенсу угла наклона секущей к кривой деформации			
10	74	64	53	23
15	95	82	68	27
18	105	90	75	29,5

ВЫВОДЫ

На основании лабораторных исследований гидротехнического легкого бетона и натурных исследований гидротехнических сооружений, возведенных из легкого бетона, можно заключить, что долговечность гидротехнического легкого бетона не уступает долговечности обычного.

Опыт Армянской ССР в применении бетона на пористых заполнителях в гидротехническом строи-

тельстве может быть использован и в других республиках, располагающих ресурсами природных или искусственных легких заполнителей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Гидротехнические туннели гидроэлектростанций. Госэнергоиздат, М.—Л., 1959.
2. Аракелян А. А. Облагораживание легких заполнителей путем их обкатки. «Промышленность Армении», 1961, № 3.

УДК 666.973 : 626/627

Конструктивный керамзитобетон для морских гидротехнических сооружений

Инженеры К. М. КАЦ, Л. А. РУМЯНЦЕВА

В 1965—1967 гг. НИИЖБ и лаборатория треста Каспморстрой выполняли исследования конструктивного керамзитобетона для портового гидротехнического строительства.

Были изготовлены образцы размерами $15 \times 15 \times 15$ см из керамзитобетона марки 300 с добавками ГКЖ-94 и ИАС¹ и без добавок. Для приготовления бетона использованы (на 1 м³ бетона): сульфатостойкий портландцемент Вольского завода марки 500 (476 кг); керамзитовый гравий фракции 5—20 мм Кара-Чухурского завода (714 л); тяжелый морской песок (737 кг) и вода (200 л).

Характеристика керамзитового гравия приведена ниже.

Характеристика керамзитового гравия Кара-Чухурского завода

Фракция	— рядовой 5—20 мм
Удельный вес	— 2,26 г/см ³
Объемный вес	— 0,56 т/м ³
Прочность при сжатии фракции 5—10 мм	— 42,5 кг/см ²
Прочность при сжатии фракции 10—20 мм	— 33,6 кг/см ²
Водопоглощение через 48 ч (по весу)	23,7%

В образцы было заложено по 3 стержня диаметром 8 мм и длиной 80 мм из арматурной стали марки 35ГС таким образом, чтобы расстояние до грани образца составляло по 30 мм для двух стержней и 40 мм для третьего, что соответствует принятым значениям защитного слоя в конструкциях.

Для получения сравнительных данных была изготовлена серия аналогичных образцов из бетона марки 300 на гранитном щебне.

Образцы разделили на 4 партии. Одна партия была уложена в море на глубине 4 м, вторая подвешена в зоне переменного уровня в металлической корзине, третья размещена в надводной зоне. Четвертая партия была установлена на «коррозионном колесе», с которого образцы снимались через 200,

¹ ИАС — индено-алкильная смола — продукт совместной полимеризации индена и кумарона, получаемых при пиролизе нефтяного сырья (отход переработки нефти). ИАС применяется в виде 50% водной эмульсии.

500 и 850 циклов попеременного увлажнения и высушивания. Продолжительность одного цикла составляла 4 ч. После осмотра образцы разбивались, из них извлекались арматурные стержни. На стержнях не было обнаружено ни язв, ни поверхностной коррозии.

Была снята с испытания и серия образцов, находившихся в зоне переменного уровня моря в течение одного года. На арматурных стержнях, извлеченных из этих образцов, также не было обнаружено следов коррозии.

От защитного слоя всех снятых с испытания образцов отбирались послойно через 1 см пробы бетона, в которых путем обратного титрования определялось содержание ионов Cl⁻ и SO₄⁻. Степень проникновения ионов SO₄⁻ в бетон характеризуется величинами, приведенными на рис. 1.

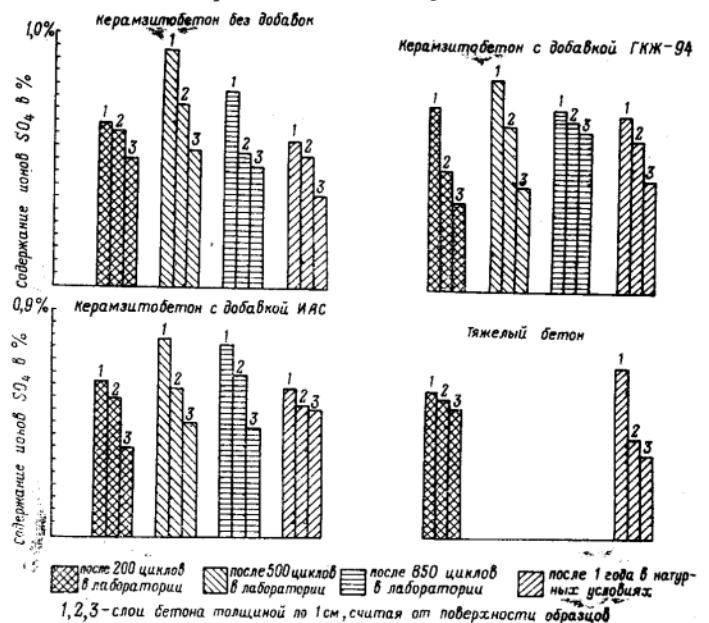


Рис. 1. Динамика проникновения ионов SO₄⁻ в бетон по слоям

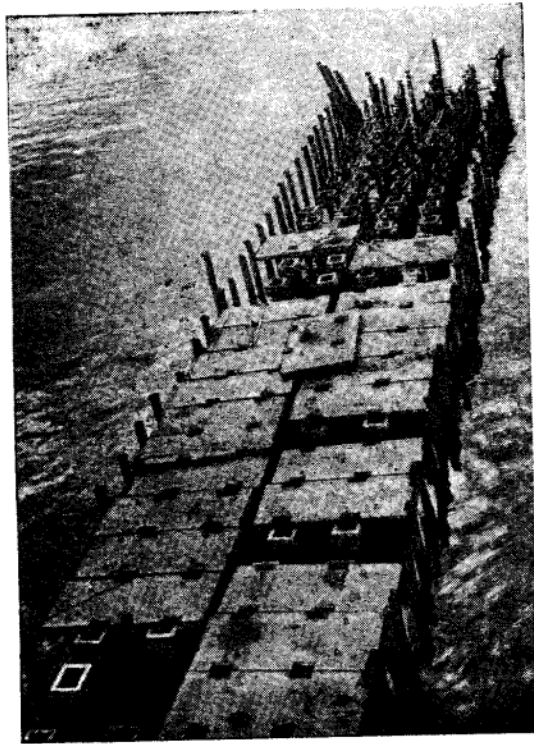


Рис. 2. Опытный участок пирса в г. Баку

Несмотря на преобладание в воде Каспийского моря хлоридов, в бетон диффундируют главным образом ионы SO_4 , причем введение добавок ГКЖ-94 и ИАС снижает проницаемость бетона на 15—20%. Степень проницаемости тяжелого бетона и плотно легкого бетона отличается незначительно. Сопоставление данных, полученных при попеременном замачивании и высушивании керамзитобетона на «коррозийном колесе», с результатами, полученными от образцов, находившихся 1 год в натуральных условиях, показывает, что последним соответствует примерно 500 циклов лабораторных испытаний, продолжительность которых составляет около 3 месяцев.

Составы керамзитобетона, испытанные на морозостойкость, даны в таблице 1. Образцы подверга-

Таблица 1
Состав керамзитобетона при испытании на морозостойкость

Вид керамзитобетона	Расход материалов на 1 м ³ керамзитобетона					Осадка конуса в см	Результаты испытания образцов после пропаривания	
	цемент в кг	керамзит в л/кг	песок ракушечник в л/кг	вода в л	% добавки от веса цемента		предел прочности при сжатии в кг/см ²	объемный вес бетона в кг/м ³
Без добавки	490	730	443	208	—	1,8	247	1917
С добавкой ГКЖ-94	484	584	740	197	0,05	2,0	232	1927
		720	442	730				
С добавкой ИАС	464	704	432	192	0,5	2,0	244	1952
		562	714					

лись попеременному замораживанию и оттаиванию в синтезированной морской воде соленостью 14 г/л. Образцы без добавок прошли 350 циклов замораживания и оттаивания с коэффициентом морозостойкости 0,78, а с добавками ГКЖ-94 и ИАС-500 циклов с коэффициентами соответственно 0,86 и 1,00. Внешне образцы без добавок к 300 циклам имели вид несколько хуже, чем образцы с добавками.

Водонепроницаемость исследовалась на стандартных образцах-цилиндрах. Давление воды в системе поднималось ступенями по 1 атм в час. Образцы без добавок выдержали давление воды от 4 до 6 атм без признаков фильтрации воды через бетон, а образцы с добавками — свыше 10.

В 1966 г. в Баку на строящемся причале морского вокзала был выполнен опытный участок пирса с керамзитобетонным верхним строением (рис. 2). В сооружение было уложено 10 керамзитожелезобетонных плит размерами 2,98×6,80××0,25 м (объем бетона 50 м³), в том числе 4 плиты из керамзитобетона с добавкой ГКЖ-94. Плиты из тяжелого бетона и легкого бетона защищены от износа при движении автотранспорта по пирсу асфальтовым покрытием.

Нижняя поверхность плит, обращенная к воде, защиты не имеет. Керамзитобетонные плиты и плиты из тяжелого бетона армировались сеткой из арматурной стали марки 35ГС Ø 12—14 мм. Толщина защитного слоя 30 мм.

Плиты изготавливались на полигоне, расположенном неподалеку от строительства. Бетонная смесь перемешивалась в бетономешалке свободного падения емкостью 500 л. Дозирование цемента и песка осуществлялось по весу, керамзита, воды и добавок — по объему.

Подвижность смеси к моменту укладки составляла 1,5 см осадки стандартного конуса. Объемный вес свежееуложенного бетона — 1,97 т/м³, предел прочности при сжатии после пропаривания — 273 кг/см², а предел прочности в возрасте 28 суток — 302 кг/см².

Керамзитобетонная смесь доставлялась к месту укладки автосамосвалом, перегружалась в опрокидной бункер, который краном подавался к форме, установленной на стенде.

На одну плиту расходовалось 17 замесов бетона, которые укладывали в три приема; продолжительность выдержки бетона от момента приготовления первого замеса до момента укладки порции бетона в форму не превышала 30—45 мин.

Потерю подвижности керамзитобетонной смеси во времени определяли из опыта, результаты которого представлены в табл. 2.

Таблица 2
Изменение подвижности керамзитобетонной смеси во времени

Вид керамзитобетонной смеси	Осадка конуса в см				
	сразу после приготовления	через 15 мин	через 30 мин	через 45 мин	через 60 мин
Без добавок	5,5	5,0	2,5	1,5—2,0	1,0—1,5
С добавкой ГКЖ-94	5,5	5,0	3,5	3,0	2,0—2,5
С добавкой ИАС	5,0	4,0—4,5	3,0—3,5	1,5	0,8—1,0

Как видно из таблицы, подвижность керамзитобетонной смеси через 30 мин уменьшается почти вдвое, однако при вибрировании подвижность полностью восстанавливается и смесь хорошо укладывается. Добавка ГКЖ-94 замедляет потерю подвижности.

Керамзитобетонные плиты прогревались на стенде по режиму: 2(3)+12+6 (подъем температуры для плит с добавкой ГКЖ-94 — 3 ч, для остальных — 2 ч, предварительная выдержка до начала прогрева соответственно 10 и 6 ч. По окончании прогрева плиты снимали со стенда и после осмотра укладывали в штабель, где выдерживали до монтажа 2—3 недели.

В конце 1967 г. было проведено обследование опытного участка пирса, который в течение года подвергался силовым воздействиям от пришвартованных к нему плавучих строймеханизмов и судов, въезжающих на причал автомобилей со строительными материалами, а также испытывал волновые нагрузки. При обследовании не было установлено смещений и повреждений плит, не обнаружено пятен и подтеков на их поверхности, обращенной к воде.

Применение керамзитобетона для гидротехнических конструкций портовых сооружений позволяет на 15—20% снизить вес конструкций и в ряде

случаев заменить дорогой дальнепривозной щебень местным керамзитовым гравием. В результате, по данным завода Стройдеталь, достигается снижение стоимости 1 м³ гидротехнического бетона марки 300 на 1 р. 98 к.

ВЫВОДЫ

Конструктивный керамзитобетон может быть с успехом применен в портовом гидротехническом строительстве. Показатели морозостойкости, водонепроницаемости, коррозионной стойкости бетона и заложенной в него арматуры вполне отвечают требованиям, предъявляемым к бетону для сооружений такого рода.

Замена тяжелого крупного заполнителя в бетоне керамзитовым гравием помимо технико-экономического эффекта, связанного со снижением веса конструкций (уменьшение нагрузки на опоры или увеличение длины пролетов и соответственно шага опор, снижение транспортных расходов) может снизить стоимость 1 м³ гидротехнического бетона.

Для повышения долговечности керамзитобетона с учетом конкретных условий рекомендуется применять добавки ГКЖ-94 или ИАС, улучшающего морозостойкость, водонепроницаемость и другие свойства.

УДК 691.328.2

Предварительно напряженные конструкции из высокопрочного аглопоритобетона

Кандидаты техн. наук М. М. ИЗРАЕЛИТ, Б. Б. ВЕЙНЕР

Применение аглопоритобетона марок 300—500 позволяет на 20—25% уменьшить вес конструкций по сравнению с аналогичными конструкциями из тяжелого бетона и снизить их стоимость за счет экономии арматуры и использования местных заполнителей.

В настоящее время накоплен опыт изготовления и применения предварительно напряженных конструкций из аглопоритобетона — ребристых плит покрытий размерами 3×6 и 3×12 м, двускатных балок пролетами 12 и 18 м, сегментных ферм пролетом 24 м (табл. 1).

Составы аглопоритобетона были разработаны (табл. 2) в Минском НИИСМ и применены при изготовлении серийных партий конструкций на предприятиях Минпромстроя БССР.

Прочностные и деформативные характеристики конструкций являлись предметом специальных исследований, которые включали натурные испытания по несущей способности, трещиностойкости и прогибам, наблюдения за развитием выгибов от

¹ Работа выполнена в Минском ГосНИИСМ при участии НИЖБ Госстроя СССР, Технического управления и предприятий Минпромстроя БССР. На Всесоюзном смотре качества строительства в 1967 г. отмечена дипломом Госстроя СССР.

Таблица 1

Тип конструкции	Марка бетона	Рабочая арматура	Вес конструкции в т	Нормативная нагрузка в кг/м ²
Ребристые плиты покрытий 3×6 м ПЛ А-111в	300	Стержневая Ø 20 А-IIIв	1,8 (2,4)*	440
Ребристые плиты покрытий 3×12 м ПНКПр 16		Прядевая Ø 15 П7	5,6 (7,0)	460
Сегментные фермы пролетом 24 м ФС-24-4ПК ФС-24-4П	400	Стержневая Ø 25 А-IIIв	5,6 (7,0)	500
Двускатные балки прол. 18 м Б18-2ПК		Прядевая Ø 15 П7	8,9 (11,2)	310
Двускатные балки прол. 12 м Б8-12-4	500	То же	8,9 (11,2)	300
Двускатные балки прол. 18 м Б4-18-4	500	Стержневая Ø 25 ÷ 32 А-IIIв	6,9 (9,1)	480
			3,2 (4,1)	645
			6,9 (9,1)	645

* В скобках указан вес аналогичных конструкций из обычного бетона.

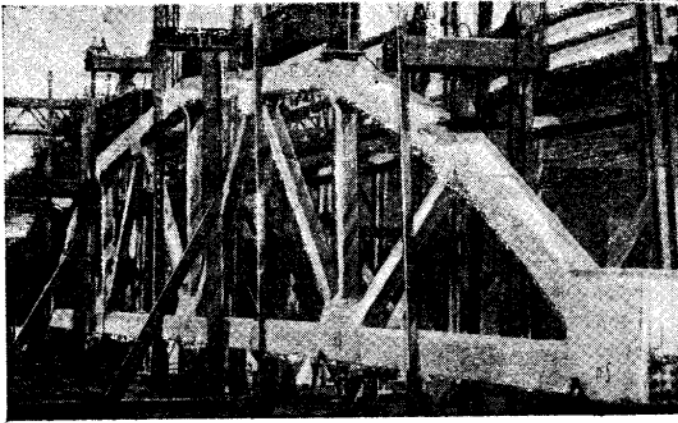


Рис. 1. Испытание сегментных ферм пролетом 24 м из аглопоритобетона марки 400 на Минском заводе СЖБ № 1

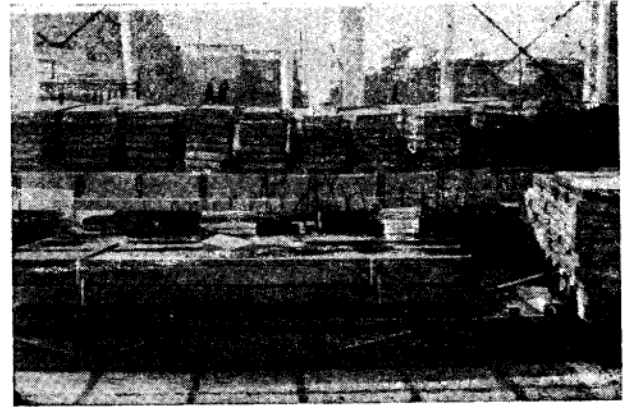


Рис. 2. Испытание плит покрытий из аглопоритобетона марки 300 на Гомельском заводе СЖБ № 9

действия предварительного обжатия, контроль анкеровки напрягаемой арматуры.

Натурные испытания конструкций (рис. 1—3) проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—66. При этом по методике НИИЖБ дополнительно испытывались ребристые плиты 3×6 и 3×12 м на действие горизонтальных нагрузок [4, 5], а концевые участки двускатных балок — на воздействие сосредоточенных сил [7]. Испытания проводились с использованием механических приборов и электротензометров. Для более полного представления о трещиностойкости растянутых элементов применялась ультразвуковая аппаратура (приборы УКБ-1, «Бетон»). Пьезопреобразователи крепились посредством специальных струбцин на базе 2,5—3 м, что практически позволяло перекрывать опасную с точки зрения трещинообразования зону. По мере увеличения нагрузки измерялось время распространения звукового импульса и по резкому приращению времени можно было судить о начале образования трещин. Следует отметить, что ультразвуковой метод позволяет фиксировать появление трещин на 1—2 этапа раньше по сравнению с механическими приборами.

В процессе испытания нагрузка прикладывалась этапами по 0,1 от нормативной. В момент достижения предельных нагрузок наблюдались характерные признаки разрушения, вызываемые текучестью арматуры (раскрытие трещин до 0,8—1,2 мм, чрезмерные прогибы) с последующим раздроблением бетона сжатой зоны. Отношение предельных нагрузок к расчетным разрушающим со-

ставляет величину порядка 1,51—1,75, что удовлетворяет требованиям норм (табл. 3).

Первые трещины, как правило, появлялись при нагрузках, превышающих на 15—20% контрольные по трещинообразованию. Характер расположения и ширина раскрытия трещин свидетельствовали о надежном сцеплении бетона с арматурой [2, 3].

В табл. 3 приведены также фактические нагрузки по трещинообразованию и расчетные по СНиП II-V.1-62 с учетом повышенных потерь от усадки легкого бетона. Сопоставление расчетных и фактических параметров показывает, что легкобетонные конструкции обладают значительным запасом трещиностойкости.

Представляет определенный интерес вопрос о трещиностойкости нижних поясов ферм. Результаты испытаний показывают, что стержни нижнего пояса находятся под дополнительным воздействием изгибающих моментов, вызванных жесткостью узлов ферм (в этом плане подтверждаются результаты испытания ферм из обычного бетона [6]). Под воздействием изгибающих моментов нижние грани претерпевают дополнительные деформации, и фактически трещины появляются при нагрузках меньших, чем предусматривается расчетом по осевым усилиям. Возможность влияния повышенных потерь предварительного напряжения от ползучести и усадки на снижение трещиностойкости не должно приниматься во внимание, поскольку фактические потери (определенные прямыми наблюдениями) составляют не более 60% от расчетных.

По всей видимости, элементы нижнего пояса следует рассматривать как внецентрично растянутые, причем величина эксцентриситета продольной силы может определяться согласно рекомендациям НИИЖБ [6]. Полученные таким образом расчетные величины являются более обоснованными и сопоставимыми с фактическими значениями.

Деформативность аглопоритобетонных конструкций характеризуется величинами суммарных прогибов, которые свидетельствуют о том, что нормативные требования удовлетворяются. Расхождение фактических прогибов с расчетными объясняется тем, что при расчете по деформациям не учитывается увеличение выгибов конструкций под действием предварительного обжатия, вызываемое

Таблица 2

Марка бетона	Расход материалов на 1 м ³ бетона в кг				В/Ц	γ _{сух} в кг/м ³
	цемент марки 500	вода в л	аглопорит фракции 5—20 мм, γ _з =725 кг/м ³	песок кварцевый М _{кр} =2,46		
300	375	180	690	730	0,48	1840
400	520	195	670	660	0,38	1910
500	580	210	650	620	0,36	1950



Рис. 3. Испытание двускатных балок пролетом 18 м из аглопоритобетона марки 400 на Гродненском заводе СЖБ № 10



Рис. 4. Блок цехов БелАЗа (в покрытии установлены стропильные аглопоритобетонные фермы пролетом 24 м)

ползучестью бетона, влияние которой на увеличение выгибов является опережающим по отношению к росту потерь. В общем же случае условие роста выгибов на основе теории старения [1] может быть представлено в следующем виде:

$$\varphi_t + \frac{\sigma_n}{\sigma_{01}} > 0,$$

где φ_t — характеристика ползучести;

σ_n — потери от ползучести и усадки;

σ_{01} — величина остаточных напряжений с учетом первой группы потерь.

Для рассматриваемых конструкций рост выгибов был заметным. Так, в возрасте 45—50 сут. увеличение выгибов для плит составляло от 10 до 30%; для балок в возрасте 50 сут. — 20—25%, что свидетельствует о выполнении условия приведенной формулы.

Наиболее интенсивное увеличение выгибов наблюдается в первые сутки после передачи напряжений. К возрасту 40—50 суток (при нормальных температурно-влажностных условиях) деформации практически стабилизировались.

Сопоставление фактических и расчетных прогибов от действия полезной нагрузки (без учета собственного веса и предварительного обжатия) пока-

зывает довольно близкую сходимость. Из условия, что расчетные прогибы превышают фактические не более чем на 5—10%, можно принимать понижающий коэффициент 0,85 при подсчете жесткости для плит 3×6 м до нагрузок 0,645 $q_{разр}$, для плит 3×12 м — до нагрузок 0,45 $q_{разр}$, для балок — до 0,6 $P_{разр}$.

По результатам проведенных работ на Гомельском заводе СЖБ № 9 было организовано изготовление ребристых плит размерами 3×6 и 3×12 м из аглопоритобетона марок 300 и 400, на Минском заводе СЖБ № 1 — сегментных ферм пролетом 24 м и двускатных балок пролетом 18 м из аглопоритобетона марки 400. Составы аглопоритобетона, приведенные в табл. 2, были приняты за основу и корректировались в процессе производства заводскими лабораториями. Как показал опыт изготовления изделий из бетона на аглопорите, при изменении порядка загрузки материалов в смесиельные агрегаты, порядка укладки и уплотнения бетонной смеси и т. п., технологические линии, предусмотренные для изделий из обычного бетона, не претерпевают изменений. Уплотнение аглопоритобетонной смеси на виброплощадках (плиты) или при помощи навесных (балки), глубинных и поверхностных вибраторов (фермы) обеспечивает

Таблица 3

Тип конструкции	R_0 в момент испытания в $кг/см^2$	По прочности			По образованию трещин		По деформациям		
		расчетная нагрузка $P_{расч}$ разр	фактичес- кая нагрузка $P_{факт}$ разр	$P_{факт}$ разр	расчетная нагрузка	фактичес- кая нагрузка	допус- каемый прогиб в мм	расчет- ный прогиб в мм	фактичес- кий прогиб в мм
Плиты 3×6 м	260	535 $кг/м^2$	895 $кг/м^2$	1,61	430 $кг/м^2$	560 $кг/м^2$	16	2	—11
Плиты ПНКПр-15 3×12	360	610 .	985 .	1,62	470 .	633 .	40	5	6
ПНКС — 1 ПНКС-16 3×12	360	625 .	1027 .	1,64	435 .	628 .	40	12	— 8
Фермы ФС-24-4ПК	420	94 т	163 т	1,74	91 (102)* т	96 т	60	28	21
Фермы ФС-24-4П	440	96 .	145 .	1,51	97 (107)* .	99,5 .	60	26	20
Балки прол. 18 м Б18-2пк	312	58,5 т	90 .	1,54	48 .	62,5 .	45	24	16
Балки прол. 12 м	496	56 т	98 .	1,75	47 .	54 .	15	8	4
Балки прол. 18 м ББ4-18-4	438	77,5 т	126 .	1,62	58,6 .	70 .	34	24	16

* Из расчета по осевым усилиям.

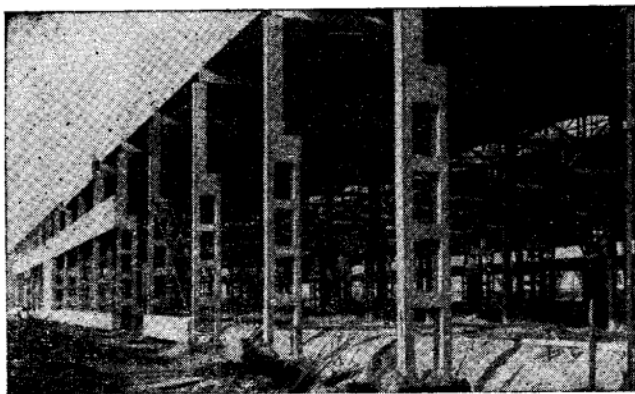


Рис. 5. Обрубочный цех завода Центролит в Гомеле (в покрытиях использованы аглопоритобетонные плиты 3×12 м)

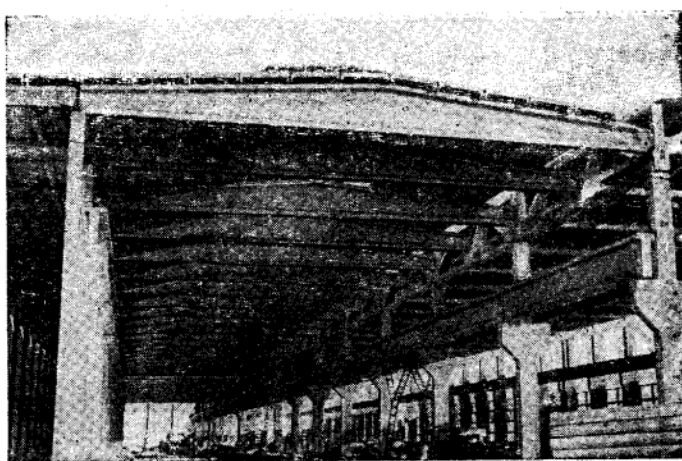


Рис. 6. Главный производственный корпус завода БАТЭ в г. Борисове (в покрытиях установлены стропильные балки пролетом 18 м из аглопоритобетона)

необходимую по плотности и однородности структуру бетона.

Первый опыт применения конструкций из высокопрочного аглопоритобетона относится к 1965 г., когда при возведении покрытий склада шихтовых материалов завода отопительного оборудования в Минске было установлено несколько предварительно напряженных аглопоритобетонных ферм. Проведенные по истечении более двух лет обследования свидетельствуют о вполне удовлетворительном эксплуатационном состоянии конструкций. В дальнейшем аглопоритобетонные фермы применялись при строительстве производственных корпусов БелАЗ в г. Жодино (рис. 4) и завода транспортного машиностроения в пос. Фаниполь. С 1967 г. на строительстве обрубочного цеха (рис. 5) и вспомогательных помещений Гомельского завода Центролит используются аглопоритобетонные плиты 3×6 и 3×12 м. Аглопоритобетонные балки пролетом 18 м находят применение в покрытиях главного производственного корпуса завода БАТЭ в г. Борисове (рис. 6). Общая площадь покрытий, возведенных с использованием аглопоритобетонных элементов, составляет к настоящему времени около 50 тыс. м².

ВЫВОДЫ

По своим прочностным и деформативным характеристикам конструкции из предварительно напряженного аглопоритобетона надежны и удовлетворяют требованиям норм.

Советские ученые, конструкторы, инженеры и техники! Активнее боритесь за ускорение научно-технического прогресса нашей Родины, за дальнейший расцвет науки и техники!

Из Призывов ЦК КПСС к 1 Мая 1968 года

Изготовление элементов из бетона на аглопорите производится на технологических линиях, предусмотренных для аналогичных изделий из обычного бетона.

Конструктивный аглопоритобетон наряду с другими видами высокопрочных бетонов должен получить широкое применение в практике современного строительства.

ЛИТЕРАТУРА

1. И. И. Улицкий, Чжан Чжун Яо, А. Б. Голышев. Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов. Госстройиздат УССР, 1960.
2. Н. А. Корнев, Б. Б. Вейнер. Анкеровка арматуры повышенной прочности в легких бетонах. «Бетон и железобетон», 1966, № 10.
3. М. М. Израелит. Прочность сцепления стальной арматуры с аглопоритобетоном. Сб. «Аглопорит и аглопоритобетон». Изд. наука и техника. Минск, 1964.
4. А. А. Кудрявцев, И. С. Литвин. Керамзитобетонные панели покрытий длиной 12 м. «Промышленное строительство», 1968, № 9.
5. Н. Д. Галканова, В. Г. Крамарь. Предварительно напряженные плиты размером 3×12 м с прядевой арматурой для покрытий промышленных зданий. «Бетон и железобетон», 1963, № 12.
6. В. А. Клевцов, Э. Г. Портер. Уточнение расчета трещиностойкости нижних поясов стропильных ферм. Бетон и железобетон, 1965, № 1.
7. В. А. Якушин, Ю. Н. Сухарев, В. П. Колмогорова. Исследование работы предварительно напряженных балок с прядевой арматурой. «Бетон и железобетон», 1965, № 8.

Исследование анкеровки арматуры в ячеистом бетоне

Кандидаты техн. наук В. В. МАКАРИЧЕВ, К. М. МИЛЕЙКОВСКАЯ,
инж. В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ

Таблица 1

Прочность сцепления ячеистого бетона с арматурой периодического профиля

Источники		Нормативные величины сопротивле- ния сцепления ячеистого бетона с арматурой при проектной марке ячеистого бетона				
		35	50	75	100	150
Указания СН 287—65	Класс А	8	16	24	38	45
	Класс Б	6	8	16	24	38
По экспериментальным дан- ным		6	8	16	24	27

Отличительной особенностью изгибаемых конструкций из ячеистого бетона является то, что прочность сцепления последнего с арматурой не всегда обеспечивает достаточно надежную анкеровку арматуры. Поэтому в зарубежных и отечественных нормах [1] расчет анкеровки является обязательным. В качестве анкеров, как правило, применяются поперечные стержни, привариваемые к рабочей арматуре.

В течение 1965—1966 гг. в лаборатории конструкций из ячеистых бетонов НИИЖБ проведены исследования с целью уточнения величин прочностей сцепления арматуры с ячеистым бетоном в диапазоне марок 50—100; определения эффективности новых видов арматуры на сцепление с ячеистым бетоном и исследования способов анкеровки высокопрочной арматуры в ячеистом бетоне.

Для решения поставленных задач было испытано 9 серий призм сечением 15×15 см и длиной от 20 до 60 см. Каждая серия состояла из 18 призм. Все виды арматуры и типы анкеров дублировались на трех образцах-близнецах.

Опытные призмы изготавливались в горизонтальном положении из газобетона объемным весом от 780 до 1100 кг/м^3 . Состав смеси 1:1 (цемент:песок) с добавкой поташа в размере 0,2% от веса цемента. Тонкость помола песка — $2060 \text{ см}^2/\text{г}$, V/T — от 0,40 до 0,50.

Все образцы подвергались автоклавной обработке при температуре 174°C и давлении 8 атм. Режим обработки 6+8, после чего производился естественный отпуск. Одновременно с призмами изготавливались кубы $10 \times 10 \times 10$ и призмы $10 \times 10 \times 30$ см для определения прочностных характеристик газобетона. Арматурные стержни покрывались цементно-битумной обмазкой состава 1:0,2 (в соответствии с СН 277—64). Часть стержней была оставлена без антикоррозийного покрытия.

Определение прочности сцепления ячеистого бетона с арматурой проводилось по методике выдергивания арматурных стержней из бетонных призм [2]. Для этого использовался пресс «Амслер» усилием 30 т. Призмы опирались жестко на специальный сферический шарнир с отверстием 5×5 см для центрировки и проявления деформации поверхности призм. В процессе испытания замерялись деформации свободного и нагруженного концов стержней индикаторами с точностью 0,002 мм и фиксировалась величина критической силы, вызывающей продергивание стержня в теле призм.

Приведенные в отечественных нормах величины сцепления в зависимости от марки бетона обоснованы экспериментально только для марок 25, 35 и 150, 300 для двух видов арматуры: класса А-I и А-II. Для марок 50—100 показатели сцепления были получены интерполяцией указанных величин.

В связи с тем, что сейчас исследуются возможности применения предварительного напряжения арматуры в конструкциях из ячеистого бетона возникла необходимость экспериментальной проверки величин сцепления именно для марок 50—100, а также для некоторых видов высокопрочной арматуры. Результаты уточнения прочностей сцепления арматуры с ячеистыми бетонами марок 50—100 представлены на рис. 1.

В наших опытах ячеистый бетон по своим физико-механическим характеристикам должен быть отнесен к классу А. Но расположение экспериментальных точек свидетельствует о том, что зависимость, принятая для класса Б, ближе соответствует действительной прочности сцепления. Поэтому представляется целесообразным нормативные величины прочности сцепления в зависимости от проектной марки бетона принимать по табл. 1.

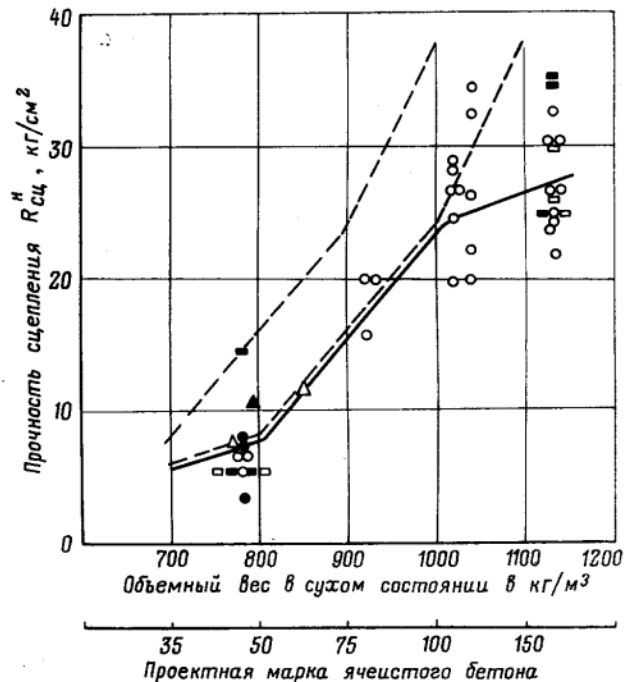


Рис. 1. Зависимость прочности сцепления ячеистого бетона с арматурой от прочности ячеистого бетона
 ○ — стержень $d=12$ мм; ● — то же, с обмазкой; □ — стержень $d=6,5$ мм; ■ — то же, с обмазкой; △ — стержень $d=10$ мм; ▲ — то же, с обмазкой; — — — — по СН 287—65 (класс А и Б); — — — — по экспериментальным данным

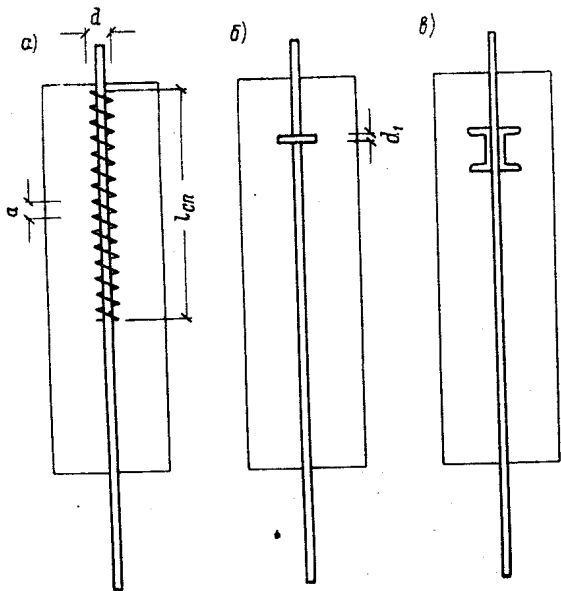


Рис. 2. Типы исследуемых анкеров

а — спираль; б — металлическая пластина размером 5×7 см; в — 2П-образный анкер

Применение антикоррозийной обмазки не вызвало снижения прочности сцепления. Весьма несущественным оказалось также влияние на нее диаметра арматуры.

Для определения эффективности некоторых видов высокопрочной арматуры на сцепление с ячеистым бетоном были испытаны призмы длиной 40 см, армированные следующими видами арматуры:

горячекатаной класса А-IV марки 80С диаметром 12 мм; термически упрочненной катанкой класса Атк диаметром 6,5 мм;

высокопрочной проволокой класса Вр-II диаметром 5 мм; семипроволочными прядями класса П-7 диаметром 6 и 9 мм.

Для сравнения были испытаны призмы, армированные гладкой арматурой класса А-I диаметром 6,5 мм. Результаты этих испытаний представлены в табл. 2.

Испытания показали, что с точки зрения сцепления с ячеистым бетоном наиболее эффективными могут считаться арматурные элементы классов А-IV и Атк. Несколько худшие результаты по сцеплению с ячеистым бетоном имеют семипроволочные пряди и высокопрочная проволока класса Вр-II.

Способы анкерования высокопрочной арматуры исследовались на призмах по той же методике выдергивания. Применение высокопрочных сталей, особенно термически упрочненных, исключает практически анкера в виде привариваемых по-

перечных стержней, эффективность которых к тому же в этом случае недостаточно высока. В качестве анкера использовалась спираль. Для сравнения была изготовлена серия призм, армированных стержневой арматурой диаметром 12 мм с анкерами, показанными на рис. 2.

При испытании оказалось, что анкер в виде спирали (из проволоки класса В-I диаметром 4 мм) дал наилучшие результаты. Варьируя диаметр, шаг и длину спирали, экспериментально подбирали оптимальные параметры спирального анкера для различных видов арматуры. Испытания показали, что на несущую способность спирального анкера существенно влияют шаг и диаметр спирали (рис. 3); длина оказывает сравнительно незначительное влияние.

Оптимальными можно считать следующие параметры спирали: длина 300 мм; шаг 5 мм; внутренний диаметр должен быть на 10—12 мм больше диаметра продольной арматуры.

Основной принцип работы спирального анкера заключается в создании эффекта «бетон в обойме». Кроме того, если при бетонировании в горизонтальном положении над стержнем в результате вспучивания газобетонной массы образуются пустоты (так называемая «зона кавитации»), то

Таблица 2

Относительная прочность сцепления арматуры с ячеистым бетоном

Характеристики сцепления	Ячеистый бетон проектных марок							
	75—150				35—50			
	Класс и диаметр арматуры							
	А-IV Ø12	Атк Ø6,5	Вр-II Ø5	П-7 Ø6	П-7 Ø9	А-I Ø6,5	А-IV Ø12	Атк Ø6,5
$R_{сц} : R$	0,23	0,21	0,14	0,10	0,13	0,12	0,087	0,071
$\sigma_a : R_a^H$	0,69	0,47	0,41	0,30	0,29	—	0,13	0,085
σ_a — напряжение в арматуре при выдергивании ее из призм.								

при спиральном анкере эта зона образуется не над стержнем, а над спиралью, что в сочетании с эффектом работы в обойме дает значительное повышение сцепления.

Испытания показали, что применение спирали дало во всех случаях повышение сцепления, но особенный эффект получался в случае продольной арматуры с хорошо выраженным профилем, который при выдергивании создает достаточный распор (например, классов А-IV, Атк). В случае применения высокопрочной проволоки класса Вр-II и семипроволочных прядей спираль дала меньший эффект.

Проведенные нами испытания также подтвердили существенное повышение сцепления высокопрочной проволоки класса Вр-II с ячеистым бетоном при применении утолщенной це-

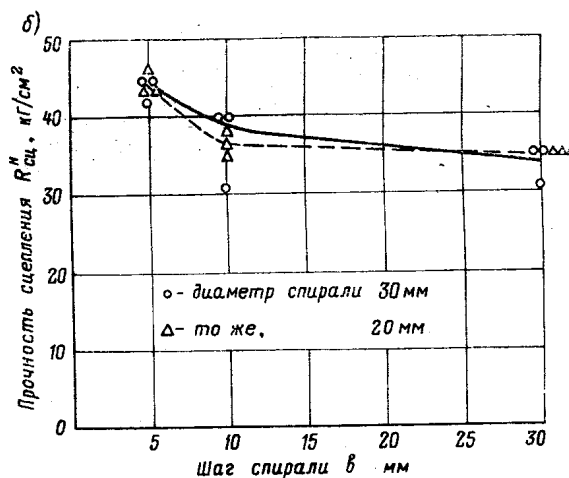
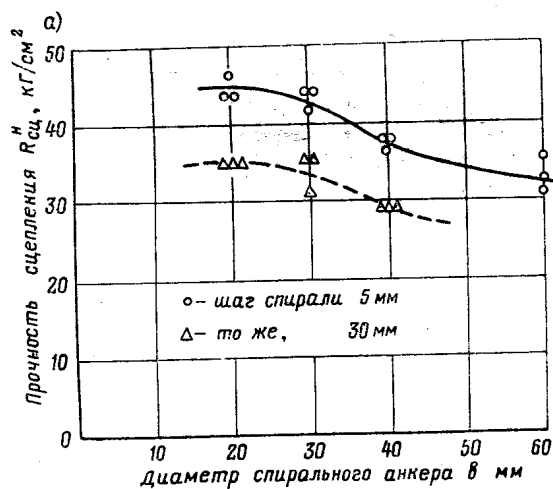


Рис. 3. Зависимость $R_{сц}$ от диаметра спирального анкера (а) и от его шага (б) при длине спирали 300 мм

ментно-полистирольной обмазки, наносимой на проволоку под высоким давлением (предложение канд. техн. наук В. И. Иванова). Повышение сцепления достигается за счет увеличения площади сцепления арматуры с бетоном. Кроме того, обмазка выполняет роль антикоррозийного покрытия. На рис. 4 изображена сравнительная диаграмма прочностей сцепления, наглядно выражающая повышение сцепления за счет применения указанных способов анкеровки. Величины сцепления, представленные на этом рисунке, подсчитаны в момент начала сдвига арматуры и в момент ее полного продергивания. Момент начала сдвига определялся нами по способу, предложенному Т. И. Астровой, С. А. Дмитриевым и Н. М. Мулиным в [3]. При выдергивании семипроволочных прядей происходило значительное их раскручивание и начало сдвига совпадало с полным продергиванием.

В табл. 3 по результатам проведенных испытаний представлены относительные величины прочностей сцепления ячеистого бетона с анкеруемой арматурой, а также величины напряжений в арматуре в момент выдергивания ее из призм длиной 40 см.

Таблица 3
Относительная прочность сцепления анкеруемой арматуры с ячеистым бетоном

Характеристика сцепления	Ячеистый бетон проектных марок						
	75—150				35—50		
	Класс и диаметр арматуры						
	A-IV Ø12	Атк Ø6,5	Вр-II Ø5	П-7 Ø6	П-7 Ø9	A-IV Ø12	Атк Ø6,5
$R_{сц} : R$	0,41	0,39	0,53	0,14	0,21	0,45	0,70
$\sigma_a : R_a^H$	1,16	0,88	0,93	0,43	0,47	0,72	0,59

Таблица 4
Значения коэффициента K для спирали

Характеристика	Проектная марка ячеистого бетона				
	35	50	75	100	150
Коэффициент K	9,0	6,0	4,0	2,5	2,0

Из сравнения табл. 2 и 3 видно, что эффект спирального анкера повышается при уменьшении объемного веса ячеистого бетона, что представляет особый интерес в связи с тенденцией снижения объемного веса в конструкциях из ячеистого бетона.

Анкерное усилие при спиральных анкерах оптимальных параметров может быть подсчитано по формуле:

$$N_{ан} = KR_{сц} l_{сп} U + R_{сц} (a_T - l_{сп}) U,$$



Рис. 4. Сравнительная диаграмма прочностей сцепления ячеистого бетона

заштриховано в клетку — сцепление до момента начала сдвига; контур — сцепление до полного продергивания

где $R_{сц}$ — сопротивление сцепления арматуры с ячеистым бетоном в $кг/см^2$;
 U — периметр продольного стержня;
 a_T — расстояние до начала наиболее опасного наклонного сечения;
 $l_{сп}$ — длина спирального анкера;
 K — коэффициент, учитывающий работу спирального анкера.

Предварительные значения этого коэффициента представлены в табл. 4.

Анализ результатов испытаний позволяет надеяться на возможность использования высокопрочной арматуры с анкером в конструкциях из ячеистых бетонов в диапазоне марок 75—150.

ВЫВОДЫ

Нормативные величины прочностей сцепления арматуры периодического профиля с ячеистым бетоном в зависимости от прочности бетона следует принимать по табл. 1.

Лучшей арматурой для сцепления с ячеистым бетоном является арматура периодического профиля классов A-IV и Атк.

Для анкеровки стержневой арматуры периодического профиля рекомендуется спиральный анкер оптимальных параметров, для анкеровки проволочной арматуры — утолщенная цементно-полистирольная обмазка.

ЛИТЕРАТУРА

1. Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов СН 287—65, М., 1965.
2. Т. И. Астрова. Анкеровка арматурных стержней периодического профиля в бетонах средней и высокой прочности. Сб. «Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций». Госстройиздат, М., 1962.
3. Т. И. Астрова, С. А. Дмитриев, Н. М. Мулин. Анкеровка стержней арматуры периодического профиля в обычном и предварительно напряженном железобетоне. Сб. Расчет железобетонных конструкций, вып. 23. Госстройиздат, М., 1961.

Рабочие и работницы, инженеры и техники! Всемерно повышайте эффективность общественного производства! Боритесь за лучшее использование средств, производственных фондов, сырья и материалов, быстрее осваивайте новые мощности!

Из Призывов ЦК КПСС к 1 Мая 1968 года

Потери предварительного напряжения арматуры в слоистых конструкциях из легких бетонов

Канд. техн. наук Ю. И. МЕШКАУСКАС, инж. В. П. ЧЕКАНАВИЧЮС

В последние годы в нашей стране широко применяются предварительно напряженные конструкции из легких бетонов, значительную часть из которых составляют ограждающие и несущие стеновые панели и плиты покрытия для промышленных зданий. Такие предварительно напряженные конструкции имеют слоистое сечение (рис. 1). Ввиду различных деформативных свойств бетонов в слоистом сечении напряженно-деформированное состояние от обжатия отличается от того, которое определяется по правилам приведенного сечения без учета длительных процессов.

Развитие деформаций усадки в слоистом сечении протекает неравномерно по высоте (рис. 2). Различия между ними (ϵ_{y_s}) возрастает во времени, а предельные его значения в основном зависят от вида бетонов, применяемых в слоистом сечении. Например, в сочетании поризованного керамзитобетона или ячеистого бетона с конструктивным керамзитобетоном значение ϵ_{y_s} может достигать $0,45 \cdot 10^{-3}$, а с обычным — $0,55 \cdot 10^{-3}$. Такое различие в усадочных деформациях заметно увеличивает напряжения обжатия слоя более прочного бетона, и это необходимо учесть при определении потерь напряжений арматуры от ползучести бетона.

Наибольшие напряжения обжатия с учетом различия деформаций усадки ϵ_{y_s} можно выразить зависимостью:

$$\sigma_6 = \frac{N_{01}}{F_c} + \frac{N_{02}}{F_n} + \frac{N_{02} e_0}{I_n} y, \quad (1)$$

где $N_{01} = \epsilon_{y_s} E_a F_n$ — усилие, возникающее в сечении слоя более прочного бетона F_c вследствие ϵ_{y_s} (рис. 2); $N_{02} = N_0 - N_{01}$ — усилие, передаваемое на все приведенное сечение F_n . При этом потери напряжения в арматуре от усадки принимаются для более прочного бетона.

После преобразования зависимости [1] расчетную формулу для определения напряжений обжатия сечения с учетом различия деформаций усадки (ϵ_{y_s}) можно представить в следующем виде

$$\sigma_6 = F_n \left[\frac{\sigma_{н.с.}}{F_c} + \frac{\sigma_{01} - \sigma_{н.с.}}{F_n} + \frac{(\sigma_{01} - \sigma_{н.с.}) e_0}{I_n} y \right], \quad (2)$$

где $\sigma_{н.с.} = \epsilon_{y_s} E_a$ — напряжения в арматуре, воспринимаемые

Серия образцов	Кубиковая прочность бетонов при обжатии ² , R_0 , кг/см ²	Продолжительность испытаний, сут.	Деформации усадки		Потери от ползучести, кг/см ²		σ_n^T	$\sigma_n^{оп}$	Опытные потери на уровне арматуры, кг/см ²		относительное обжатие $\eta = \frac{\sigma_6}{R_0}$
			керамзитогазобетона $\epsilon_{y_s} \cdot 10^3$	керамзитобетона $\epsilon_{y_1} \cdot 10^3$	теоретические σ_n^T	опытные $\sigma_n^{оп}$			от усадки $\sigma_{y_u}^{оп}$	полные $\sigma_{y_u}^{оп} + \sigma_n^{оп}$	
A-1	26,0	300	0,667	0,506	2090	1254	1,66	1012	2266	0,817	
A-2*	131,0		0,196	0,059	2060	608	3,78	118	726	0,810	
1B-1	79,0 150,0	290	0,734	0,312	670	564	1,19	624	1188	0,462	
1B-2*			0,403	0,112	653	334	1,95	224	558	0,442	
2B-1			0,734	0,313	1760	1174	1,50	624	1798	0,758	
2B-2*			0,403	0,112	1655	442	3,75	224	666	0,735	
1B-1	23,0 153,0	282	0,760	0,515	780	586	1,37	927	1514	0,455	
1B-2*			0,153	0,056	780	350	2,22	101	450	0,455	
2B-1			0,760	0,515	1794	1178	1,52	1030	2208	0,745	
2B-2*			0,153	0,056	1752	746	2,35	112	858	0,740	
1Г-1	52,0 135,0	263	0,730	0,450	683	470	1,45	810	1280	0,558	
1Г-2*			0,384	0,292	668	270	2,48	525	795	0,546	
2Г-1			0,730	0,450	1835	1254	1,46	900	2154	0,929	
2Г-2*			0,384	0,292	1700	476	3,35	584	1060	0,897	

Примечания. * Изолированные образцы.

² В числителе — прочность после тепловлажностной обработки в момент обжатия керамзитогазобетона, в знаменателе — тоже, керамзитобетона.

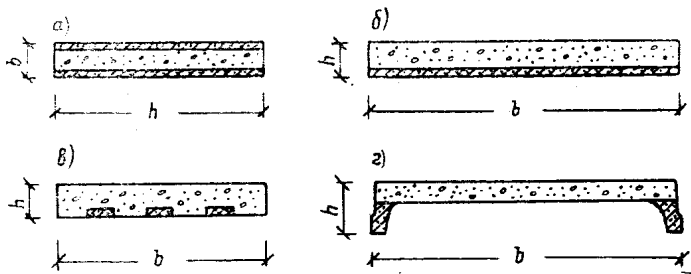


Рис. 1. Схемы поперечного сечения слоистых конструкций

а — трехслойные стеновые изделия; б, в, г — плиты покрытий

слоем более прочного бетона ввиду различия усадочных деформаций; σ_{01} — напряжение в арматуре перед обжатием. При определении наименьших напряжений во время обжатия следует принять $\sigma_0 = 0$.

Величина напряжений $\sigma_{н.с.}$ для слоистых конструкций с применением керамзитобетона в зависимости от видов более прочных бетонов и арматуры может изменяться в пределах 600—1200 кг/см². Большие их значения относятся к более прочным бетонам с наименьшими деформациями усадки.

В Институте строительства и архитектуры Госстроя Литовской ССР экспериментальной проверке подвергались четыре серии по шесть двухслойных образцов размером 25 × 20 × 140 см. В качестве малопрочного бетона применялся керамзитогазобетон, более прочного — плотный керамзитобетон на кварцевом песке с модулем крупности 2,2—2,8. Вяжущее — портландцемент марки 400. Тепловлажностная обработка — пропаривание по режиму 2+8+2 при 85 ± 5 °С. Параметры окружающей среды во время хранения: температура 14—20 °С, относительная влажность воздуха 50—65%.

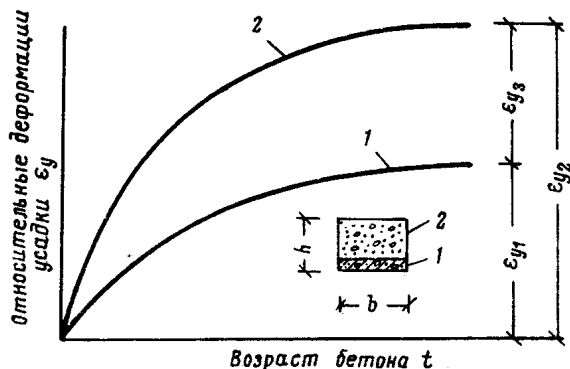


Рис. 2. Схема развития деформаций усадки в слоистом сечении

1 — краевые деформации усадки малопрочного легкого бетона; 2 — деформации усадки более прочного бетона на уровне арматуры

При обжатии напряжения в арматуре класса А-IV (серии А и Б) изменялись в пределах 5220—6050 кг/см², а высокопрочной проволоки периодического профиля (серии В и Г) — 9770—12 100 кг/см².

Как видно из табл., потери предварительного напряжения арматуры от ползучести, определенные по СНиП II-V.1-62 с учетом зависимости [1] как при умеренном ($\eta \leq 0,50$), так и при высоком ($\eta > 0,50$) относительном обжатии для образцов нормального хранения превышают опытные в 1,45 раза. Превышение теоретических значений частично объясняется неполным проявлением деформаций ползучести за время испытаний. Однако ввиду более низкого модуля упругости керамзитобетона по сравнению с модулем обычного бетона, формула для определения потерь напряжений в арматуре от ползу-

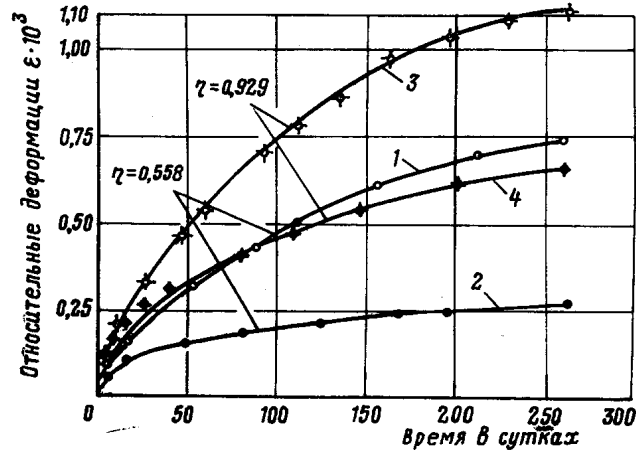
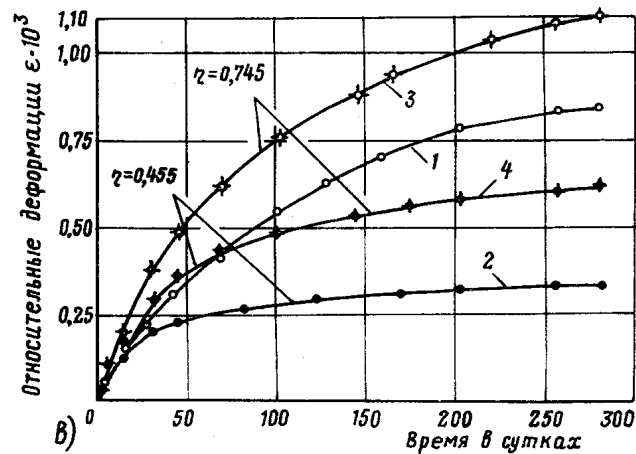
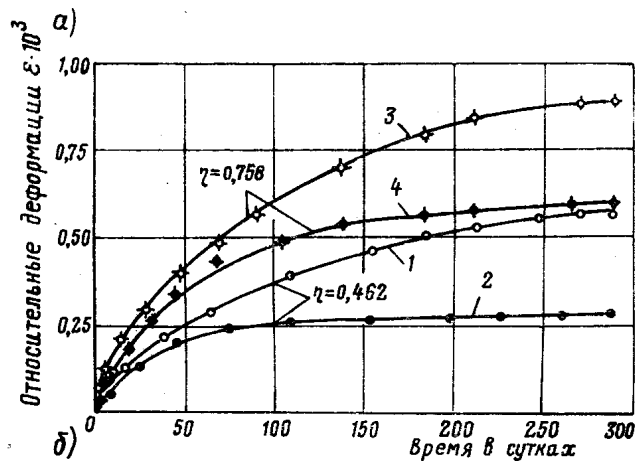


Рис. 3. График изменения деформаций на уровне арматуры предварительно напряженных двухслойных элементов

а, б и в — неизолрированные образцы серий Б, В и Г (табл. 1); 1 и 3 — суммарные деформации ползучести и усадки; 2 и 4 — деформации ползучести

чести, приведенная в СНиП II-V.1-62 (п. 513), нуждается в дополнении. Применяя более прочный керамзитобетон на кварцевом песке, можно рекомендовать поправочный коэффициент $\alpha = 0,80^*$.

Потери предварительного напряжения арматуры от ползучести в изолированных образцах в 1,63—3,12 раза меньше по сравнению с неизолрированными. Это говорит о том, что в конструкциях, эксплуатируемых постоянно во влажных условиях, особенно в начальное время, при определении деформаций и трещиностойкости потери от ползучести можно снизить.

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

Значительную часть полных потерь составляют потери от усадки (рис. 3, табл.). Величина их на уровне арматуры для двухслойных образцов нормального хранения [без вычета влияния ползучести из-за различия деформаций усадки ($\epsilon_{\text{в.с.}}$), которое составляет 10—15%] колеблется в пределах 624—1030 кг/см². Потери напряжения от усадки поризованного и плотного керамзитобетона резко (в 10 раз) снижает изоляция образцов (в сериях Б и Г недостаточно надежная изоляция). Целесообразно дифференцировать конструкции в зависимости от условий эксплуатации, а в некоторых случаях покрывать их поверхности изолирующими материалами.

Полные потери предварительного напряжения арматуры от ползучести и усадки после 263—300-суточного испытания составляет 30—40% при $\eta=0,75-0,90$ и 15—20% при $\eta=0,45-0,50$ для арматуры класса А-IV; для высокопрочной проволоки диаметром 5 мм периодического профиля при $\eta=0,45-0,9-11-17\%$. Как видно, интенсивность обжатия менее сказывается на величине потерь при армировании высокопрочной проволокой. Поэтому слоистые конструкции из легких бетонов наиболее выгодно изготавливать с применением данного вида арматуры. При использовании арматуры классов А-III или А-IV напряжения обжатия бетона не должно превышать $0,5 R_0$. Контролируемое напряжение в стержневой арматуре целесообразно принимать

$$\sigma_0 = R_0^{\text{н}}$$

Опыты показали, что при определении потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести поризованного и плотного керамзитобетона в слоистых конструкциях сечений для промежуточных стадий следует использовать поправочный коэффициент β , определяемый по предложенной А. А. Кудрявцевым формуле

$$\beta = \frac{t}{40 + 0,88 t}$$

ВЫВОДЫ

При определении потерь предварительного напряжения арматуры от ползучести бетонов в слоистых конструкциях следует учитывать влияние различия усадочных деформаций ($\epsilon_{\text{в.с.}}$) на напряжения обжатия. При этом потери от усадки принимаются как для более прочного бетона.

Слоистые конструкции из легких бетонов целесообразно изготавливать с применением в качестве арматуры высокопрочной проволоки периодического профиля. Применяя стержневую арматуру (классов А-III и А-IV), рекомендуется соблюдать условия

$$\sigma_0 \leq 0,5 R_0 \text{ и } \sigma_0 = R_0^{\text{н}}$$

При покрытии конструкции гидроизолирующим слоем потери предварительного напряжения арматуры от ползучести легких бетонов снижается в 3, а от усадки в 10 раз.

УДК 691.87 : 620.197

Защита арматуры от коррозии в легких бетонах

Канд. техн. наук С. Н. АЛЕКСЕЕВ, инж. В. Ф. СТЕПАНОВА

В некоторых исследованиях утверждается, что в бетонах на пористых заполнителях и клинкерных цементах стальная арматура не требует специальной защиты, если бетон имеет плотную структуру [1—4]. Причем плотным считается такой бетон, который имеет величину межзерновой пустотности в соответствии с ГОСТ 11050—64 [5] не свыше 3%.

Однако значительная часть ограждающих конструкций изготавливается из конструктивно-теплоизоляционных легких бетонов со значительной межзерновой пустотностью, образующейся при применении легких песков, тяжелых песков в недостаточном количестве или полностью беспесчаных бетонов, крупнопористых или с поризованным цементным камнем. Структура и защитные свойства бетона существенно зависят также от вида заполнителя.

Таблица 1

Вид бетона	Расход портланд-цемента в кг/м ³	Расход мелкого заполнителя в л/м ³	Расход крупного заполнителя в л/м ³	Содержание пылевидной фракции в кг/м ³	Объемный вес сухого бетона в кг/м ³	Предел прочности при сжатии в возрасте 28 сут.
Керамзитобетон плотный с легким песком	250	450	900	27	1200	150
То же	180	560	900	35,8	1200	50
Керамзитобетон поризованный	250+ +золу- унос 170	—	1000— 1100	—	1118	50
Термозитобетон с термозитовым песком	300	640	690	36	1400	220
Термозитобетон с граншлаковым песком	385	670	815	101	1745	260
Термозитобетон крупнопористый	306	—	1190	—	1200	40
Термозитобетон поризованный	250+ +золу- унос 170	—	1000	—	1250	50

Цель настоящей работы — сравнить поведение арматуры в разных по заполнителю и структуре легких бетонах, а также проверить некоторые из защитных покрытий арматуры, разработанных для арматуры в ячеистых бетонах.

Исследовались бетоны на керамзите и термозите двух фракций: 5—10 мм и 10—20 мм. Составы бетона на одном виде заполнителя отличались по расходу цемента на 1 м³ и один состав термозитобетона был приготовлен на граншлаковом песке. Поризация цементного камня достигалась путем введения пены в замес.

Характеристика составов бетона дана в табл. 1. В каждом образце 10×10×30 см в продольном направлении помещались 6 стержней (в 3 ряда по 2 стержня): 4 с защитными покрытиями и 2 — незащищенных.

Для незащищенной арматуры были взяты стержни из Ст. 5 диаметром 8 мм и длиной 80 мм, шлифованные до 7 класса чистоты.

Защитные покрытия наносились на стержни длиной 100 мм и диаметром 4 мм из низкоуглеродистой холоднокатаной арматурной проволоки (ГОСТ 6727—53).

В качестве защитных покрытий применялись следующие составы в вес. частях:

1. Цементно-битумный

битум БН-V . . . —1
толуол —1,5
портландцемент . . —6

2. Цементно-Кузбасшлаковый

портландцемент . . . —1
кузбасшлак —1

Растворитель для корректировки вязкости состава — толуол, ксилол.

3. Цементно-полистирольный

полистирольный клей 30% . . . —10
портландцемент . . —15
молотый песок . . —2

4. Цементно-перхлорвиниловый

лак ХСЛ —1
портландцемент . . —1

Толщина сухого покрытия 0,4—0,6 мм. Толщина защитного слоя бетона у арматуры 15 мм.

Бетонная смесь уплотнялась на лабораторной виброплощадке. Все образцы пропаривались при температуре 85°C по

Вид бетона	Расход цемента в кг/м³	Структура бетона	Карбонизация в возрасте месяцев		Процент влажности в возрасте месяцев	Площадь коррозии в % в возрасте месяцев		Глубина коррозии в мм в возрасте месяцев		Потеря веса в г в возрасте месяцев	
			21	48		21	48	21	48	21	48
Керамзитобетон плотный с легким песком	250	Плотный	8—10	10—20	5,8	10	40	58	93	0,0354	0,0624
То же	180		20—25	50	2,3	65	70	200	120	0,0345	0,0501
Керамзитобетон поризованный	250 + зола 170	Мелкопористый	50	50	7,6	99	97	192	260	0,3899	0,3940
Термозитобетон с термозитовым песком	300	Плотный	5—8	15—25	5,9	15	15	90	102	0,0071	0,0490
Термозитобетон с граншлаковым песком	385		5	7	3,03	0	0	0	0	0	0
Термозитобетон крупнопористый	306	Крупнопористый	50	50	4,45	15	88	80	210	0,0899	0,1512
Термозитобетон поризованный	250 + зола 170		Мелкопористый	20—30	50	5,0	99	100	80	350	0,4244

режиму: керамзитобетон — 2+3+2 ч; термозитобетон 3+6+4 ч.

Режимы хранения образцов: 1) в специальных гидростатических камерах с автоматически регулируемой температурой (30°C) и относительной влажностью воздуха 80% при повышенном содержании в камерах углекислоты и кислорода; 2) в сухом помещении с температурой около 20°C и относительной влажностью 40—50%.

Длительность испытания образцов — 6, 21 и 48 месяцев.

Характеристика бетонов и состояние незащищенной арматуры после 21 и 48 месяцев испытания в воздушной среде с влажностью 80% при температуре 30°C даны в табл. 2. Состояние незащищенной арматуры в различных видах легкого бетона после двух лет испытания в воздушно-сухих условиях дано в табл. 3.

Анализ данных таблиц показывает, что незащищенная арматура почти во всех видах бетона (исключая бетон на граншлаковом песке) имеет наибольшее поражение как по площади и глубине коррозионных язв, так и по потере веса.

В наихудшем состоянии находится арматура в поризованном керамзитобетоне, а также крупнопористом и поризованном термозитобетоне, где площадь поражения арматуры коррозией со временем увеличивается и через 48 месяцев почти вся поверхность образцов (99—100%) покрывается ржавчиной. Резко возрастает во времени и глубина коррозионных поражений. В наибольшей степени поражается арматура в поризованных бетонах, которые, очевидно, по своим защитным свойствам близки к ячеистому бетону, что подтверждается глубокой карбонизацией образцов. Кроме того, надо учитывать агрессивную роль золы в составе этих бетонов.

В крупнопористом бетоне степень поражения арматуры (по весовым потерям) несколько ниже, чем в поризованных бетонах при почти одинаковой площади и глубине коррозионных поражений. Развитие коррозии в крупнопористых бетонах начинается, в основном, в местах отсутствия контакта цементного камня с арматурой, и вследствие потери технологической влажности частично замедляется.

В бетонах плотной структуры с расходом цемента от 180 кг/м³ и выше распространение коррозии по поверхности и глубина коррозионных поражений меньше, чем в бетонах поризованных и крупнопористых, а весовые потери ниже на целый порядок.

В термозитобетоне на граншлаковом песке с расходом цемента 385 кг/м³ арматура на все сроки испытания не имела коррозионных поражений, а карбонизация этого бетона через 48 месяцев испытания в камере с влажностью 80% и температурой 30°C составила 5—7 мм, тогда как в других бетонах плотной структуры карбонизация прошла несколько глубже.

При рассмотрении структуры бетона под стереоскопическим микроскопом были обнаружены усадочные трещины в сечении образца и по следу арматуры, а также каверны и пустоты, явившиеся первоначальными очагами развития коррозии. Последнее говорит о необходимости тщательного контроля величины межзерновой пустотности. В данном исследовании такой контроль, к сожалению, не производился.

Состояние арматуры в керамзитобетоне с расходом цемента 180 кг/м³ оказался несколько хуже, чем при расходе 250 кг/м³. Очевидно, и межзерновая пустотность, и пористость цементно-песчаного раствора оказались в этом случае выше, что подтверждается более глубокой карбонизацией, намного превышающей толщину защитного слоя.

В возрасте двух лет были сняты с испытания образцы, хранившиеся в помещении лаборатории (относительная влажность воздуха 40—60%). Анализ полученных результатов (табл. 3) показал, что развитие коррозии не защищенной арматуры как по площади распространения, так и по глубине проникания значительно меньше, чем при воздушно-влажном режиме хранения. Поражения арматуры явились результатом развития коррозии в период, предшествовавший установлению

Таблица 3

Вид бетона	Расход цемента в кг/м³	Глубина карбонизации в мм	Площадь коррозии в %	Максимальная глубина в мм	Потеря веса в г
Керамзитобетон плотный с легким песком	250	15	5	0	0,0051
То же	180	20	15	30	0,0260
Керамзитобетон поризованный	250 + зола 170	20	20	43	0,0233
Термозитобетон с термозитовым песком	300	20—25	8	20	0,0212
Термозитобетон с граншлаковым песком	385	0	0	0	0
Термозитобетон крупнозернистый	306	По порам больше 50	8	0	0,0206
Термозитобетон поризованный	250 + зола 170	17	15	50	0,0268

Таблица 4

Вид цемента	Расход цемента кг/м³	Цементно-кузбасслаковое		Цементно-битумное		Цементно-полистирольное		Цементно-перхлорвиниловое	
		площадь коррозии в %	глубина коррозии в мм	площадь коррозии в %	глубина коррозии в мм	площадь коррозии в %	глубина коррозии в мм	площадь коррозии в %	глубина коррозии в мм
Керамзитобетон плотный с легким песком	250	0	0	0	0	0	0	0,5	43
То же	180	1,5	0	0	0	0	0	13	143
Керамзитобетон поризованный	250 + зола 170	9	0	0	0	5,0	70	90	190
Термозитобетон с термозитовым песком	300	13	102	0	0	0	0	0,5	0
Термозитобетон с граншлаковым песком	385	0	0	0	0	0	0	0	0
Термозитобетон крупнопористый	306	50	98	0	0	2,5	76	50	170
Термозитобетон поризованный	250 + зола 170	2,0	0	0	0	15	94	85	180

воздушно-сухого состояния образцов, по достижении которого, очевидно, развитие коррозии прекратилось.

Результаты испытаний покрытий в течение 48 мес. в камере с влажностью 80% и температурой 30°C и с повышенным содержанием углекислого газа и кислорода помещены в табл. 4.

Анализ результатов показывает, что наилучшее защитное действие обнаружило цементно-битумное покрытие, которое во всех семи составах бетона полностью защищало арматуру. Слабое защитное действие оказалось у цементно-перхлорвинилового покрытия, которое удовлетворительно защищало арматуру только в двух видах бетона (например, термозитобетон на граншлаковом песке), где не защищенная арматура также не имеет следов коррозии.

Цементно-полистирольное и цементно-кузбаслаковое покрытие обеспечивают защиту арматуры не во всех видах бетона, но величина коррозионного поражения по площади и глубине небольшая. Это, очевидно, можно объяснить недостаточно хорошо подобранными составами и неравномерностью толщины защитной пленки.

ВЫВОДЫ

Коррозия незащищенной арматуры наблюдается во всех изученных составах бетона, кроме термозитобетона на граншлаковом песке, при воздушно-влажном и воздушно-сухом хранении образцов. Поэтому для надежной защиты арматуры необходимо при подборе составов плотных бетонов на пористых заполнителях контролировать межзерновую пустотность по методике, указанной в ГОСТ 11051—64, ограничивая ее величиной 3%.

В крупнопористых бетонах коррозия арматуры развивается в местах отсутствия контакта ее поверхности с цементным

камнем. Поэтому необходимо либо применять армированные конструкции из этих бетонов в сухих условиях, либо производить специальную защиту арматуры антикоррозионными покрытиями.

В поризованном бетоне на пористых заполнителях арматура корродирует более интенсивно. В таких бетонах защита арматуры надежными покрытиями является обязательной.

Снижение расхода цемента без ущерба для защитной способности бетона возможно только при компенсации недостающей части цемента уплотняющими тонкомолотыми добавками с тщательным подбором состава и контролем плотности.

Из числа проверенных защитных покрытий наиболее надежным оказалось цементно-битумное и цементно-полистирольное, которые и должны быть рекомендованы для защиты арматуры в бетоне с межзерновой пустотностью, превышающей 3%, и в поризованных

ЛИТЕРАТУРА

1. В. М. Москвин. Пемзобетон в железобетоне. «Строитель», 1933, № 4—5.
2. М. З. Симонов. Инструкция по проектированию и возведению сооружений из легкого железобетона. Изд. Тбилисского НИИ сооружений, 1937.
3. В. О. Саакян. О сохранности арматуры в гидротехническом бетоне на литоидной пемзе. Сб. «Гидротехнический бетон на литоидной пемзе». Изд. АН Арм. ССР. Ереван, 1958.
4. С. Н. Алексеев. Коррозия и защита арматуры в бетоне. Госстройиздат, 1962.
5. ГОСТ 11050—64. Бетон легкий на пористых заполнителях. Методы испытаний бетонной смеси.

УДК 539.32

О нормировании модуля упругости легкого бетона¹

Д-р техн. наук, проф. Г. Д. ЦИСКРЕЛИ, канд. техн. наук А. Б. ПИРАДОВ

Модули упругости легкого бетона нормированы в СНиП в зависимости от марки бетона и объемного веса заполнителей. Причем, последние варьируются в весьма широких пределах, а именно — с объемным весом до 700 кг/м³ и больше. Однако, как видно из отечественных и зарубежных экспериментальных данных, на заполнителях с различным объемным весом могут быть получены одинаковые прочностные бетоны с резко отличным модулем упругости. На это указывалось также в генеральном докладе проф. Бен Гервика на V конгрессе по предварительно напряженному железобетону [1], кото-

рый обработал большой экспериментальный материал, полученный из разных стран.

Как известно, модуль упругости зависит от вида заполнителя, плотности и прочности бетона. Первые два фактора в конечном счете выявляются более точно в объемном весе. Следовательно, нормирование модуля упругости в зависимости от прочности бетона и его объемного веса является вполне оправданным.

Такое предположение, сделанное раньше [2], не получило тогда достаточного обоснования ввиду того, что оно было выведено из опытов на бетонах низких прочностей, ограниченного количества заполнителей и опытных данных.

Это обстоятельство не позволило установить единую зависимость, пригодную для многочисленных разновидностей легких бетонов, применяемых в современном строительстве.

В свете изложенного был проанализирован накопившийся экспериментальный материал. Рассмотрены легкие бетоны на заполнителях: пемзе, туфе, перлите (естественный и вспученный), ракушечниках, шлаке, термозите, керамзите, аглопорите и различных их сочетаний с применением легкого и кварцевого песка. Кроме опытов авторов были использованы данные из работ Симонова М. З., Бужевича Г. А., Корнева Н. А., Израэля М. М., Кудрявцева А. А., Саркисян Р. Р., Таишвили А. З., Ящука В. Е. и других, а также зарубежных исследователей: Х. Баша, И. Ригана и Руднан.

Рассмотрены бетоны прочностью 20—600 кг/см² с объемным весом 800—2000 кг/м³. На графике (рис. 1) показана зависимость модуля упругости от прочности бетона для рассмотренных данных. Как видно из графика, полученный разброс не дает возможности описать их какой-либо зависимостью, скорее всего это полоса с большим отличием минимальных и максимальных значений (в 1,5—2,5 раза).

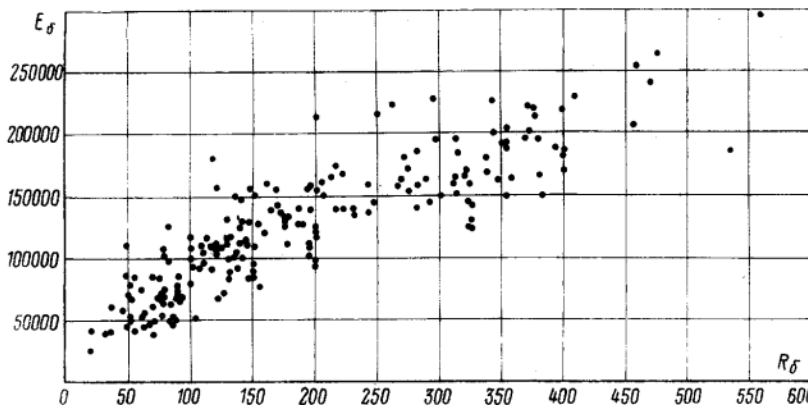


Рис. 1. Зависимость модуля упругости легкого бетона от его прочности

¹ В порядке обсуждения.

$\gamma_0, \text{ кг/м}^3$	$R, \text{ кг/см}^2$						
	500	1000	1200	1400	1600	1800	2000
35	28 000	35 000	43 000	50 000	—	—	—
50	—	40 000	50 000	60 000	65 000	—	—
75	—	50 000	60 000	70 000	80 000	95 000	—
100	—	—	70 000	84 000	95 000	108 000	—
150	—	—	85 000	100 000	115 000	130 000	—
200	—	—	—	120 000	135 000	150 000	—
250	—	—	—	130 000	150 000	170 000	190 000
300	—	—	—	—	165 000	185 000	205 000
350	—	—	—	—	180 000	200 000	220 000
400	—	—	—	—	190 000	215 000	240 000
500	—	—	—	—	—	240 000	265 000

Учет объемного веса при определении модуля упругости существенно изменяет картину. Зависимость модуля упругости бетона от прочности и объемного веса принята вида:

$$E_0 = A \gamma \sqrt{R}, \quad (1)$$

где γ — объемный вес бетона в кг/м^3 ;
 R — кубиковая прочность бетона в кг/см^2 .

Эта зависимость представлена на рис. 2. На основе математической обработки получена формула:

$$E_0 = 6 \gamma \sqrt{R} \quad (2)$$

(среднее значение $A_{\text{ср}} = 5,93$).

На графике нанесено 193 точки, полученные примерно из 500 определений.

Зависимость (2) в пределах $\pm 10\%$ удовлетворяет 65% опытных значений, в пределах $\pm 15\%$ — 80% и в пределах $\pm 20\%$ — 90%. Как видно из приведенных цифр и рис. 2, зависимость (2) хорошо согласуется с экспериментальными данными, разброс находится в допустимых пределах. Формула (2) дает возможность определять модуль упругости легкого бетона, изготовленного из любой разновидности легких заполнителей и их сочетаний.

Определение модуля упругости по двум параметрам позволит на заводах железобетонных конструкций улучшить систему контроля качества изделий. Зависимость (2) даст возможность путем испытания кубов на сжатие и определения

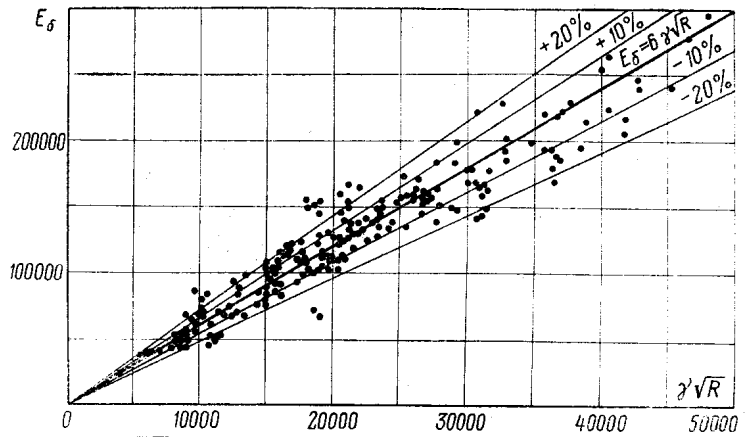


Рис. 2. Зависимость модуля упругости легкого бетона от объемного веса и прочности

их объемного веса более точно учесть модуль упругости при расчете жесткости. Вместе с тем, такой двойной контроль поможет существенно поднять качество конструкций и быть более уверенным в обеспеченной жесткости. Кроме этого, в данном случае возможна взаимозаменяемость различных легких заполнителей не только по обеспеченной прочности, но и жесткости конструкции. Одновременно путем соответствующего подбора состава бетона можно получить бетоны с заданной прочностью и заданным модулем упругости.

В таблице даны рекомендуемые значения модуля упругости в зависимости от прочности и объемного веса бетона для нормирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Б. Ц. Гервик. Доклад комиссии ФИП по предварительно напряженному легкому бетону. Париж, 1966.
2. Г. Д. Цискрели. Исследование деформативных свойств на сжатие обычных и легких бетонов. тр. ТБИИЖТ, 1947.

УДК 666.97.022.2

Предварительное обжатие пористого заполнителя и его растяжимость в легком конструктивном бетоне

Д-р техн. наук, проф. И. А. ИВАНОВ, инж. Н. И. МАКРИДИН

Влиянию заполнителей на прочность бетонов посвящено много работ советских исследователей. Особый интерес в этом отношении представляют пористые заполнители в связи с широким применением легких бетонов в различных областях строительства.

Если исходить из структурной теории прочности, разрушение бетона при сжатии есть следствие трех возможных критических состояний материала: разрыв заполнителя при высокой прочности цементного камня; раскалывание или разрыв цементного камня; нарушение сцепления между заполнителем и цементным камнем.

Для легких бетонов повышенной прочности характерным является первый случай разрушения — от разрыва пористого заполнителя. В связи с этим прочность заполнителя на разрыв в значительной мере предопределяет возможность достижения высокой марки легкого бетона. Об этом говорят данные ряда исследователей, в частности, данные М. З. Симонина [1].

Ранее нами было показано влияние всестороннего обжатия пористого заполнителя в бетоне на повышение его растя-

жимости и предложена модель бетона для исследования плоско-напряженного состояния [2, 3].

Изучение совместной работы заполнителя и цементного раствора на предложенной модели расширило наши представления о влиянии структуры бетона на прочность и способствовало решению ряда вопросов, связанных с разработкой теории прочности легких бетонов.

Результаты замера деформаций пористого заполнителя, окруженного цементным раствором, позволили нам высказать гипотезу «Об эффекте предварительного обжатия пористого заполнителя повышающего его растяжимость в легком бетоне». Сущность гипотезы состоит в том, что пористый заполнитель окружен в бетоне обоймой из раствора (цементного камня), в результате усадки которой происходит предварительное (до восприятия расчетных нагрузок) обжатие заполнителя. Последнее может значительно повысить растяжимость и прочность пористого заполнителя на разрыв.

Практическое значение выдвинутой гипотезы становится тем более существенным, чем более форсированным выбирается режим твердения легкого бетона.

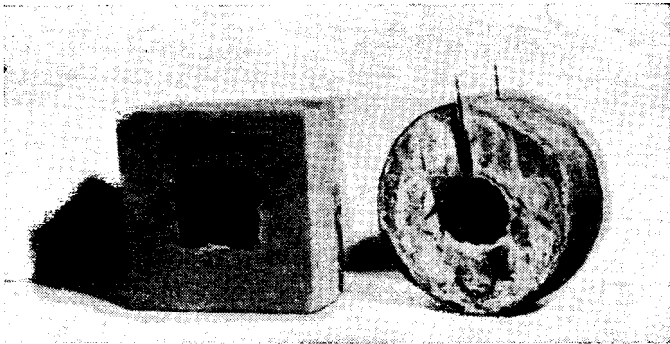


Рис. 1. Образцы структурной модели легкого бетона для плоско-напряженного состояния

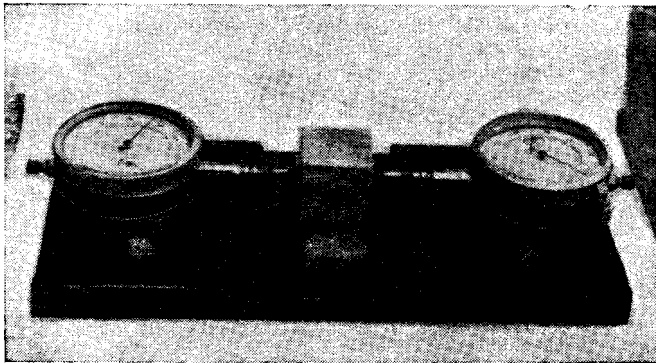


Рис. 2. Приспособление для исследования объемного обжатия пористого заполнителя

Методика наших исследований такова. Аглопорит в виде образцов-кубиков $2 \times 2 \times 2$ см, закладывался в форму и по периметру обетонировался цементным тестом. Предварительно к аглопоритовым кубикам эпоксидной смолой ЭД-5 (отвердитель ПЭПА в количестве 15% от веса смолы) приклеивались две иголки и расстояние между ними замерялось на горизонтальном длиннере ИЗА-2.

При экспериментах с аглопоритом удобнее пользоваться квадратными образцами $5 \times 5 \times 2$ см, в случае проведения опытов с керамзитом комбинированные образцы могут быть квадратными и цилиндрическими (рис. 1). Такие образцы мо-

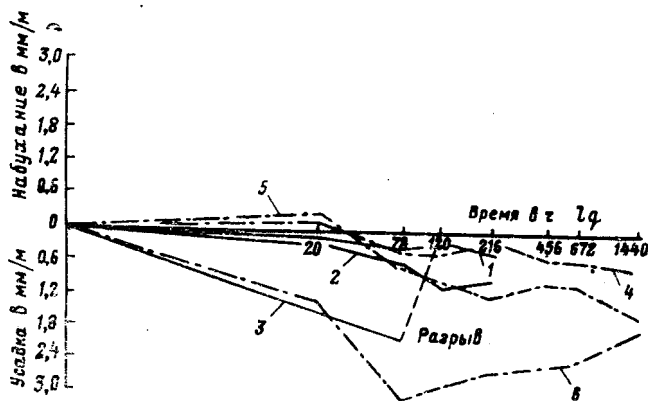


Рис. 3. Деформации аглопоритового заполнителя от усадки цементного камня

--- при нормальных условиях твердения; — после пропаривания
1 и 4 — $V/C=0,3$; 2 и 5 — $V/C=0,4$; 3 и 6 — $V/C=0,5$

гут изготавливаться с применением различных цементов и растворов на пористом и плотном кварцевом песке, и, что главное, для различных условий твердения.

В наших опытах использовались образцы с аглопоритом и с керамзитом на портландцементе Жигулевского завода марки 600. Они твердели в нормальных условиях ($t=18^\circ\text{C}$, $w=95\%$) и в пропарочной камере ($t=90^\circ\text{C}$, $w=100\%$). Изменение размеров аглопорита в результате усадки цементного камня фиксировалось ежедневно путем замера базы ограниченной реперами на компараторе ИЗА-2.

Для исследования объемного обжатия наиболее полно моделирующего поведение заполнителя в бетоне, нами сконструировано специальное приспособление с автоматической регистрацией деформаций (рис. 2). Приспособление позволяет вести исследование эффекта обжатия в водных, нормальных и воздушно-сухих условиях твердения.

Опыты проведены на аглопорите разной объемной массы в куске $0,7$ и $0,8$ г/см³. Цементное тесто обоймы применялось разной степени подвижности, а цементный камень — разной прочности, поскольку величина V/C изменялась и составляла $0,3$; $0,4$; и $0,5$.

В зависимости от гигрометрических условий твердения заполнитель получает обжатие в пределах от $0,35$ до $3,00$ мм/м. Более пористый и, следовательно, более деформативный аглопорит имеет большую величину обжатия. Прочность цементного камня на разрыв обычно недостаточна для восприятия усадочных напряжений, в результате происходит разрыв цементной обоймы. Появление микротрещин наблюдается сразу после пропарки или через $2-3$ суток после нее. Эффект предварительного обжатия теряется вследствие упругого расширения заполнителя (рис. 3).

Эффект обжатия сохраняется при повышении прочности цементной обоймы или уменьшении интенсивности усадки ее. Для достижения этих результатов требуется снизить величину водоцементного отношения. Следует учесть, что в бетонах с водоцементным отношением менее $0,4$ усиливаются явления хрупкого разрушения.

Помимо структурной модели нами проверялось обжатие заполнителя на балочках $4 \times 4 \times 16$ см. Для этого был подготовлен аглопоритовый заполнитель окатаной формы диаметром $8-10$ мм на наждачном круге. Применялось раздельное бетонирование: вначале в форму укладывался и уплотнялся заполнитель, затем вводилось цементное тесто ($V/C=0,5$) и после повторного вибрирования добавлялось еще некоторое количество цементного теста. Чтобы не изменить водоцементное отношение аглопорит предварительно замачивался. Аналогично изготовлялись балочки, в которых заполнителем служили металлические шарики диаметром $8-10$ мм. Через сутки балочки распалубивались и помещались в эксикатор для твердения в условиях 100% -ной влажности.

Деформации обжатия замерялись ежедневно на компараторе ИЗА-2. В течение 28 дней на балочках фиксировалось набухание, величина которого составила на аглопоритовом заполнителе $0,25$ мм/м, на металлическом — $0,12$ мм/м.

После 28 дней твердения балочки перекаладывались в эксикатор с относительной влажностью 55% . Уже за первые сутки балочки с заполнителем из металлических шариков, претерпевшая усадку цементного камня, принимали первоначальный размер и на образцах появлялись волосные трещины. На балочках из аглопоритового заполнителя за первые сутки наблюдалась деформация обжатия, составлявшая в среднем $0,15$ мм/м от первоначального размера. На вторые сутки появились волосные трещины. Но количество и размеры их на сравниваемых образцах резко различны (рис. 4).

В процессе дальнейшей усадки в течение 4 сут. предварительное обжатие аглопорита достигло величины $0,4-0,7$ мм/м, размер же балочек из металлических шариков стал опять увеличиваться за счет раскрытия микротрещин. На 120 -е сутки воздушно-сухого хранения деформация обжатия аглопорита составляла $1,2$ мм/м, несмотря на наличие микротрещин.

Теоретическое и практическое значение этого процесса весьма существенно. Оценить его реальный эффект возможно лишь при изучении упругих характеристик заполнителя.

Применяя электрическую тензометрию, мы определяли модуль упругости аглопорита с различной объемной массой в зерне. В этих опытах использовались тензодатчики с сопротивлением 110 ом и базой 10 мм (рис. 5).

Исходя из установленной нами величины модуля упругости, принимаемой $40-70$ тыс. кг/см², и допуская деформацию обжатия аглопорита $0,3-0,8$ мм/м, получаем величину предварительного напряжения пористого заполнителя в пределах $15-50$ кг/см². Этот показатель в несколько раз превышает предельную прочность заполнителя на разрыв.

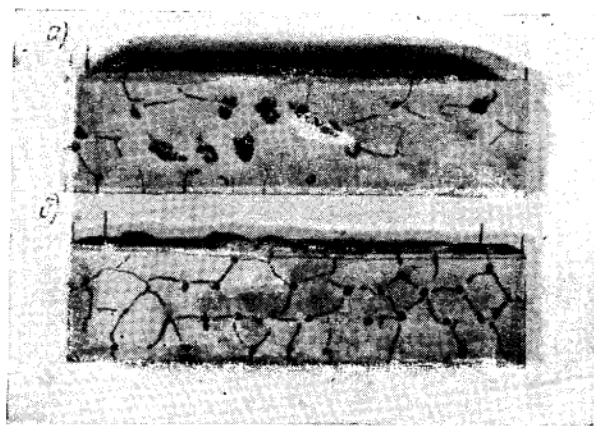


Рис. 4. Характер распределения микротрещин на балочках
а — на пористом заполнителе; б — на металлическом заполнителе

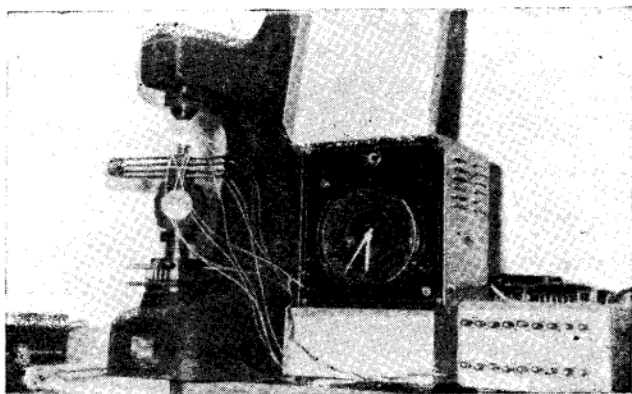


Рис. 5. Установка для исследования напряжений и деформаций структурной модели и пористых заполнителей



Рис. 6. Образцы структурной модели после испытания

Образцы, показанные на рис. 1, испытывались на разрыв путем нагружения в вертикальной плоскости по принципу, предложенному Карнейро и развитому в Советском Союзе Б. Г. Скрамтаевым, И. Н. Ахвердовым и др. [4—6]. Нами было показано [7], что прочность на растяжение предложенной структурной модели и бетона имеют весьма близкие величины; то же можно сказать о растяжимости при $0,5 R_{раз}$, которая у бетона и цементного раствора модели имеют величину порядка $10 \cdot 10^{-6}$. Следовательно, есть основание утверждать, что рассматриваемые комбинированные образцы и метод их испытания (рис. 6), могут с достаточной точностью моделировать легкий бетон.

Структурная модель легкого бетона дает возможность проводить следующие экспериментальные исследования:

определять методом электрической тензометрии величину напряжения и деформаций отдельно для пористого заполнителя и цементного раствора в любом интересующем нас направлении;

устанавливать рациональные режимы твердения, при которых сохраняется монолитность цементной обоймы;

определять прочность пористого заполнителя на разрыв; изучать предварительное обжатие пористого заполнителя при твердении легких бетонов.

ВЫВОДЫ

Анализируя экспериментальные данные, полученные нами по предварительному обжатию пористого заполнителя, следует отметить, что теория, разработанная проф. А. И. Вагановым [8], требует определенной корректировки. Высказанное им положение о том, что «в легком бетоне растяжимость заполнителя является постоянной, а растяжимость раствора переменной, непрерывно возрастающей величиной», сейчас себя уже изжило.

Реальное положение таково, что растяжимость как растворной части легкого бетона, так и пористого заполнителя могут существенно изменяться. Эффект предварительного обжатия находится в обратной зависимости к модулю упругости заполнителя, существенное влияние на него оказывает также гранулометрический состав раствора, водоцементное отношение, активность и минералогический состав цемента.

ЛИТЕРАТУРА

1. М. З. Симонов, С. Н. Евсеева. Прочность легкого бетона на растяжение. «Бетон и железобетон», 1966, № 10.
2. И. А. Иванов, А. И. Кротов, А. И. Тимофеев. О некоторых закономерностях повышения прочности бетонов с пористыми заполнителями. «Бетон и железобетон», 1966, № 4.
3. И. А. Иванов, А. И. Кротов, А. И. Тимофеев. Исследование совместной работы пористого заполнителя и цементного камня при моделировании легких бетонов повышенной прочности. VI Конференция по бетону и железобетону. Вторая секция. Сборник I, М., 1966.
4. Carneiro F. Une nouvelle methode d'essai pour determiner la resistance a la traction du beton. «Reunion des Laboratories d'essai des Materiaux», Juin, 1947.
5. Б. Г. Скрамтаев, П. Ф. Шубенкин, А. А. Будилов. О новом методе определения прочности бетона на растяжение. «Строительная промышленность», 1957, № 3.
6. И. Н. Ахвердов, С. М. Ицкович. Исследование метода испытания бетона на растяжение посредством раскалывания образцов «Бетон и железобетон», 1961, № 1.
7. И. А. Иванов, А. И. Кротов, А. И. Тимофеев. Исследование напряженного состояния аглопорита с контактирующим цементным камнем методом электрической тензометрии. «Бетон и железобетон», 1967, № 3.
8. А. И. Ваганов. Исследования свойств керамзитобетона. Госстройиздат, М.—Л., 1960.

Работники народного хозяйства! Настойчиво повышайте технический уровень производства! Осуществляйте комплексную механизацию и автоматизацию! Всемерно улучшайте качество продукции, добивайтесь снижения её себестоимости!

Из Призывов ЦК КПСС к 1 Мая 1968 года

Электропрогрев стеновых панелей из легких бетонов

Канд. техн. наук С. Ф. БУГРИМ, инж. Е. И. СЛЕНКУРОВ

В последнее время получает широкое распространение электропрогрев стеновых панелей из легких бетонов. В качестве одного из электродов используется металлический поддон формы, а другим служат контактные порошки или верхняя арматурная сетка.

В Северной лаборатории технологии строительных конструкций и материалов ВНИИСТА проведены работы по изучению влияния различных факторов на однородность электропрогрева. Однородность электрического поля определяли на лабораторной модели, представляющей собой емкость из диэлектрика размером $900 \times 400 \times 200$ мм, наполненную водным раствором хлористого кальция удельным сопротивлением $\rho = 150$ ом/см. У одной из стенок емкости (200×900 мм) имеется сплошной электрод, моделирующий металлический поддон формы. У противоположной стенки на расстоянии 350 мм от первого электрода располагается второй электрод.

На горизонталях, отстоящих на 50, 100, 150, 200 и 300 мм от сплошного электрода, измерялась величина и направление тока.

На рис. 1 показано распределение тока в модели при различных вариантах второго электрода. Номера кривых соответствуют номерам горизонталей. При использовании в качестве второго электрода одиночного арматурного стержня (рис. 1,а) ток распределяется по массиву бетона неравномерно. Максимальная плотность тока наблюдается на поверхности электродного стержня (горизонталь 6); она в 350 раз превосходит минимальную (горизонталь 1). В этом случае в процессе электропрогрева вблизи электродного стержня происходит местный интенсивный разогрев бетона, вызывающий локальный массоперенос паров воды от стержня и жидкой влаги к стержню.

Если количество выделяемого тепла (пропорциональное квадрату силы тока) не превышает определенного предела, то между массопереносом и тепловыделением устанавливается равновесие и происходит местное высыхание бетона. По мере высыхания сопротивление бетона значительно возрастает, что приводит к образованию вокруг стержня так называемого запирающего слоя из сухого бетона, вызывающего резкое снижение силы тока, что равноценно самоотключению электропрогрева.

Если же количество выделяемого тепла не выше определенного предела, при котором происходит бурное парообразование произойдет местное увеличение давления пара в бетоне, могущее закончиться паровым подрывом изделия.

При наличии двух электродных стержней (рис. 1,б) равномерность по плотности тока увеличивается более чем в 2 раза. Играет роль не только количество, но и расположение электродных стержней. Если они находятся по краям

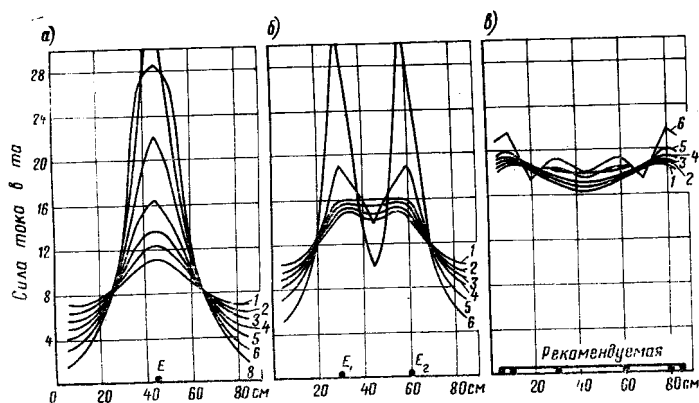


Рис. 1. Распределение электрического тока в массиве по горизонтали в процессе электропрогрева при различных вариантах второго электрода

а — один стержень; б — два стержня; в — рациональная конструкция электродной сетки

массива, основная масса энергии выделяется в периферийной части бетона, что благоприятствует выравниванию температурного поля.

С увеличением количества стержней и уменьшением расстояния между ними электрическое поле становится более равномерным. В этом отношении еще более благоприятные результаты дает применение сварных металлических сеток. Так при устройстве в качестве электродов сеток с ячейками 20×20 см, 10×10 см и 5×5 см коэффициент равномерности плотности тока составляет соответственно 10, 5 и 2. Равномерность плотности тока приближается к единице в случае применения порошковых или других электродов сплошного сечения. Однако при этом не обеспечивается равномерности прогрева массива бетона из-за отсутствия компенсации потерь тепла изделием в окружающую среду.

При использовании в качестве электрода арматурной сетки средняя величина тока, проходящего через изделие при данном напряжении на электродах по сравнению с порошковым электродом, уменьшается. Сетчатые электроды создают дополнительное сопротивление, которое должно учитываться коэффициентом (рис. 2).

Величина тока проходящего в данный момент через изделие составляет:

$$I = k \frac{US}{\rho b}$$

где I — сила тока, а; U — падение напряжения на электродах, в; S — поперечное сечение изделия, см²; ρ — удельное сопротивление бетона, ом, см; b — расстояние между электродами, см; k — коэффициент, учитывающий дополнительное сопротивление в зависимости от шага сетки (определяется по рис. 2).

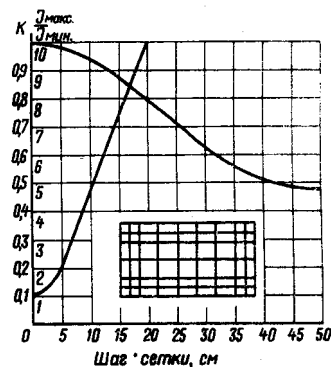


Рис. 2. Зависимость коэффициента дополнительного сопротивления от шага электродной сетки и рациональная конструкция электродной сетки

На рис. 2 показана так же рациональная схема электродной сетки, отличающейся от обычной арматурной тем, что по периферии рекомендуется уложить дополнительные стержни для усиления электрического тока по периметру прогреваемого изделия. Такая сетка может быть выполнена из арматурной проволоки диаметром 3—4 мм (шаг сетки не более 20×20 см). Лишь один прут, к которому подключают ток должен быть выполнен из проволоки диаметром 6—8 мм. На равномерность электропрогрева существенное влияние оказывает расположение в массиве бетона металлических закладных деталей и арматуры поскольку электропроводность их в 10^7 больше электропроводности незатвердевшего бетона.

Наличие в толще бетона арматурных стержней и каркасов, расположенных параллельно электродам, не вызывает искажения электрического поля. Когда же арматурный стержень или каркас расположен перпендикулярно или под углом к электродам, равномерность электрического поля значительно нарушается. На рис. 3 показано влияние арматурного каркаса на распределение электрического тока по массиву бетона при сплошных электродах. Как видно, арматурный каркас внутри контура в значительной степени уменьшает величину тока в бетоне. Поперечные стержни каркаса, без вы-

ступающих концов вызывают небольшую концентрацию тока на выходах. При выступающих на 3—5 мм концах (средний стержень) наблюдается более значительная концентрация тока, которая возрастает по мере увеличения длины выступающих концов поперечных стержней каркаса.

Таким образом, наличие в массиве бетона металлической арматуры и закладных деталей вызывает существенную неоднородность электрического поля. При этом масса бетона, оконтурированная металлическими стержнями, практически исключается из электропрогрева, а металлические стержни, расположенные перпендикулярно к электродам, вызывают значительное повышение плотности тока на выходах, что приводит к местному перегреву, пересушиванию бетона, а иногда и паровому подрыву.

Исследование однородности температурного поля производилось в натуральных условиях на панелях наружных стен жилых зданий серии 1-467 толщиной 40 см из керамзитогазобетона объемного веса 1000 кг/м³. Состав бетона (цемент: керамзит) 1:1,75, В/Ц—0,5.

На рис. 4 показано распределение температуры в массиве стеновой панели в процессе электропрогрева по общепринятой технологии без утепления. Использовалась подогретая вода затворения в результате чего бетон перед электропрогре-

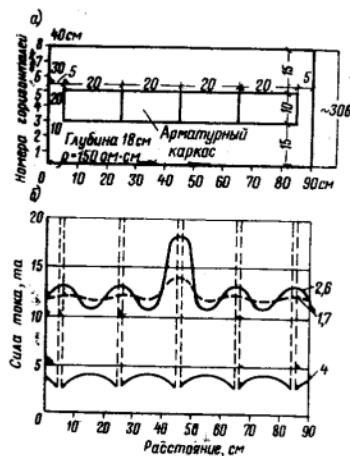


Рис. 3. Влияние арматурного каркаса на распределение электрического тока в бетоне при сплошных электродах. Номера кривых (б) соответствуют номерам горизонталей (а)

вом имел повышенную температуру. Панель армирована двумя горизонтальными сетками без каркасов. Electroдами служили поддон формы и верхняя арматурная сетка. Анкеры закладных деталей, расположенные по углам панели, заглублялись не более чем на половину ее толщины. Панели находились под напряжением в течение 1,5 ч, после чего электроэнергия отключалась и панели выдерживались на стенде еще 4,5 ч. При этом наблюдается очень большая неоднородность температурного поля: в то время как температура в толще достигает 103—105°C, на поверхности она не превышает 75°C и в углу — всего 35—60°C.

Для проверки влияния утепления в процессе электропрогрева (метод термоса) проведены специальные опыты. Поддон формы утепляли керамзитогазобетоном объемного веса 1000 кг/м³ слоем 20 см. Борты форм приоткрывались до образования зазора между бетоном и бортом в 8—12 мм. Сверху панель покрывали брезентом с нависанием (рис. 5).

Как видно из рис. 5, при электропрогреве по методу термоса равномерность прогрева значительно улучшается, но все же остается неудовлетворительной. Особенно опасным является отставание в прогреве уголков, где обычно размещаются закладные детали.

Для выявления отставания прогрева поверхностных слоев бетона на механическую прочность из тела панелей высверливались керны диаметром 90 мм и глубиной 120 мм, после чего их распиливали на две половины высотой 50 мм и каждая половина испытывалась на сжатие.

Как показали результаты испытания при электропрогреве с открытыми бортами прочность наружного слоя бетона толщиной 5 см составляет только 63% от прочности внутреннего слоя. При электропрогреве с утеплением возрастает прочность как внутреннего, так и наружного слоя бетона при одновременном уменьшении разницы между ними. При совмещении электропрогрева с периферийным обогревом темпера-

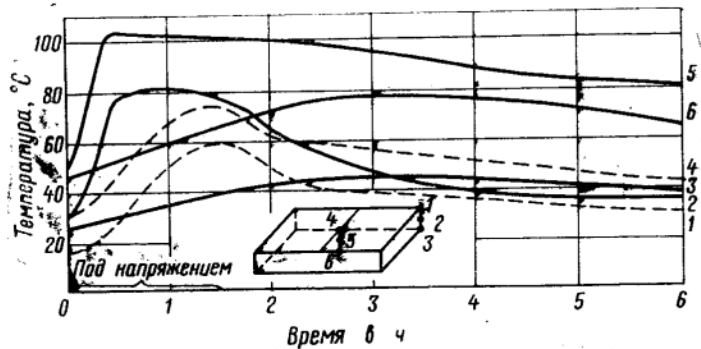


Рис. 4. Распределение температуры по массиву панели в процессе электропрогрева без утепления поверхности и поддона. Номера кривых соответствуют точкам замеров (на схеме)

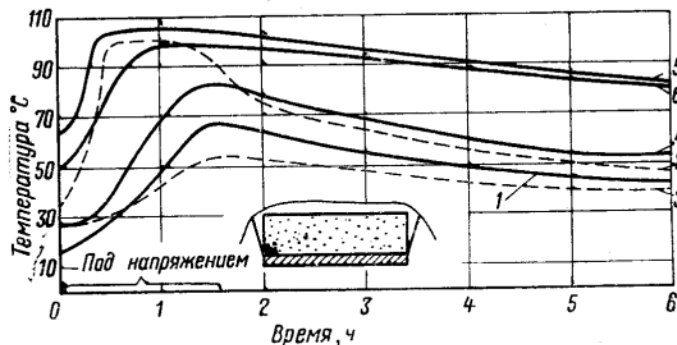


Рис. 5. Распределение температуры по массиву панели в процессе электропрогрева с утеплением поверхности и поддона. Номера кривых соответствуют точкам замеров на схеме рис. 4

тура выравнивается, вследствие чего увеличивается прочность бетона и практически ликвидируется разница в прочности наружных и внутренних слоев бетона.

ВЫВОДЫ

При электропрогреве стеновых панелей в горизонтальных формах возможно применение в качестве электрода арматурной сетки. Для улучшения однородности термообработки рекомендуется по периферии укладывать дополнительные прутья из проволоки диаметром 3—4 мм. Диаметр прута к которому подключается ток должен равняться 6—8 мм.

В местах закладных деталей в сетке нужно сделать вырезы из расчета расстояния между металлическими элементами закладной и электродной сетки не менее 1/3 толщины прогреваемого изделия.

Металлические закладные детали и арматурные каркасы, при расположении их перпендикулярно электродам, значительно ухудшают равномерность электропрогрева.

Следует избегать армирования пространственными каркасами. Панели рекомендуется армировать плоскими сетками. Поперечные каркасы и монтажные петли нужно располагать параллельно электродам. Анкеры закладных деталей не должны заглубляться в толщу бетона более чем на половину расстояния между электродами.

При электропрогреве панелей в горизонтальных формах прогрев наружных слоев бетона и особенно углов значительно отстает от прогрева других участков. Утепление панелей (метод термоса) улучшает равномерность термообработки, но не в достаточной мере. Особенно опасен недостаточный прогрев и пересушивание бетона в углах, где размещаются закладные детали. Неравномерность электропрогрева в достаточной степени может быть устранена периферийным обогревом.

Производство крупноразмерных панелей из ячеистого бетона

(Опыт Докучаевского завода ЖБИ)

Канд. техн. наук А. Г. НЕЙМАН, инж. В. А. БОЛЬШИНСКИЙ

На Докучаевском заводе железобетонных изделий (Донецкая обл.) в 1965 г. было организовано производство ячеистобетонных панелей размерами $6 \times 1,2 \times 0,2$ м, серии СТ-02-11/01 для самонесущих стен промышленных зданий.

В качестве сырья для получения ячеистого бетона используется сравнительно дешевый доменный гранулированный шлак, размолотый с добавкой 15% извести и 5% гипсового камня, каменноугольная зола-унос ТЭЦ с удельной поверхностью $2500-3000 \text{ см}^2/\text{г}$ и цемент.

Испытания показали, что газшлакозобетон из смеси 62,5% известково-шлакового вяжущего и 37,5% золы имеет прочность $56-58 \text{ кг}/\text{см}^2$. Добавка к этому составу 10% цемента (вместо шлакового вяжущего) повышает прочность до $60-62 \text{ кг}/\text{см}^2$, способствует ускорению схватывания и сокращает время выдержки до автоклавизации. Практически газшлакозобетон изготавливался из смеси, содержащей 5% СаО, 10% цемента, 40% золы и 40-45% шлака.

Технология получения ячеистого бетона следующая. Цемент и местное вяжущее из силосов пневмотранспортом подаются в расходные бункера формовочного цеха, туда же с помощью системы шнеков поступает увлажненная зола. Составляющие отвешиваются с помощью весовых дозаторов и по наклонному транспортеру подаются в стационарную лопастную мешалку горизонтального типа, куда предварительно наливается определенное количество подогретой воды. Раствор перемешивается в течение 3 мин, затем берется проба на растекаемость смеси, которая должна составлять около 20 см по Суттарду. В газобетономешалку добавляется водно-алюминиевая суспензия из расчета $450-500 \text{ кг}/\text{м}^3$ алюминиевой пудры, смесь перемешивается еще минуту и через люк в нижней части мешалки выливается в транспортирующий кубель (в дальнейшем предполагается использовать передвижную газобетономешалку).

С помощью крана кубель подается к форме с установленной арматурой, защищенной цементно-полистирольной обмазкой. Обмазка готовится из кубовых полистирольных остатков (отходов при переработке полистирола), растворителя сольвента и наполнителя цемента и наносится путем погружения каркаса в щелевидную ванну. Антикоррозийный раствор в ванне периодически перемешивается пневматическим способом. Цементно-полистирольная обмазка отличается высокой стойкостью, прочностью и гибкостью.

Раствор из кубеля равномерно разливается по форме, происходит вспучивание, после чего изделия выдерживаются 2-3 ч до достижения начальной прочности $0,4-0,5 \text{ кг}/\text{см}^2$.

Формы подаются к укаточной машине (рис. 2), разработанной инж. Гавриленко (ДонНИИ).

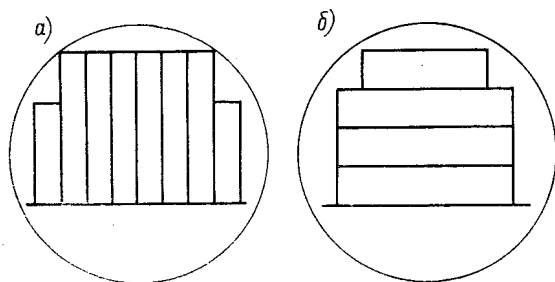


Схема размещения панелей при автоклавной обработке без форм (а) и в формах (б)

Движущийся вдоль формы и вращающийся со скоростью 300 об/мин отшлифованный вал уплотняет и заглаживает верхний слой ячеистого бетона в течение 2-3 мин после 5-8-кратного прохождения машины по длине формы и обратно. Получается ровный уплотненный слой толщиной около 2 см с объемным весом $1100-1200 \text{ кг}/\text{м}^3$, заменяющий гидрофобное покрытие и несколько повышающий жесткость панелей. Уплотненный слой достаточно хорошо связывается с арматурой и ячеистым бетоном. Однако увеличение его толщины сверх 2 см ухудшает паро-влажнопоницаемость материала. После выдерживания в автоклаве на внешней уплотненной поверхности бетона в ряде случаев появляются трещины.

Одной из причин, вызывающей трещины, являются удары, изгиб и деформации форм при воздействии вала, уплотняющего поверхность катка, особенно при неравномерном опирании форм и неровностях их бортов. Если сравнить изделия, полученные укаткой с помощью быстро вращающегося вала и укаткой под действием собственного веса пассивно вращающегося катка, как это делается на заводах в Люберцах (по предложению канд. техн. наук Э. Я. Эрмлер) и Н. Тагиле, можно отметить, что в первом случае наблюдается резкий, а во втором довольно плавный переход от уплотненного слоя к ячеистому бетону. Кроме того, во втором случае бетон уплотняется раньше при начальной прочности около $0,2 \text{ кг}/\text{см}^2$, трещины механического происхождения почти не появляются.

После укатки панель подвергается тепловлажностной обработке в автоклаве при давлении 8 атм. Работы, проведенные в ряде институтов, показали, что период подъема и спуска давления может быть сокращен без ущерба для трещиностойкости и прочности ячеистого бетона. Производственные опыты подтвердили целесообразность сокращения принятого 20-часового режима (6+8+6 ч) до 13 ч (2+8+3 ч), при этом цикл автоклавного пропаривания уменьшился в 1,4 раза. Первоначально был сокращен период давления при сохранении времени прогрева и спуска давления, затем при постоянном времени подъема и выдержки сокращалось время спуска давления. В каждом случае определялась прочность и трещиностойкость панелей и проработка их по глубине. Панели $6 \times 1,2$ м, толщиной 200 мм после 13-часового автоклавного режима не имели дефектов. Более короткий режим с более резким подъемом и сбросом давления технически затруднителен. Сокращение времени изотермического прогрева ниже 7 ч вызывает снижение прочности ячеистого бетона. Следует отметить, что возможность использования укороченного режима связана с низкой дисперсностью золы. Количество воды затворения при изготовлении газшлакозобетона составляло 38-40%, а при изготовлении газозобетона — около 42-45%.

Физико-механические свойства ячеистого бетона, получаемого на Докучаевском заводе, довольно высоки: объемный вес около $700 \text{ кг}/\text{м}^3$, кубиковая прочность $55-70 \text{ кг}/\text{см}^2$, влажность газшлакозобетона около 15-20%, а газозобетона 20-25%. Усадка при сушке составляет соответственно 0,3 и 0,4 мм/м. Морозостойкость ячеистого бетона не менее 50 циклов, коэффициент морозостойкости 0,9, потери в весе не более 2%.

В конце 1965 г. вместо газшлакозобетона завод перешел на выпуск газозобетона на основе портландцемента марки 400 (45%) и золы (55%). Для повышения щелочности и улучшения газовыделения вместо обычно применяемой извести были использованы добавки (0,5-0,2% технической поваренной соли NaCl или соды Na_2CO_3), что позволило избежать перерасхода алюминиевой пудры и ускорить газовыделение. Исследования показали, что повышение марки цемента выше 400, т. е. использование марок 500-700 дает отрицательный эффект. Опыт работы показал, что формы и автоклавы при этом не подвергаются коррозии. По заводским данным, прочность газозобетона составляет $60-70 \text{ кг}/\text{м}^2$.

Производительность завода около 15—20 тыс. м³/год, причем дальнейший выпуск ячеистого бетона тормозится пропускной способностью автоклавов. В связи с этим исследуется двухстадийная обработка — пропарка изделий в пропарочных камерах в течение 8—12 ч, затем их распалубка и автоклавная обработка в вертикальном положении без форм (рис. 3). Загрузка автоклава при этом увеличивается в 2 раза и производительность завода возрастает вдвое.

Проведенные испытания показали, что прочность панелей,

полученных по двухстадийной схеме, несколько ниже, чем при одностадийной.

При подъеме панелей краном после распалубки и установки их в вертикальное положение для автоклавной обработки в ряде случаев близ закладных петель наблюдались трещины и околы. Необходимо в дальнейшем применить специальный кантователь, а также использовать петли улучшенной конструкции. Отработка этих вопросов позволит заводу увеличить выпуск ячеистобетонных панелей хорошего качества.

УДК 666.973 : 553.535

Применение перлита в жилищном строительстве

Канд. техн. наук М. Т. СЕДАКОВА

Вспученный перлит используется для наружных стеновых конструкций и совмещенных кровель. Стеновые панели из легких бетонов перлитобетона, керамзитоперлитобетона, шлакоперлитобетона применяются в жилых домах серии I-464, I-335, I-447 и др.

Перлитобетонные панели выпускают домостроительные комбинаты Иркутска, Улан-Удэ и Красноярска по поточно-конвейерной технологии. На рисунках 1 и 2 показаны конструкции перлитобетонных панелей, разработанных в ЦНИИЭП жилища. Такие панели использованы для наружных стен жилых домов, при строительстве промышленных и общественных зданий в г. Шелехово Иркутской обл. и Иркутске. В этих домах тепло и сухо, фактическое термическое сопротивление перлитобетонных стен превышает требуемое $R_{\phi} = 1,45—1,25 >$

$$> R_{\text{тр}} = 1,25 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}}{\text{ккал}}$$

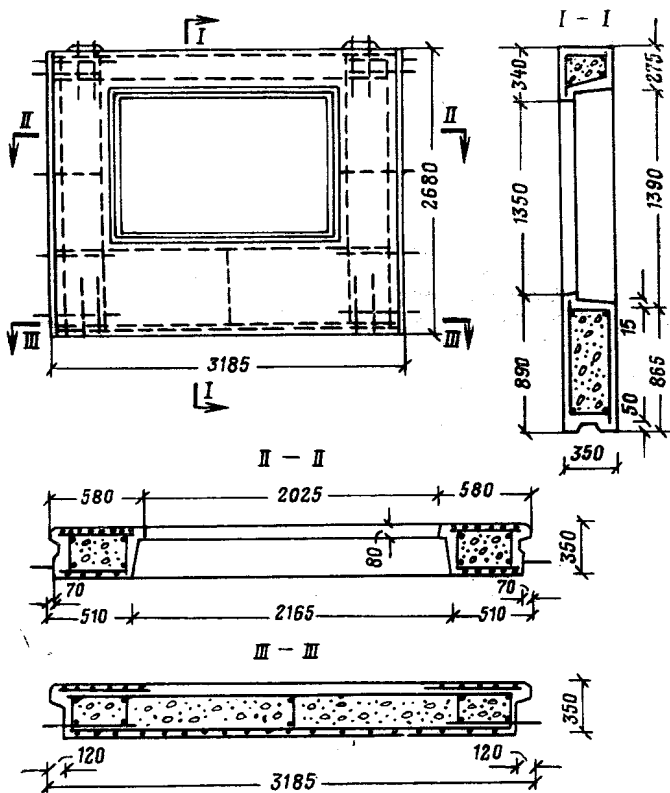


Рис. 1. Конструкция перлитобетонной стеновой панели для строительства в сейсмических районах (8 баллов)

С целью расширения области применения перлитобетона в ЦНИИЭП жилища проводятся работы по изготовлению перлитобетона марок 100—200 и созданию несущих перлитобетонных конструкций: внутренних стен и перекрытий.

Значительный интерес приобретает так же использование пород, сопровождающих перлит (лавобрекчий и частично закristализованных стекол) благодаря чему вдвое увеличиваются сырьевые ресурсы. Изучение Мухор-Талинского месторождения перлита (Бурятской АССР) подтвердили такую возможность. Лавобрекчи и частично закristализованные стекла, остающиеся в отвале и затрудняющие добычу перлита, пригодны для получения пористого заполнителя весом 500—750 кг/м³ (исследования ВНИИСтром).

В лаборатории легкогобетонного домостроения ЦНИИЭП жилища изучены основные свойства пористого заполнителя из сопровождающих перлит пород — объемный насыпной вес, прочность, межзерновая пустотность, водопоглощение, коэффициент формы и др. Заполнитель получен на домостроительном комбинате Улан-Удэ по двухстадийной схеме (термоподготовка и обжиг) в горизонтальных печах, предназначенных для обжига перлита.

Пористый заполнитель фракции 10—20 мм характеризовался объемным весом 600 кг/м³ и пределом прочности при сжатии 19,5 кг/см², а фракции 5—10 мм — соответственно

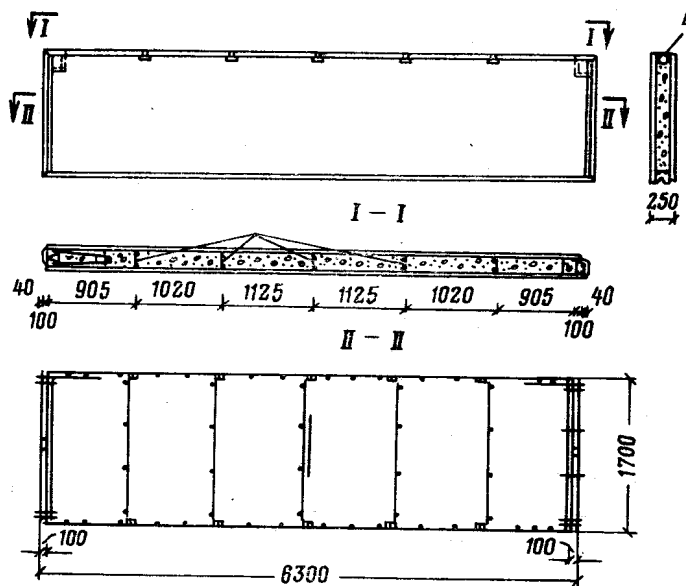


Рис. 2. Конструкция стеновой панели для жилых, общественных и промышленных зданий

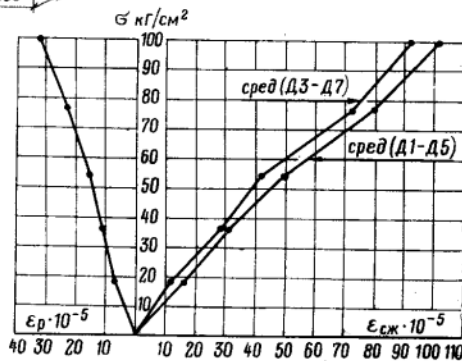
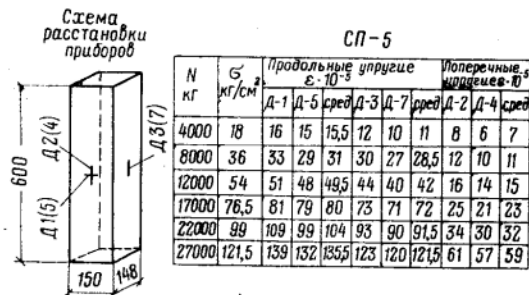


Рис. 3. Деформации сжатия и растяжения перлитобетона

$$R_{пр} = \frac{30\,000}{222} = 135 \text{ кг/см}^2;$$

$$0,2 R_{пр} = 27 \text{ кг/см}^2$$

Характеристики (упругие) бетона при $0,2 R_{пр}$

$$E_0 = \frac{27}{21,5} = 125 \cdot 10^8;$$

$$\mu = \frac{9}{21,5} = 0,42$$

685 кг/м³ и 28,6 кг/см². Коэффициент формы $k_\phi = \frac{d_{max}}{d_{min}}$

(d_{max} — наибольший диаметр и d_{min} — наименьший диаметр) составил для фракции 10—20 мм от 1,01 до 2,52, или в среднем 1,48, и для фракции 5—10 мм в среднем 1,54, что на 15—20% ниже, чем у вспученного перлита.

Установлено, что использованный пористый заполнитель обладает низким водопоглощением: фракции 10—20 мм — 14,7% и фракции 5—10 мм — 19% по весу (меньше перлита в 2—3 раза). Это свойство положительно сказывается при изготовлении легкого бетона, так как снижает потребность воды затворения.

На основе пористого заполнителя из сопровождающих перлит пород разработан легкий бетон марок 75—200. Опытные образцы готовили на цементе Воскресенского завода марки 500 с добавкой трепела в количестве 5%.

В таблице приведен гранулометрический состав бетона.

Материал	Размер фракции в мм	Расход материала по объему в %
Перлитовый щебень	10—20	45
	5—10	25
Перлитовый песок	1,2—5	20
	0—1,2	15

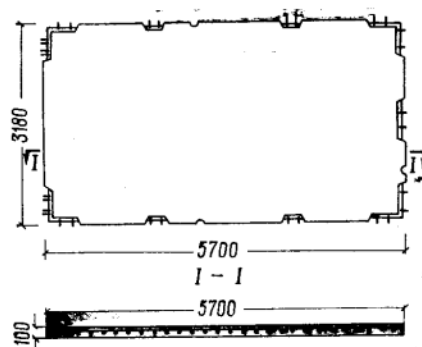


Рис. 4. Конструкция панели перекрытия из перлитобетона.

Расход цемента составил от 300 до 450 кг/м³, воды от 200 до 250 л/м³. Объемный вес легкого бетона марки 75—200 в стандартном состоянии равен 1100—1300 кг/м³.

Опытные образцы формовали с вибропригрузом 15—25 г/см², подвергали термообработке 1000 град/ч и испытывали в возрасте 1—3 месяца.

Призменную прочность, модуль упругости и коэффициент Пуассона определяли на образцах размером 150×150×600 мм. Нагрузки прикладывали ступенями по 0,1 от ожидаемой разрушающей, на каждой ступени загрузки давали выдержку 5 мин.

Одновременно с испытанием призм испытывали кубы, изготовленные из этого же бетона и хранившиеся в таких же условиях, как призмы. Упругие и пластические деформации определяли тензодатчиками, схема расположения приборов приведена на рис. 3.

Первые трещины в призмах появлялись обычно при нагрузке 0,8—0,9 от разрушающей. Большинство трещин возникает в вертикальном направлении, что свидетельствует о разрушении перлитобетона из-за истощения сопротивления растяжению в поперечном направлении. В отдельных случаях трещины имели наклонное направление.

Ранее выполненными работами по определению прочности и жесткости перлитобетонных несущих внутренних стен было установлено, что для применения этих конструкций в жилых зданиях достаточна марка 150, поэтому приведем данные результатов испытаний образцов, изготовленных на пористом заполнителе из сопровождающих перлит пород. Призменная прочность легкого бетона марки 150 составила от 102 до 156 кг/см² (в среднем 123 кг/см²), а по данным СНиП II-A.10-62 этот показатель равен 115 кг/см². Следовательно, в данном случае экспериментальная призменная прочность превышает нормативную на 7%.

Начальный модуль упругости легкого бетона при $\sigma = 0,2 R_{пр}$ марки 150 составил от 99 000 до 125 000 кг/см², предельная сжимаемость 112—132 · 10⁻⁵.

Одновременно с продольными деформациями бетона определяли поперечные, скорость возрастания которых при нагрузках до 0,5 R_p несколько меньше, чем продольных.

Коэффициент Пуассона $\mu = \frac{\epsilon_{попер}}{\epsilon_{прод}}$, определенный при $\sigma = 0,2 R_{пр}$, составил в среднем 0,208, максимальная растяжимость бетона равна 45 · 10⁻⁵. Предел прочности при осевом растяжении определяли при циклической нагрузке на опытных образцах длиной 700 мм с рабочей шейкой 100×100×100 мм.

Разрушение опытных образцов наступило мгновенно и носило хрупкий характер; первые видимые трещины появлялись при нагрузке, близкой к разрушающей. Максимальные измеренные деформации при осевом растяжении составили 14 · 10⁻⁵, предел прочности при растяжении 7 кг/см². Сопротивление растяжению при изгибе определено испытаниями стандартных балок размером 150×150×550 мм. Максимальные деформации сжатия равнялись 22 · 10⁻⁵ и растяжения 14 · 10⁻⁵.

В ЦНИИЭП жилища проектирует крупнопанельный жилой дом серии I-464Д-С со всеми конструкциями из перлитобе-

тона для районов 6—8-балльной сеймики. Наружные стеновые панели и панели кровли будут выполнены на основе вспученного перлита, а внутренние несущие стены и перекрытия — из перлитобетона или легкого бетона на пористом заполнителе, полученном из пород, сопровождающих перлит (рис. 4).

ВЫВОДЫ

Использование пород, сопровождающих перлит для получения пористого заполнителя высокопрочных бетонов, дает

возможность расширить сырьевую базу и удешевить стоимость строительных материалов.

Применение перлита и сопровождающих его пород в полнотелом жилищном строительстве позволяет снизить вес здания до 50%, экономить цемент и сталь.

В связи с тем, что перлит залегает в сейсмических районах, целесообразно применение его во всех конструкциях зданий, поскольку снижение общего веса зданий повышает их сейсмостойкость.

УДК 621.315.66 : 691.328

Опоры линий электропередач для горных районов

Канд. техн. наук В. Ш. КАЛАНДАДЗЕ

Многолетний опыт строительства и эксплуатации железобетонных опор для линий электропередач напряжением от 0,4 до 300 кВ показал, что наилучшими типами опор являются центрифугированные (рис. 1). Они имеют обтекаемую форму, легко кантуются, лучше выдерживают крутящие нагрузки, имеющие максимальные моменты инерции при данной площади сечения. Наиболее экономичное сечение опор — полое восьмигранное и кольцевое.

Центрифугированные опоры особенно удобны для горных и предгорных районов, где шоссейные и грунтовые дороги характеризуются тяжелым профилем, крутыми поворотами, иногда наличием множества искусственных сооружений, в том числе туннелей, сильно затрудняющих перевозку [1, 2].

Центрифугированные опоры могут иметь стойки, составленные из короткомерных цилиндрических элементов с обычной или преднапряженной продольной арматурой. Стойки соединяются на местах установки сварными, фланцевыми или телескопическими стыками. Предварительное напряжение продольной арматуры необходимо применять для опор ЛЭП на 110 кВ и выше. Опоры ЛЭП напряжением 0,4 и 6—10—35 кВ можно проектировать и без предварительного напряжения продольной арматуры.

Высказанное выше суждение о предварительном напряжении центрифугированных опор ЛЭП 0,4; 6—10 и 35 кВ основано на данных 25-летней эксплуатации опор, спроектированных ТНИСГЭИ для горных условий с применением обычной арматуры и установленных на ЛЭП протяжением более 30 тыс. км в ряде республик, краев и областей СССР. Неоднократное обследование этих опор показало, что они оправдали себя в эксплуатации.

Обследование центрифугированных опор и условий их изготовления показало, что некоторые из них имеют продольные трещины шириной раскрытия в отдельных случаях до 1,0 мм и длиной до нескольких метров. Образование и развитие продольных трещин связано с влиянием дефектов в структуре самого бетона, появляющихся вследствие неправильной технологии производства опор. Трещины могут появляться в результате сжимающих напряжений в бетоне, которые возникают на стадии передачи на него усилия от предварительного напряжения арматуры при пониженной прочности бетона против проектной марки или несоблюдения (уменьшения) проектных размеров сечения.

В процессе эксплуатации на опору действуют расчетные нагрузки и многократно повторяющиеся температурно-влажностные перепады окружающей атмосферы. Возникновение продольных трещин в предварительно напряженных опорах можно предупредить при соблюдении заводами технологических норм их изготовления, а также усилением спирального армирования, уменьшением размера зерен заполнителя и применением легкого бетона.

С целью облегчения центрифугированных опор воздушных линий в ТНИСГЭИ в 1960—1966 гг. исследовались опоры, вы-

полненные из легкого бетона на пемзе, туфе и керамзите [3—5] (рис. 2).

Благодаря использованию легких бетонов на 20—30% уменьшается вес опор, снижается отпускная стоимость на 10—15% (франко-склад завода-изготовителя) и уменьшаются транспортные расходы.

Как показывает опыт, легкие бетоны имеют достаточную прочность (300—600 кг/см²) и морозостойкость (50—250), обладают повышенной растяжимостью.

Предельная растяжимость легкого бетона оказалась более чем в 2 раза выше предельной растяжимости обычного бетона и в среднем составила 0,3—0,5 мм/м. Установлено также, что армирование легких бетонных опор способствует повышению предельной растяжимости благодаря более равномерному распределению внутренних усилий и тем самым обуславливает более высокую трещиностойкость опор из легкого железобетона. Многочисленные опыты, проведенные нами, показали, что появление первых трещин в изгибаемых опорах из легкого железобетона наблюдается при нагрузках, близких к эксплуатационным. Действительно, если, например, при появлении первой трещины в обычном железобетоне напряжение в арматуре составляет 200—300 кг/см², то при появлении первой трещины в легком железобетоне напряжение в арматуре при прочих равных условиях достигает 1000—2000 кг/см² в зависимости от вида бетона, арматуры и характера распределения нагрузок.

Учитывая положительные качества легких бетонов, Министерство энергетики и электрификации СССР в 1965—66 гг. под руководством автора построило впервые в мировой практике линии электропередач на керамзитожелезобетонных опорах Белгород—Губкин на-

Первые опоры из пемзо-железобетона были установлены в 1960 г. в г. Зугдиди для ЛЭП 6—10 кВ.



Рис. 1. Центрифугированная железобетонная опора для ЛЭП в горном районе

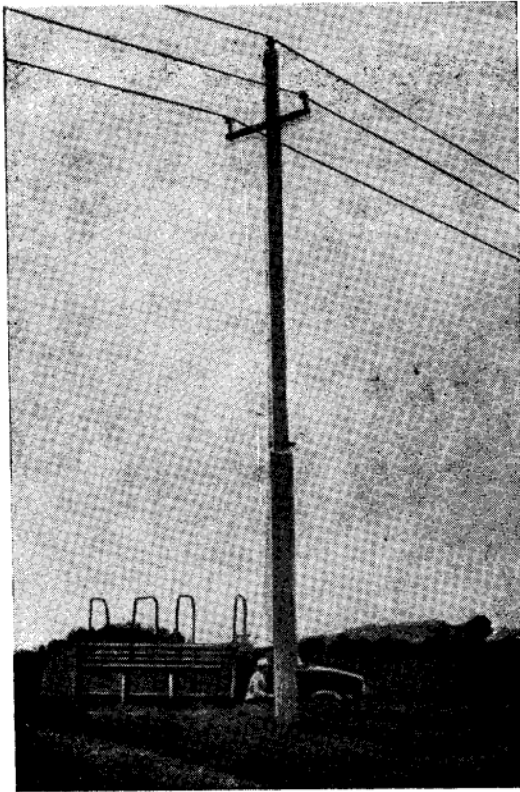


Рис. 2. Опора из легкого бетона в Грузии

пряжением 330 кВ и Березовская ГРЭС — Гродно — Солигорск напряжением 220 кВ. Ежегодное обследование построенных участков показывает вполне удовлетворительное состояние этих опор.

Представляет большой интерес расширить ассортимент легких заполнителей и кроме керамзита применять и аглопорит, который в настоящее время имеет распространение в ряде районов СССР и является достаточно дешевым материалом. Для примера можно указать, что в БССР стоимость аглопорита составляет около 30% стоимости привозного щебня из твердых пород, а в некоторых районах — около 50%.

В ТНИСГЭИ в 1967 г. автором проведены работы по исследованию технологии центрифугирования, по подбору состава, изучению физико-механических свойств аглопоритобетона и железобетона. Исследование аглопоритобетона и аглопоритожелезобетонных элементов позволяет заключить, что их несущая способность и трещиностойкость не ниже, а иногда даже и выше аналогичных показателей элементов из обычного бетона.

Несмотря на достоинства центрифугированных железобетонных опор, они до настоящего времени не находят применения в Грузии ввиду отсутствия завода железобетонных опор. Имеется несколько кустарных цехов, выпускающих вибрированные железобетонные опоры невысокого качества для линий электропередачи малых напряжений (0,4—6—10 кВ). Линия электропередачи напряжением 6 кВ Дигоми—Сельскохозяйственный институт, построенная из таких опор, разрушилась при ветре 30 м/сек; на линии упало более 20 опор (вид разрушения показан на рис. 3). Вибрированные опоры упали и на других линиях в районе г. Тбилиси.

Опоры разрушались у заделки, т. е. в местах действия наибольших изгибающих моментов. Характер разрушения во всех случаях одинаковый — откалывались части ребер, вследствие выпучивания стержневой арматуры.

Изготовление стволов длиной до 13 м на кустарных предприятиях в вертикальном положении с применением вибрации не обеспечивает необходимой однородности по высоте, так как длительное вибрирование очень подвижной смеси вызывает ее сепарацию и качество бетона ухудшается сверху вниз по зонам. Нарастание усилий происходит в том же направлении.



Рис. 3. Вид разрушения опоры построенной из вибрированного железобетона

Нами, кроме обследования разрушенных опор на линии и изучения режима изготовления вибрированных опор на заводе в г. Рустави (трестом «Грузэлектромонтаж»), были проведены специальные испытания на разрушение таких опор в вертикальном положении.

Сравнение несущих способностей опор на заводской площадке и на трассе Дигоми—сельскохозяйственный институт показали очень большое расхождение. Опоры на трассе уже не имеют достаточных запасов прочности и разрушаются при нагрузках ниже расчетных.

За последние два года значительно возросло количество аварий на линиях электропередач, возведенных на железобетонных опорах и пасынках прямоугольного сечения, изготовленных методом вибрирования. Анализ аварий выявил, что большинство опор разрушилось вследствие обрыва алюминиевых проводов, при чем разгрузки промежуточных опор от одностороннего натяжения проводов вдоль линии, как правило, не происходило, так как расчетная нагрузка меняет свое направление и действует вдоль линии. Соответственно изменяются рабочие стороны и момент сопротивления прямоугольного поперечного сечения железобетонных опор и пасынков. Существующая арматура уже недостаточна и совместная работа бетона и стали нарушена. Опоры, изготовленные методом центрифугирования, в этих же районах находятся в хорошем состоянии.

Технико-экономические показатели центрифугированных и вибрированных опор даны в таблице.

Тип опор	Напряжение ЛЭП в кВ	Расход материала на стойку		Стоимость 1 м ³ железобетона в руб.	Пролет между опорами в м	Общая стоимость опор, установленных на 1 км ЛЭП, в руб.
		бетон в м ³	сталь в кг			
центрифугированные	6—10	0,35	35	64	150	150
	35	1,03	—	69	160	455
вибрированные	6—10	0,44	33	58,5	150	171
	35	1,4	176,95	67,96	160	610

Из таблицы видно, что центрифугированные опоры экономичнее вибрированных: расход бетона ниже на 20%, а стоимость опор на 1 км линии ниже на 10—12%. Нерациональность поперечного сечения вибрированных опор является причиной их неэкономичности и малой прочности. Кроме того, вибрированные опоры легче повреждаются при транспортировке и монтаже, что отрицательно влияет на их несущую способность.

Поэтому в Грузии и в других горных районах страны целесообразно строить воздушные линии на центрифугированных легких железобетонных опорах, собираемых из отдельных элементов.

1. Михельсон Е. Э. Опоры электрических воздушных линий из centrifугированного железобетона. Изд. ТНИСГЭИ, Тбилиси, 1949.
 2. Качан И. К., Анисимов А. П. и др. Опоры из centrifугированного железобетона линий электропередач и линий связи. Грозненское книжное издательство, 1955.

3. Каландадзе В. Ш. Опоры из centrifугированного железобетона на легких заполнителях. «Бетон и железобетон», 1961, № 12.
 4. Каландадзе В. Ш. Опоры линий электропередач из centrifугированного керамзитобетона. «Энергетическое строительство», 1964, № 40.
 5. Каландадзе В. Ш. Опоры линий электропередач из легкого железобетона. Изд. «Энергия», 1967.

УДК 666.973.2

Несущая способность керамзитобетонных колонн при внецентренном сжатии

Канд. техн. наук А. А. КУДРЯВЦЕВ, инж. А. М. МАМЕД-ЗАДЕ

Практическому применению керамзитобетона в колоннах должна предшествовать проверка возможности применения существующего метода расчета таких элементов по СНиП II-V.1-62. С этой целью в НИИЖБ в 1965—1967 гг. были выполнены экспериментальные исследования коротких внецентренно сжатых колонн из керамзитобетона марок 300—500. Сечение колонн 22×40 см, расчетная длина — 276 см. Колонны I группы имели одностороннее армирование, II группы — двухстороннее (рис. 1). Рабочая арматура — горячекатаная сталь периодического профиля класса А-III. Изготовлены колонны из керамзитобетона на кварцевом песке. Расход материалов на 1 м^3 бетона: цемента — 500 кг; керамзита — 740 л; песка — 400 л; воды — 200 л. Испытано 19 колонн на 500-тонном прессе. Колонны загружали этапами, составляющими 8—10% теоретической разрушающей нагрузки. После каждого этапа делали 15-минутную выдержку. Схема испытания показана на рис. 2.

Характеристики бетона определялись испытанием призм размерами $20 \times 20 \times 80$ см. Скорость приложения нагрузки на призму была принята такой же, как и при испытании колонн.

По результатам испытания призм была получена фактическая призмная прочность $R_{пр}$ и модули деформации керамзитобетона в диапазоне напряжений от 0 до $R_{пр}$. Характерный график зависимости напряжений от деформаций керамзитобетонных призм показан на рис. 3.

Модуль упругости керамзитобетона E_6 соответствует нормативным значениям E_6 по СНиП II-V.1-62. С повышением относительных напряжений $\frac{\sigma_6}{R_{пр}}$ от 0 до 0,9 падения модуля деформаций керамзитобетона не превышало 40%.

15 колонн разрушались по второму случаю внецентренного сжатия, 2 — на границе между первым и вторым случаями и 2 — по первому случаю.

Испытания показали, что теоретические значения разрушающих нагрузок N_1 , определенные по формулам СНиП II-V.1-62 для обычного бетона значительно превышают опытные значения:

по I группе колонн

$$\left(\frac{N_{оп}}{N_1}\right)_{сред} = 0,63; \quad \text{по II группе} - \left(\frac{N_{оп}}{N_1}\right)_{сред} = 0,79.$$

Эти данные показывают, что при расчете колонн по СНиП II-V.1-62 происходит значительное превышение теоретической разрушающей нагрузки над фактической.

По нашему мнению, причины такого несоответствия теоретических и опытных значений разрушающих нагрузок внецентренно сжатых керамзитобетонных колонн заключаются в следующем. Во-первых, на основании ранее проведенных в НИИЖБ исследований с переармированными изгибаемыми элементами было установлено, что для керамзитобетона суще-

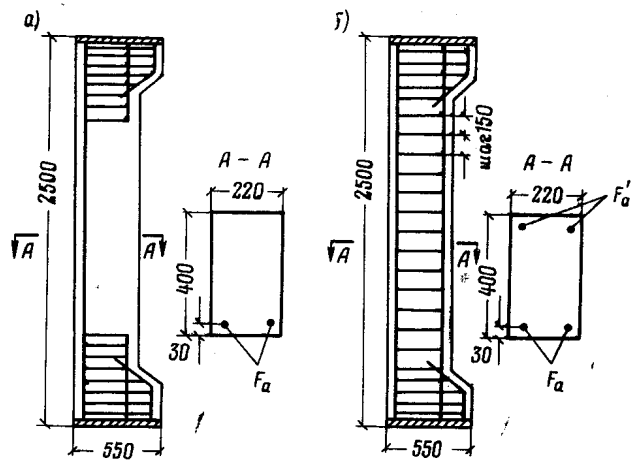


Рис. 1. Конструкция опытных колонн
 а — колонны I группы; б — колонны II группы

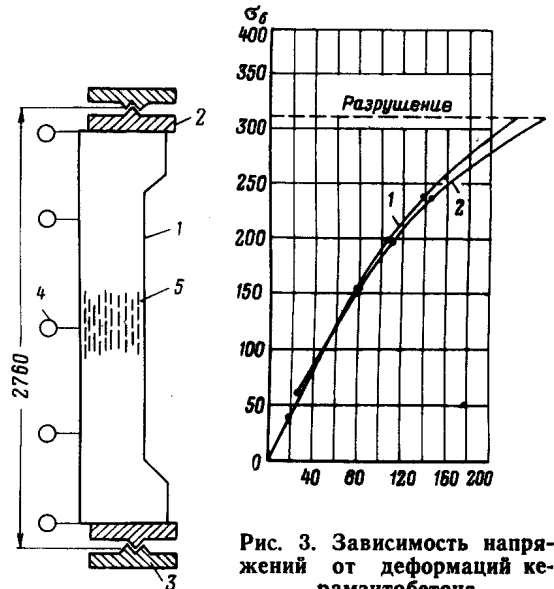


Рис. 2. Схема испытания колонн
 1 — колонна; 2 — стальная плита; 3 — плита пресса; 4 — прогибомер; 5 — тензодатчики

Рис. 3. Зависимость напряжений от деформаций керамзитобетона

1 — упругая деформация; 2 — общая деформация $R_{пр} = 311 \text{ кг/см}^2$; $E_6^{0,2} = 22\,400 \text{ кг/см}^2$; $E_6^{0,5} = 195\,000 \text{ кг/см}^2$; $E_6^{0,9} = 140\,000 \text{ кг/см}^2$

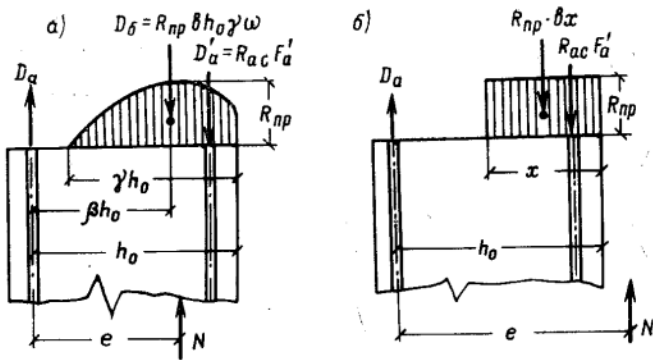


Рис. 4. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении керамзитобетонного внецентренно сжатого элемента
 а — второй случай внецентренного сжатия; б — первый случай внецентренного сжатия

стует новая более низкая граница предельного армирования по сравнению с обычным бетоном (см. таблицу).

Проектная марка бетона	Значение коэффициента ζ (общий случай)	Для прямоугольного сечения $\xi = \frac{x}{h_0}$
250 и ниже	0,8	0,55
300	0,75	0,5
400	0,65	0,41
500	0,58	0,35

Во-вторых, анализ эпюр деформаций и напряжений в сжатой зоне внецентренно сжатых керамзитобетонных элементов свидетельствует о том, что напряжения сжатия перед разрушением элемента не превышают призмочной прочности $R_{пр}$, поэтому для керамзитобетонных элементов в расчетных формулах для внецентренно сжатых элементов более правильно ввести вместо R_n призмочную прочность $R_{пр}$. При таком подходе общий принцип расчета несущей способности внецентренно сжатых элементов по СНиП II-V.1-62 сохраняется.

Если принять для II случая внецентренного сжатия криволинейную эпюру напряжения в сжатой зоне (рис. 4), то можно записать следующее уравнение равновесия моментов внешних и внутренних усилий (для прямоугольного сечения):

$$Ne = R_{пр} bh_0 \gamma \omega \beta h_0 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') \quad (1)$$

(здесь и далее все обозначения приняты в соответствии со СНиП II-V.1-62).

Очевидно, что коэффициент ζ характеризует форму эпюры напряжений в бетоне перед разрушением. В свою очередь, форма эпюры напряжений в сжатой зоне зависит от свойств материала, его поведения под нагрузкой близкой к разрушающей.

Поэтому произведения трех коэффициентов, характеризующих эпюру напряжений в сжатой зоне и расположение ее центра тяжести, можно условно принять в виде $\gamma \omega \beta = 0,5$. Тогда

$$Ne = 0,5 \zeta R_{пр} bh_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') \quad \text{или} \\ Ne = \zeta R_{пр} S_0 + R_{a.c} S_a \quad (2)$$

При работе элемента по I случаю внецентренного сжатия эпюра напряжений в сжатой зоне больше приближается к прямоугольной (рис. 4, б). Для I случая внецентренного сжатия может быть записано условие равновесия моментов внешних и внутренних сил:

$$Ne = R_{пр} bx (h_0 - 0,5x) + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') \quad (3)$$

Смыкание I и II случаев внецентренного сжатия будет иметь место при

$$0,5 \zeta R_{пр} bh_0^2 + R_{a.c} F'_a (h_0 - a') =$$

$$= R_{пр} bx (h_0 - 0,5x) + R_{a.c} F'_a (h_0 - a')$$

$$\text{или } 0,5 \zeta R_{пр} bh_0^2 = R_{пр} bx (h_0 - 0,5x),$$

$$\text{или в общем случае } \zeta R_{пр} S_0 = R_{пр} \bar{S}_0.$$

Граница между I и II случаями внецентренного сжатия сохраняется как и по СНиП II-V.1-62:

$$\zeta = \frac{\bar{S}_0}{S_0}.$$

При $\frac{\bar{S}_0}{S_0} < \zeta$ будет иметь место I случай внецентренного сжатия, при $\frac{\bar{S}_0}{S_0} > \zeta$ — II случай.

Значения теоретических разрушающих нагрузок для испытанных колонн N_2 , определенные по формулам (1) и (3), свидетельствуют, что они близко согласуются с опытными данными.

По группам колонн среднее отношение $\frac{N_{оп}}{N_2}$ составило: по I группе колонн

$$\left(\frac{N_{оп}}{N_2} \right)_{ср} = 0,93;$$

по II группе

$$\left(\frac{N_{оп}}{N_2} \right)_{ср} = 1.$$

Пониженное значение несущей способности I группы колонн по сравнению со II объясняется, по-видимому, отсутствием поперечной арматуры в колоннах I группы. Для учета этого фактора при расчете несущей способности колонн в формулах (1) и (3) следует ввести перед значением $R_{пр}$ коэффициент условия работы бетона $m_6 = 0,9$. В этом случае для I группы колонн

$$\left(\frac{N_{оп}}{N_2} \right)_{ср} = 1,05, \quad \text{для II} - \left(\frac{N_{оп}}{N_2} \right)_{ср} = 1,1.$$

Что касается расчета внецентренно сжатых керамзитобетонных элементов в случае приближения к центральному сжатию, т. е. при $e \leq e_0$, то можно воспользоваться методом, предложенным А. А. Гвоздевым, Б. Ф. Васильевым, И. Л. Богаткиным и А. С. Залесовым¹. Однако в предложенной ими формуле (6) коэффициент 1,25 перед ζ следует заменить на 1. Тогда для керамзитобетонных элементов эта формула будет иметь вид:

$$Ne < R_{пр} S_0 \left[1 - (1 - \zeta) \frac{e - c}{e - c} \right] + R_{a.c} S_0 \quad (5)$$

При $e = c$, т. е. при центральном сжатии квадратной скобка в правой части формулы (5) обращается в единицу. При $e = e_0$ выражение в квадратных скобках (5) становится равным ζ и условие (5) совпадает с условием (2). Как видно из этого будет наблюдаться смыкание условия расчета центрального сжатия со II случаем внецентренного сжатия.

ВЫВОДЫ

Теоретические значения разрушающих нагрузок, определенные по формулам СНиП II-V.1-62, переоценивают действительную несущую способность внецентренно сжатых керамзитобетонных колонн.

Удовлетворительная сходимость теоретических величин, разрушающих нагрузок с опытными значениями достигается при замене в формулах СНиП II-V.1-62 — (99), (100), (101) и (103) значения на $R_{пр}$ с учетом новой границы переармирования для керамзитобетона (см. таблицу).

Замена тяжелого бетона легким при изготовлении сжатых элементов конструкций не может быть рекомендована без выполнения специальных расчетов.

¹ А. А. Гвоздев. Предельное армирование изгибаемых элементов, граница между первым и вторым случаями внецентренного сжатия и расчет по второму случаю. Об. НИИЖБ «Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций». Стройиздат, 1964.

Керамзитобетон под воздействием многократно повторных нагрузок¹

Инж. С. А. МУСАТОВ

Отсутствие достаточных данных по усталостной прочности керамзитобетона для сжатых и изгибаемых элементов при повторных нагрузках значительно сдерживает применение его в таких конструкциях как подкрановые балки, свайные опоры и пролетные строения мостов. В связи с этим для определения пределов выносливости керамзитобетона при центральном сжатии и сжатии при изгибе в Московском автодорожном институте изучалась работа керамзитобетона под многократно-повторными нагрузками и влияние повторных нагрузок на упруго-пластические свойства керамзитобетона.

Изготовлено 20 призм и 12 предварительно напряженных балок. Образцы готовились из керамзитобетона на цементе марки 600 Брянского завода, кварцевом песке и керамзите Бескудниковского завода с крупностью зерен 5—20 мм; водоцементное отношение — 0,51.

Керамзитобетонные предварительно напряженные балки армированы с таким расчетом, чтобы разрушение от повторных нагрузок происходило по сжатой зоне. Конструкция их приведена на рис. 1.

Арматура балок первой серии состоит из высокопрочной углеродистой проволоки периодического профиля с пределом прочности 15 000 кг/см² (ГОСТ 8480—57). Величина предварительного напряжения равна 6125 кг/см². Балки второй серии в растянутой зоне армированы стержнями из стали класса А-IV марки 20ХГСТ, а в сжатой зоне высокопрочной катанкой с пределом прочности 16 000 кг/см². Предварительное напряжение в растянутой и сжатой арматуре составляло 6380 и 10250 кг/см². Прочность керамзитобетона в балках к моменту обжатия равнялась 220—240 кг/см².

Образцы испытаны после 6-месячной выдержки, когда рост прочности, ползучесть и усадка в керамзитобетоне прекратились. Прочность керамзитобетона к этому времени повысилась до 260—300 кг/см². Потери в арматуре от усадки и ползучести не превышали 1000—1260 кг/см².

Предел выносливости керамзитобетона определяли как отношение максимального напряжения, которое соответствует разрушению образца при $2 \cdot 10^6$ циклов нагружений, к статической его прочности. Число циклов $2 \cdot 10^6$ принято за базу испытания. Все образцы перед испытанием на пульсацию и через определенное число циклов загружали статической нагрузкой до верхней границы пульсации образца.

Статической нагрузкой испытано шесть призм. Многократно-повторные нагружения призм велись при $\rho = 0,25$ и $\rho = 0,5$. Эти режимы соответствовали режиму работы керамзитобетона в опытных преднапряженных балках и близки к его фактической работе в конструкциях. Испытания призм и балок проведены при частоте 600 циклов в минуту. Разрушение призм от многократно-повторных нагрузок было хрупким, без ярко выраженных предшествующих нарушений структуры и происходило по вертикальным (или близким к ним) плоскостям.

Результаты испытаний призм представлены на рис. 2 в виде диаграммы $\gamma - \lg N$, которая позволяет экспериментальные данные представить в виде линейной зависимости. Обработка данных выполнена статистическим методом прямолинейной корреляции 2. На графике для каждого режима испытания нанесены две прямые линии: одна линия соответствует средним значениям усталостной прочности керамзитобетона при разном количестве циклов, а другая — нижней границе зоны индивидуального рассеивания, вероятность разрушения ниже которой составляет 2,5% всех образцов. По полученным результатам предел выносливости призм, определяемый по средней корреляционной линии при $\rho = 0,25$ и $\rho = 0,5$ соответственно составил 0,63 и 0,71 от призмной прочности керамзитобетона ($R_{пр}$).

¹ К защите диссертации.

Если же учесть нижнюю границу рассеивания, то предел выносливости на сжатие при $\rho = 0,25$ будет составлять 0,52 $R_{пр}$ и при $\rho = 0,5$ —0,66 $R_{пр}$. Эти величины могут быть приняты за верхний безопасный предел выносливости, поскольку они охватывают 97,5% всех образцов, которые будут иметь значения выше этих данных.

Испытание балок велось двумя сосредоточенными грузами, расположенными в третях пролета. Один образец каждой серии доводили до разрушения статической нагрузкой, а остальные пульсирующей. Балки всех серий исследовались при одной характеристике цикла, равной $\rho = 0,33$, что близко отражает характер работы керамзитобетонных мостовых конструкций.

Разрушение балок произошло по сжатой зоне на участке между грузами. В отличие от статического хрупкого разрушения, при пульсирующих нагружениях в момент предшествующий разрушению, в сжатой зоне на боковой и верхней грани между грузами образовались продольные трещины. При увеличении числа циклов нагружений эти трещины развивались и приводили к разрушению балок. Керамзитобетон скалывается по цементному камню и керамзиту. Сцепление арматуры и керамзитобетона в балках не нарушалось.

Результаты испытания балок приведены в таблице. Предел выносливости балок первой серии составил 0,55, а второй — 0,69 от их статической прочности. Более низкий предел выносливости балок первой серии объясняется более тяжелым режимом работы керамзитобетона сжатой зоны, так как коэффициент характеристики цикла здесь был меньше.

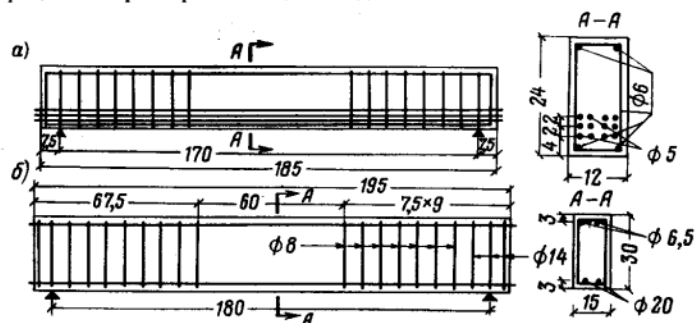


Рис. 1. Схема армирования балок
а — I серия; б — II серия

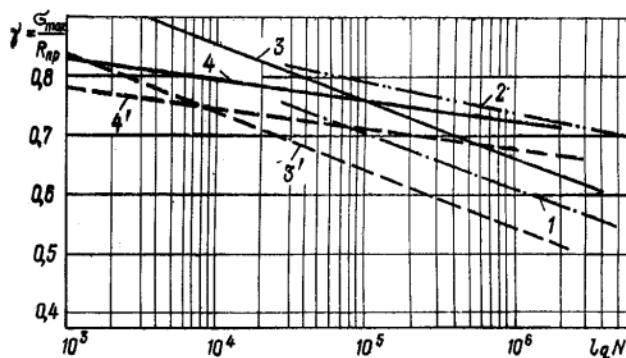


Рис. 2. Результаты усталостных испытаний керамзитобетона призм и балок

1 — I серия; 2 — II серия; 3 — средняя корреляционная линия результатов испытания призм при $\rho = 0,25$; 3' — нижняя граница зоны индивидуального рассеивания; 4 и 4' — то же, при $\rho = 0,5$

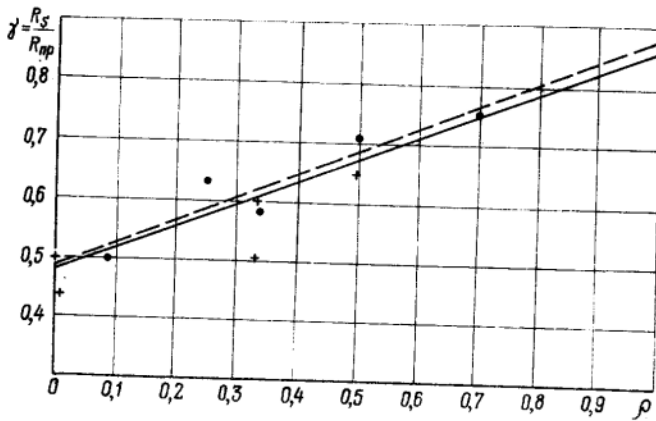


Рис. 3. Зависимость коэффициентов выносливости γ от величины характеристики цикла ρ сплошная линия — для тяжелого бетона; штриховая — для керамзитобетона: ● — опытные данные испытаний керамзитобетона; + — то же тяжелого бетона

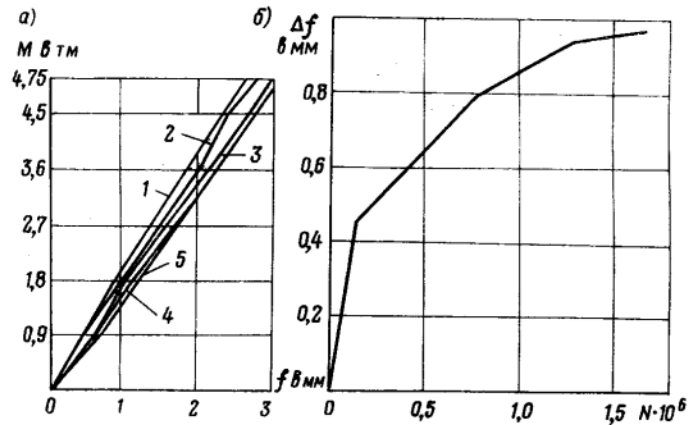


Рис. 4. Изменение полных и остаточных прогибов

а — изменение полных прогибов при статических нагружениях после различного числа циклов нагружений; 1 — до повторных нагружений; 2 — 5 — от 500 тыс. до 2350 тыс.; б — кривая роста остаточных деформаций

№ серий	№ балок	Режим испытания		N	$\gamma = \frac{M_{\max}}{M_{\text{ст. разр.}}}$
		M_{\max}	$\rho = \frac{M}{M_{\max}}$		
I	1	2,73	0,33	432000	0,592
	2	4,33	Статическое состояние	1587000	0,537
	3	2,48		2007000	0,518
	4	2,39		54000	0,627
	5	2,89			
II	1	8,1	Статическое состояние	28 730	0,745
	2	6,7		4 830 000	0,666
	3	6,0		156 000	0,778
	4	7,0		1 016 000	0,725
	5	6,52		5 269 080	0,555
	6	5,0			

За коэффициент $\rho \rightarrow$ для керамзитобетона принималось отношение минимальных напряжений к максимальным в верхней фибре сжатой зоны балок в середине пролета, т. е. там, где происходило разрушение образцов. Величину этих напряжений в керамзитобетоне определяли на основании экспериментально-теоретических вычислений, исходя из фактического напряженного состояния арматуры, внешней нагрузки и геометрии сечения. В сжатой зоне балок коэффициент ρ составил для первой серии образцов в среднем 0,22 и для второй 0,40. Линии усталостной прочности сжатой зоны керамзитобетона для балок каждой серии приведены на рис. 2. Предел выносливости керамзитобетона в этом случае для первой серии оказался равным $\gamma = 0,58$ и второй серии $\gamma = 0,72$.

Сравнивая данные балок и призм при близких режимах испытания ($\rho = 0,22$ и $\rho = 0,25$), можно утверждать, что предел выносливости керамзитобетона при центральном сжатии и сжатии при изгибе практически одинаковы. Опытные значения усталостной прочности лежат выше безопасных пределов выносливости призм (пунктирных линий). Поэтому эти линии, по-видимому, могут быть приняты во внимание при определении расчетных сопротивлений керамзитобетона на выносливость. Для сопоставления тяжелых бетонов и бетонов на основе керамзита на графиках зависимости пределов выносливости γ от величины коэффициента ρ (рис. 3) представлены данные испытаний бетонов марок 200—300, полученные разными исследователями. Сопоставление данных показывает, что выносливость керамзитобетона может быть принята равной выносливости тяжелого бетона.

При многократно-повторных нагрузках наблюдалось изменение формы кривой $\sigma - \epsilon$ для продольных и поперечных деформаций образцов из тяжелого бетона и из керамзитобетона. С возрастанием числа циклов происходило увеличение упругой части деформации. Поперечная деформация возросла

почти в два раза, а продольные — всего лишь до 10%. Одновременно наблюдались остаточные деформации. Наибольший прирост которых выявлен при первых $1,0 + 2,5 \cdot 10^5$ циклах нагружения ($\epsilon = 10^{-4}$).

Характеру изменения деформаций в призмах соответствовал модуль упругости керамзитобетона, определяемый по ветви $\sigma - \epsilon$ при $\sigma = 0,2 R_{\text{пр}}$ после различного числа циклов. Модуль упругости призм уменьшался, начиная с первых циклов загрузки, а после $2 + 4 \cdot 10^5$ циклов в большинстве случаев стабилизировался. Снижение модуля упругости керамзитобетона составляло 18—20%. Испытания балок показали также увеличение деформативности керамзитобетона от пульсирующих нагрузок.

С увеличением числа циклов форма кривой $M - \epsilon$ продольных и поперечных деформаций в крайней фибре сжатой зоны для балок изменяется, так же как и для призм (рис. 6). Это может свидетельствовать о возможности усталостного разрушения этой зоны балок при многократно-повторных нагрузках. Увеличение деформативности сжатой зоны составляло до 40%. В растянутой зоне аналогичных явлений не наблюдалось.

На рис. 4 показаны кривые изменения прогибов балок в середине пролета в зависимости от числа циклов нагружения. Прогибы балок увеличиваются в зависимости от их состояния. В преднапряженных балках, работающих без трещин жесткость не снижалась, а в балках с трещинами — снижение составило до 8—17% (рис. 7,а).

При многократно-повторных нагружениях зависимость прогибов от нагрузки приближается к линейной и наблюдается рост остаточных прогибов. Наибольшая величина остаточного прогиба к моменту разрушения составляла до 20% от полного прогиба.

ВЫВОДЫ

Прочность керамзитобетона под воздействием многократно-повторных нагрузок снижается в такой же мере, как и прочность тяжелого бетона.

Результаты исследования выносливости керамзитобетона позволяют рекомендовать его для железобетонных конструкций, работающих под воздействием многократно-повторных нагрузок.

ЛИТЕРАТУРА

- Иванов-Дятлов И. Г. и др. Применение керамзитобетона в дорожном мостовом строительстве. Автотрансиздат. 1963.
- Карпунин Н. С. Исследование выносливости железобетона. Труды МИИТ, выпуск 108, 1959.
- Берг О. Я. и др. Исследование физического процесса разрушения бетона под действием статической и многократно-повторяющейся нагрузки. Труды ЦНИИС, вып. 60, 1966.

Заводское глазурирование стеновых панелей

Кандидаты техн. наук И. А. ГЕРВИДС, К. И. БАШЛАЙ, инженеры В. К. КАНАЕВ, И. Ф. БАРАНЦЕВ, В. С. ВАЖДАЕВ, М. С. ХРАБРЫЙ, А. Э. ТУЧС

Серый колорит стандартного жилищного домостроения обусловлен не только распространенным среди некоторых архитекторов убеждением, что архитектурно-художественная выразительность может быть достигнута только вариантно-стью объемов, а цвет серьезной роли в этом вопросе не играет, но, главным образом, отсутствием достаточно долговечных и дешевых материалов и способов отделки зданий. Известно также, что применение вполне долговечной и весьма выразительной глазурированной цветной керамической плитки сдерживается как высокой стоимостью ее в деле, так и невозможностью автоматизации всего цикла отделочных работ в производстве панелей¹.

В институте НИИСтройкерамика создана технология глазурирования бетонных поверхностей, которая может быть осуществлена непосредственно на заводах сборного железобетона. Благодаря этому домостроители могут выполнять керамическую цветовую отделку наружных стеновых панелей без применения дорогостоящей керамической плитки.

Нанесение керамической глазури на поверхность бетона связано с нагреванием глазури и поверхности бетона до 850—950°C. Обычный строительный бетон такого нагревания выдержать не может. Керамзитобетон начинает разрушаться при 450—550°C. Поэтому для предохранения бетонной поверхности от разрушения при нагревании был введен промежуточный, буферный слой материала, названный подглазурным. Этот слой готовится на портландцементе, выдерживает пропарку и после нанесения глазури не теряет заметно прочности. Такой состав (рис. 1) был разработан и проверен в институте НИИСтройкерамика.

На заводе сборного железобетона во время формирования на лицевую сторону бетонной панели наносят вместо цементно-песчаного отделочного слоя цементно-керамический. После пропарки и подсушивания на панель равномерно наносят глазурь. Обжиг производят при прокатывании панели под экранной электрической печью. Прогреванию подвергается только подглазурный слой на небольшую глубину (рис. 2).

Свойства панелей с нанесенным цементно-керамическим слоем и расплавленной по нему глазурью изучались в НИИЖБе, ЦНИИСКе. Наибольший интерес представляло поведение цементно-керамического подглазурного слоя. Испытания показали, что бетон с нанесенным подглазурным слоем и разлитой глазурью выдерживает по ГОСТу 50 циклов замораживания и оттаивания. При центральном и внецентральном нагружении панелей до разрушения отделочный слой разрушается одновременно с бетоном и отслаивание не происходит. Отделочный слой в конструкции работает вместе с бетоном, хорошо пропускает водяные пары и позволяет панели «дышать». Прочность глазурированного слоя можно регулировать обычными методами — расходом цемента, гранулометрией и V/C .

На заводе КЖИ-355 в Москве была построена опытная заводская установка (рис. 3), на которой в течение 1967 г. отглазурировано несколько десятков панелей и отработаны производственные приемы.

Подглазурный состав получается путем смешения в обычном растворешалке керамического порошка, портландцемента и воды (на 1 м³ порошка 250 кг портландцемента марки «500»; V/C 0,65—0,75).

Керамзитобетонную панель формовали как обычно, причем бетон не укладывали до верхнего среза формы, а остающееся пространство заполняли цементно-керамическим составом и уплотняли. После этого форму с панелью укладывали в пакет для тепловлажностной обработки.

Глазурировали все основные типы изготавливаемых на заводе керамзитобетонных стеновых панелей.

На другой день панель, прошедшую тепловлажностную обработку, освобождали из формы и при отсутствии повреж-

дений укладывали на платформенную вагонетку «лицом вверх» и закатывали в помещение опытного участка для глазурирования.

На лицевую поверхность наносили слабый раствор жидкого стекла плотностью 1,12—1,15. Панель прокатывали под экраным сушилом и подглазурный слой высушивали на всю толщину. Движение панели совершалось непрерывно с помощью механизма, снабженного регулированием скорости. Во время прокатывания панели температуру над ней поддерживали на уровне 650—700°C. Поверхность подглазурного слоя нагревалась в это время до 60—80°C.

На теплую поверхность подглазурного слоя наносили глазурированный шликер. Состав безсвинцовый и безоловянный глазури Б-2 разработан в НИИСтройкерамика. Цвета подбирали при обжиге образцов в лабораторной электрической печи. Одновременно устанавливали рабочую температуру обжига. Оптимальная плотность глазурированного шликера 1,35—1,37 г/см³.

Раствор жидкого стекла и глазурированный шликер наносили на панель распылителем.

Обжиг глазури производили, прокатывая панель под экранной электрической печью (рис. 4). Щиты управления автоматически поддерживали заданную температуру в секциях печи.

Во время работы температура над поверхностью панели составляла 820—850°C. Время обжига панели составляло 23 мин.

При выходе из-под экрана печи поверхность панели имела температуру 600—700°C. Чтобы не допустить чрезмерно быстрого остывания и сохранить целостность глазуриной пленки панель закрывали асбестовой крышкой на 10 мин.

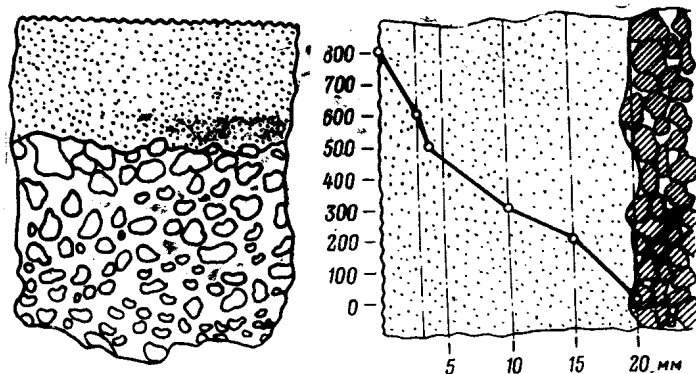


Рис. 1. Структура бетона с отделочным слоем и глазурированной поверхностью

Рис. 2. Распределение температур в бетоне при расплавлении глазури

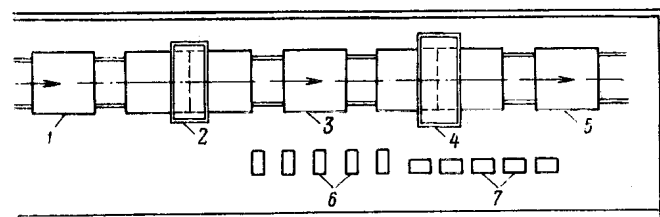


Рис. 3. Опытный участок глазурирования

1 — пост для нанесения жидкого стекла; 2 — сушило; 3 — пост для нанесения глазури; 4 — печь для обжига; 5 — трансформаторы; 6 — щиты управления; 7 — обгонный путь для вагонеток

¹ Юрченко П. Г. Пластика в современной архитектуре. Изд. «Будивельник», Киев, 1965.

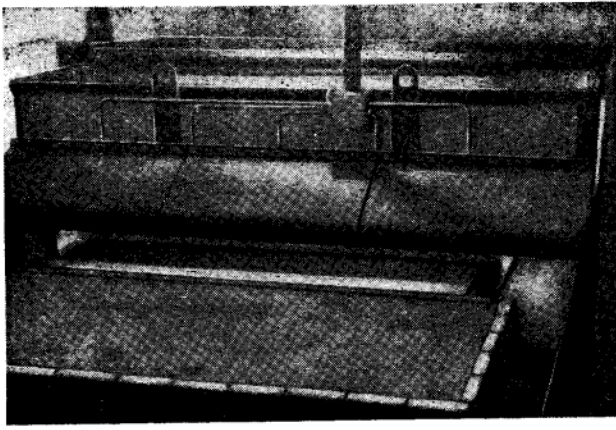


Рис. 4. Обжигательная печь с подкатываемой панелью

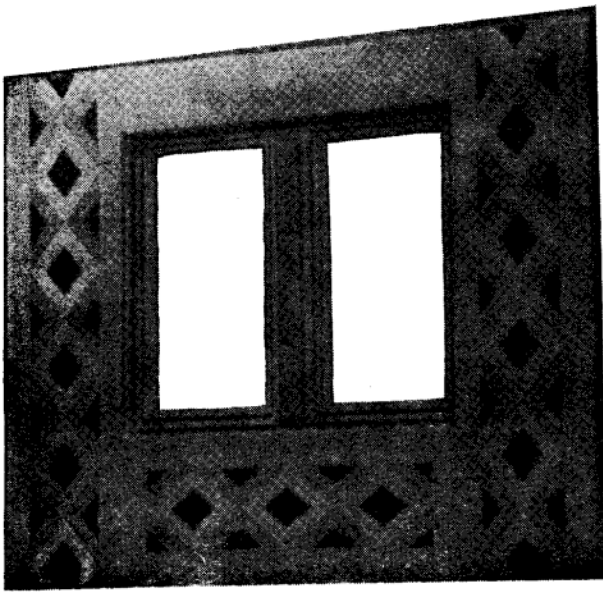


Рис. 5. Цветные глазурованные панели

Вначале цокольные панели обжигали в один цвет. Затем было произведено глазурование стеновых панелей в 4 цвета сложного рисунка. Красители и рисунок панели подбирали с расчетом, чтобы глазурь, окрашенная в разные цвета, расплавлялась по всей поверхности панели одновременно.

При глазуровании бетонных панелей по подглазурному слою получаемая поверхность имеет зернистую структуру. Глазурь окрашивает поверхности выступающих зернышек. При рассмотрении под углом она не дает бликов, обычно скрывающих цвет, а, наоборот, показывает высокую насыщенность цветом. Результаты работы свидетельствовали о богатейших возможностях варьирования цвета и рисунка (рис. 5). Применение этого способа интересно не только в стандартном домостроении.

Отделку магазинов, кинотеатров, вокзалов, станций метро, подземных переходов можно будет осуществлять в заводских условиях, гарантирующих высокую художественность, многократную повторяемость, индустриальность и дешевизну выполнения. Причем глазуровать можно не только плоские, но и фигурные поверхности — рельефные, поверхности вращения и окантованные в любых вариантах кривизны.

Высокая климатическая стойкость нанесенной на бетон глазури делает возможной выполнение наружной монументальной живописи.

Расход керамического порошка на 1 м² панели при укладке подглазурного слоя «лицом вверх» составляет около 30 л, глазури сухой 0,35 кг, красителей сухих от 10 до 35 г, жидкого стекла плотностью 1,12—1,15 — около 200 г. Расход электроэнергии составил на 1 м² отделки 10 квч.

Затраты рабочего времени на 1 м² составляют 0,15 чел. час. Стоимость глазурования 1 м² составляет 1 р. 32 к. Расчет стоимости отделки наружных стен зданий с учетом сроков долговечности и регулярных эксплуатационных расходов дает следующие сравнительные цифры (в руб.): отделка слоем дробленого камня 0,064, ковровой глазурованной керамикой 0,140 и описанным глазурованием по бетону 0,056.

В настоящее время заканчивается монтаж и в текущем году будут запущены в эксплуатацию отделения по глазурованию на заводах сборного бетона в Донецке, Риге, Казани, ведутся подготовительные работы в Хабаровске, Калининграде, Красноармейске и других городах.

Фактические расходы на КЖИ-355 показали, что затраты на полное технологическое оснащение участка глазурования на каждые 1000 м² годовой производительности составляют 120 руб., а необходимая производственная площадь для размещения оборудования не превышает 2,5 м². Оптимально выгодной производительностью цеха является 150 000 м² в год при двухсменной работе.

Впервые осуществленный опыт глазурования на КЖИ-355 подтвердил, что эта долговечная эффективная цветовая отделка крупноразмерных бетонных изделий заслуживает широкого внедрения в массовое жилищное и культурно-бытовое строительство.

УДК 666.97.035

Влияние влажности керамзитобетонных изделий на продолжительность их прогрева при тепловлажностной обработке

Канд. техн. наук М. Т. СОЛДАТКИН, инж. А. Д. МАСЛАКОВ

Для вывода расчетной формулы продолжительности прогрева изделий из керамзитобетона (рис. 1) используем выражение В. П. Ваничева [1], выведенное им методом конечных разностей

$$\Delta \tau = \frac{\gamma C_p}{2\lambda} \frac{1}{\Delta x^2}, \quad (1)$$

где γ — объемный вес в кг/м³;

C_p — весовая теплоемкость при постоянном давлении в ккал/кг · град;

λ — коэффициент теплопроводности в ккал/м · ч · град;

Δx — размер рассматриваемого элемента в м;

$\Delta \tau$ — продолжительность прогрева в ч.

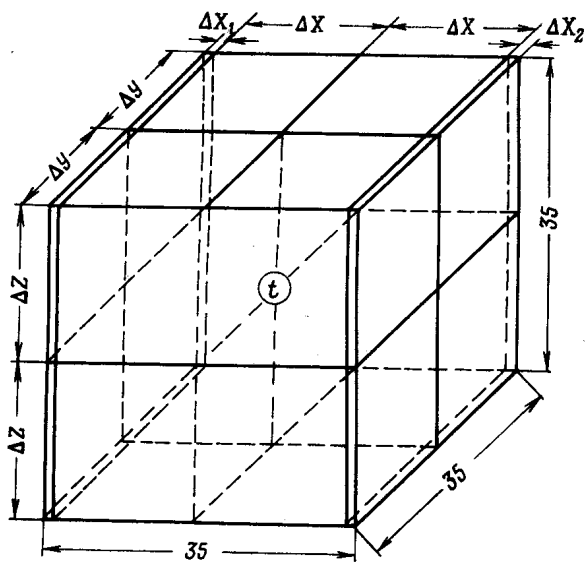


Рис. 1. Расчетная схема

В выражении (1) C_p и λ Ваничевым приняты постоянными. В действительности в процессе прогрева керамзитобетонных изделий эти величины являются функцией температуры и влажности. Изменение температуры происходит в пределах 20—80°C, т. е. незначительно. Поэтому изменением λ и C_p в зависимости от температуры в дальнейших рассуждениях пренебрегаем.

Расчет продолжительности прогрева производим из условий, что коэффициенты теплопроводности и теплоемкости являются линейными функциями влажности изделия т. е.

$$\left. \begin{aligned} C_{pw} &= C_p + Dw \text{ ккал/кг}\cdot\text{град}; \\ \lambda_w &= \lambda + Bw \text{ ккал/м}\cdot\text{ч}\cdot\text{град}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Для конкретизации расчета в дальнейшем будем рассматривать стеновую керамзитобетонную панель толщиной 35 см. При рассмотрении расчетной схемы нами принимается, что: изотермические поверхности в пределах данного элемента (см. рис. 1) представляют собой равноотстоящие параллельные плоскости; величина среднего теплового потока за время $\Delta\tau$ через какую-либо поверхность пропорциональная начальному значению составляющей температурного градиента в пределах промежутка времени $\Delta\tau$; увеличение теплоемкости элемента пропорционально приросту температуры в средней точке объема.

Для упрощения расчетов введем средние значения λ_c и C_{pc} , которые определялись по следующим выражениям:

$$\lambda_c = 0,5 (\lambda' + \lambda_{сух} + 0,009w) \text{ ккал/м}\cdot\text{ч}\cdot\text{град}; \quad (3)$$

$$C_{pc} = 0,5 (C'_p + C_{pсух} + 0,006w) \text{ ккал/кг}\cdot\text{град}, \quad (4)$$

где λ_c — средний коэффициент теплопроводности в ккал/м·ч·град;

C_p — средний коэффициент весовой изобарической теплоемкости в ккал/кг·град;

$\lambda_{сух}$ — коэффициент теплопроводности сухого керамзитобетона в ккал/м·ч·град;

$C_{сух}$ — коэффициент изобарической теплоемкости сухого керамзитобетона в ккал/кг·град;

λ' — коэффициент теплопроводности керамзитобетонной массы в начале прогрева в ккал/м·ч·град;

C'_p — коэффициент изобарной теплоемкости керамзитобетонной массы в начале прогрева в ккал/кг·град.

Введя средние значения отношения $M = C_{pc}/\lambda_c$ в выражение (1) и произведя алгебраические упрощения, получим формулу для расчета продолжительности времени прогрева керамзитобетонных изделий с учетом λ_c , C_{pc} и γ_w как функций влажности (w):

$$\Delta\tau = 0,5 \Delta x^2 \gamma_w M. \quad (5)$$

Численные значения коэффициента M приведены в таблице и на рис. 2.

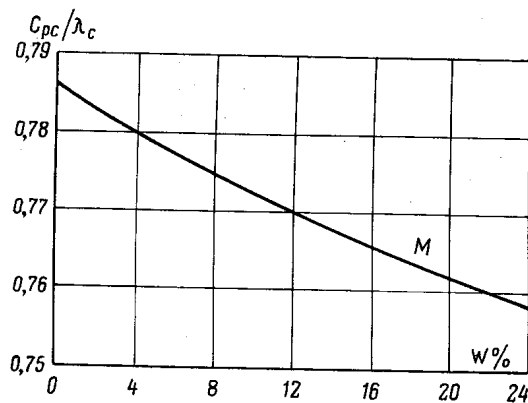


Рис. 2. Зависимость коэффициента M от влажности w

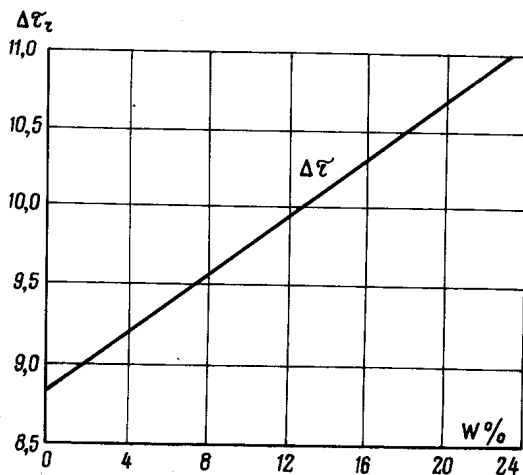


Рис. 3. Зависимость продолжительности прогрева керамзитобетонных изделий от их влажности

$w, \%$	$\lambda_w,$	$\lambda_c,$	$C_{pw},$	$C_{pc},$	$\gamma_w,$	$M,$
	ккал/м·ч·град	ккал/м·ч·град	ккал/кг·град	ккал/кг·град		
0	0,295	0,347	0,146	0,273	900	0,786
6	0,349	0,374	0,182	0,291	954	0,778
12	0,403	0,401	0,218	0,309	1008	0,770
16	0,439	0,419	0,242	0,321	1044	0,766
20	0,475	0,437	0,266	0,333	1080	0,762
24,5	0,515	0,457	0,293	0,346	1120	0,757

Следует отметить, что существующие технологические процессы изготовления керамзитобетонных стеновых панелей исключают наличие его остаточной влажности ниже 6%. Поэтому в практике производства наиболее вероятной влажностью, с которой технологом придется сталкиваться, имеет величины от 6 до 24,5%. В этих пределах применение средней величины M при расчете $\Delta\tau$ дает погрешность порядка 1,38%, что в практических расчетах всегда допустимо.

Таким образом, подставляя среднее значение M в формулу (5), получим окончательную расчетную формулу вида

$$\Delta\tau = 0,385 \gamma_w \Delta x^2 r. \quad (6)$$

Результаты расчетов продолжительности времени прогрева керамзитобетонных панелей толщиной 32 см в зависимости от величины их влажности приведены на рис. 3, из которого видно, что с повышением влажности материала панели продолжительность прогрева увеличивается.

Увлажнение материала панели в большей степени происходит за счет поглощения им конденсата, образующегося на поверхности панели. До сих пор бытовало мнение, что чем больше будет поглощаться конденсата, тем интенсивнее будет прогреваться изделие [2]. В действительности же с появлением водяной пленки на поверхности пропариваемого изделия сильно уменьшается коэффициент теплоотдачи при конденсации пара. По данным НИИ строительной физики и ЦНИИЭП жилища [3] при сравнительно сухой поверхности $\alpha = 10000 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$, а при наличии водяной пленки $\alpha = 500 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{град}$.

ВЫВОДЫ

Прогрев керамзитобетона при его тепловлажностной обработке целесообразнее производить в сухой среде.

Продолжительность прогрева является функцией влагосодержания: чем больше влажность материала, тем больше время прогрева.

С уменьшением влагопоглощения уменьшается послеоперационная влажность панелей, что дает возможность ввести здание в эксплуатацию в лучшем тепловлажностном состоянии и тем самым улучшить гигиенические условия помещений.

ЛИТЕРАТУРА

1. В. П. Ваничев. Приближенный метод решения задач теплопроводности при переменных контактах. Известия АН СССР, 1946, № 12.
2. К. Э. Горяинов, Е. С. Вакслер. К вопросу тепло-массообмена при нагреве твердеющего бетона. ИФЖ, т. V, 1962, № 4.
3. Н. Я. Спивак. Крупнопанельные ограждающие конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях. Стройиздат, 1964.

И Н Ф О Р М А Ц И Я

Конференция по легким бетонам в г. Пензе

В течение ряда лет Пензенский инженерно-строительный институт организует и проводит межвузовские конференции по ячеистым бетонам. Последняя — IV конференция — состоялась в Пензе в декабре 1967 г. Она была организована по широкой программе «Легкие бетоны», которая предусматривала включение вопросов, относящихся как к ячеистым, так и к легким бетонам на пористых заполнителях.

Широкая программа способствовала всестороннему рассмотрению состояния проблемы легких бетонов и привлекла в Пензу многочисленных специалистов и ученых. В работе конференции приняло участие около 300 человек, в том числе 168 приезжих из 67 городов.

Состав участников широко представил научные и научно-исследовательские учреждения, высшие учебные заведения, проектные и производственные организации Советского Союза. В их число входили: академик П. А. Ребиндер, представители головного института в области легких бетонов — НИИЖБа, представители таких ведущих научно-исследовательских институтов и высших учебных заведений как НИИСМ — Минск, НИИСМ — Киев, УралНИИСтромпроект — Челябинск, УралпромстройНИИпроект — Свердловск, ТНИСГЭИ — Тбилиси, ВНИИ-камня и силикатов — Ереван, ПромстройНИИпроект — Харьков, МИСИ, Каунасский, Кишиневский, Дальневосточный политехнические институты.

Работа конференции проходила на пленарных заседаниях и в четырех секциях: технологии ячеистых бетонов; легких бетонов на пористых заполнителях; физико-химических исследований ячеистых бетонов; проектирования, возведения и экономики сооружений из ячеистых бетонов.

Пленарное заседание открылось выступлением секретаря Пензенского обкома КПСС Ю. А. Акимова, который

приветствовал участников конференции и остановился на некоторых задачах в области строительства из легких бетонов.

В большом докладе академик П. А. Ребиндер остановился на проблеме связи науки с практикой и на рассмотрении возможностей, открывающихся в технологии бетонов при применении поверхностно активных добавок. Последние приобретают особое значение в производстве ячеистых бетонов, если иметь в виду тенденцию к дальнейшему снижению объемного веса газобетона.

Далее на пленарном заседании с докладом выступили:

Руководитель лаборатории ячеистых бетонов НИИЖБ канд. техн. наук А. Т. Баранов — «Состояние производства и применения ячеистых бетонов». Докладчик сделал обзор в области производства ячеистых бетонов, дал характеристики сырьевой базы, различных вариантов технологии и качества выпускаемой продукции.

Проф. Пензенского инженерно-строительного института П. Р. Таубе — «Новые возможности в технологии легких бетонов в связи с применением поверхностно-активных веществ». Докладчик сообщил о результатах исследований, проведенных на кафедре химии, по интенсификации помола, стабилизации ячеистой массы и диспергации алюминиевой пудры в воде при применении поверхностно-активных веществ.

Проф. Пензенского инженерно-строительного института И. А. Иванов — «О действии некоторых факторов, определяющих структуру легких бетонов». В докладе дан анализ состояния проблемы создания структурной теории легких бетонов на пористых заполнителях. Предложена принципиальная схема действия факторов, предопределяющих структуру легких бетонов. Показана сложность их взаимодействия,

поскольку изменение свойств легких бетонов (прочности, деформативности, водонепроницаемости и др.) связано с несовпадающим по времени и знаку проявлением рассматриваемых факторов, которые могут существенно изменять свойства пористого заполнителя и цементного раствора, взятых в совокупности.

Начальник Пензастроя инж. И. С. Киташов — «Опыт применения конструкций из ячеистого бетона в строительстве». Докладчик изложил накопленный опыт строительства различного рода зданий с использованием крупноразмерных конструкций из газобетона. Он отметил достоинства и недостатки этих конструкций, исходя из опыта применения их в Пензенской области.

На секциях было заслушано около 100 докладов и сообщений. По некоторым из них возникла дискуссия. Так, острому обсуждению подверглись вопросы применения математических методов в оптимизации технологических процессов, оптимальной гранулометрии сырьевых смесей для газобетона, о снижении влажности газобетонных изделий, об однородности легких бетонов и пористых заполнителей.

В настоящей информации нет возможности дать обзор всех сделанных докладов и сообщений. Выделять же некоторые из них вряд ли целесообразно, поскольку уровень конференции был достаточно высок и все выступления представляли ценность и определенный интерес.

На секциях и заключительном пленарном заседании были разработаны рекомендации по дальнейшему развитию исследований и передовой технологии в рассматриваемой проблеме легких бетонов в двух основных направлениях — по ячеистым бетонам и бетонам на пористых заполнителях.

Широкая программа конференции получила одобрение, поскольку совместное рассмотрение всех видов легких бетонов способствует их объективному изучению, сопоставлению и выявлению оптимальных решений в практике строительства, а также программам международных симпозиумов и конгрессов.

Конференция признала одной из важнейших задач дальнейшего совершенствования производства изделий и конструкций из автоклавного ячеистого бетона — разработку конвейерной технологии способом резки и организацию выпуска оборудования для нее. Актуальной задачей конференции считается переход на выпуск конструктивно-изоляционных изделий из ячеистых бетонов объемным весом 500—600 кг/м³ и на широкое применение клееных (бесшварных) газобетонных панелей.

Конференция рекомендует широкое применение поверхностно активных веществ на основных стадиях технологи-

ческого процесса производства ячеистых бетонов при использовании, в частности, рекомендаций Пензенского инженерно-строительного института.

Конференция подчеркнула важность широкого применения конструкций из легких бетонов, в том числе и предельно напряженных. Достиженные успехи в производстве пористых заполнителей создают к тому реальные возможности, однако имеется еще ряд вопросов, на решение которых необходимо направить сейчас усилия научно-исследовательских и производственных организаций. К их числу относятся: расширение сырьевой базы и номенклатуры природных и искусственных пористых заполнителей; повышение однородности и прочности пористых заполнителей; изучение особенностей взаимодействия компонентов легкого бетона и разработка теории прочности конгломератных систем с привлечением теории упругости и других математических

методов; разработка средств контроля основных свойств бетона и их однородности, в частности, методом электропроводности, скорости ультразвука и др.; отработка наиболее объективной модели легких бетонов, позволяющей исследовать совместную работу пористого заполнителя и цементного раствора; дальнейшее уточнение нормативных и расчетных характеристик легких бетонов.

Конференция отметила положительный вклад, сделанный Пензенским инженерно-строительным институтом в разработку проблемы легких бетонов (ячеистых и на пористых заполнителях), в организацию и проведение настоящей конференции. Следующую конференцию намечено провести в 1969 г.

И. А. ИВАНОВ, зам. председателя Оркомитета д-р техн. наук, профессор.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН, 1968, № 5

УДК 666.973.2:624.21.05

Опыт применения керамзитобетона в мостостроении. Деллос К. П., Курасова Г. П., Агеев Д. Н. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 3—6.

В статье приводятся данные натурных наблюдений и испытаний балочных мостов пролетами 19,3—32,4 м из высокопрочного керамзитобетона. Дается экономический эффект применения керамзитобетона в мостах и показываются наиболее рациональные мостовые системы из легкого высокопрочного бетона.

На основании широких технико-экономических исследований и эксплуатации мостов из керамзитобетона марок 250—500 сделаны выводы о возможности без всякого ограничения применять их при строительстве балочных пролетных строений с пролетом до 42 м.

В статье указываются возможные пути достижения наибольшего эффекта от применения керамзитобетона в мостостроении.

Иллюстраций 2.

УДК 666.973.2:728

Легкий бетон в крупнопанельных конструкциях жилых домов. Спивак Н. Я. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 6—9.

Освещается опыт и методы проектирования, производства и применения в жилищном строительстве крупнопанельных конструкций из легкого бетона на пористых заполнителях.

Рекомендуются конструктивные и технологические принципы улучшения эксплуатационных характеристик легкобетонных наружных и внутренних стен, междуэтажных перекрытий и крыш, а также технико-экономической эффективности крупнопанельных жилых домов.

Таблиц 4, иллюстраций 6.

УДК 666.973

Применение легких бетонов в гидротехническом строительстве. Аракелян А. А. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 12—15.

В статье показаны свойства бетона на легких заполнителях, а также опыт применения его в гидротехнических сооружениях, в том числе в туннелестроении Армянской ССР.

Приводятся данные исследования сооружений из легкого бетона, эксплуатируемых в суровых климатических условиях в течение 15—18 лет.

Проведенные исследования позволяют заключить, что долговечность легкого гидротехнического бетона не уступает долговечности обычного.

Таблиц 2, иллюстраций 3, библиографических названий 2.

Бетон и железобетон, 1968, № 5

УДК 666.974

Жаростойкие легкие и ячеистые бетоны. Некрасов К. Д., Масленникова М. Г., Тарасова А. П. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 10—12.

Приводятся основные свойства жаростойких легких бетонов, разработанных НИИЖБ Госстроя СССР на различных вяжущих: высокоглиноземистом и глиноземистом цементах, портландцементе и растворимом стекле с различными отвердителями. В качестве пористых заполнителей использованы легковесный корунд, керамзит и вспученный вермикулит различных месторождений. Температура применения этих бетонов в зависимости от их составляющих достигает соответственно 1100—1500°C. По своему назначению в зависимости от объемного веса и прочности легкие жаростойкие бетоны на пористых заполнителях подразделяются на теплоизоляционные и конструктивные.

Разработаны составы и изучены основные свойства жаростойких ячеистых бетонов: газобетона на портландцементе и газобетона на растворимом стекле, рекомендуемых в качестве теплоизоляции до температур соответственно 700 и 1000°C. Библиографических названий 2.

УДК 691.328.2

Предварительно напряженные конструкции из высокопрочного аглопоритобетона. Израелит М. М., Вейнер Б. Б. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 17—20.

В статье содержатся материалы по исследованию, изготовлению и применению в строительстве преднапряженных ребристых плит покрытия размерами 3×6 и 3×12 м, стропильных балок пролетом 12 и 18 м сегментных ферм пролетом 24 м из аглопоритобетона М300—500.

Результаты исследований свидетельствуют о надежных характеристиках аглопоритобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформативности. Изготовление конструкций из легкого бетона не требует перестройки существующих технологических линий для аналогичных изделий из обычного бетона. Рассматриваемые конструкции нашли применение при строительстве производственных корпусов заводов БелАЗ в г. Жодино, Центролит в Гомеле и других строительных объектов.

Таблиц 3, иллюстраций 6, библиографических названий 7.

Конструктивный керамзитобетон для морских гидротехнических сооружений. Кац К. М., Румянцева Л. А. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 15—17.

В статье приводятся данные по исследованию проницаемости, морозостойкости и защитных свойств по отношению к арматуре конструктивного керамзитобетона в условиях Каспийского моря. Излагается технология изготовления керамзитобетонных плит верхнего строения причала и результаты обследования опытного участка после одного года эксплуатации. Таблиц 2, иллюстраций 2.

Исследование анкеровки арматуры в ячеистом бетоне. Макаричев В. В., Милейковская К. М., Трамбовецкий В. П. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 21—23.

Статья посвящена описанию результатов исследований прочности ячеистого бетона на сцепление с арматурой в диапазоне марок 35—150; возможности использования для армирования обычных и предварительно напряженных конструкций из ячеистого бетона высокопрочной арматурой; новых видов анкеровки без применения сварки.

Приведены коэффициенты эффективности высокопрочных видов арматуры с точки зрения ее сцепления с ячеистым бетоном и формула для оценки несущей способности новых видов анкеровки в виде спирали.

Таблиц 4, иллюстраций 4, библиографических названий 3.

Потери предварительного напряжения арматуры в слоистых конструкциях из легких бетонов. Мешкаускас Ю. И., Чеканавичус В. П. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 24—26.

В статье приводятся экспериментальные данные по определению потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести плотного и поризованного керамзитобетона в слоистых конструкциях. Установлено, что при определении напряжений обжатия необходимо учитывать различие деформаций усадки бетонов, применяемых в слоистых конструкциях.

Потери предварительного напряжения арматуры от ползучести и усадки плотного и поризованного керамзитобетона в слоистых элементах можно определять по методике СНиП II-V.1-62 с учетом поправочного коэффициента $\alpha=0,8$.

Таблиц 1, иллюстраций 3.

Защита арматуры от коррозии в легких бетонах. Алексеев С. Н., Степанова В. Ф. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 26—28.

В статье описаны результаты исследования коррозии арматуры в легких бетонах на пористых заполнителях. Исследования проводились авторами на двух видах крупного заполнителя — керамзите и термозите. Составы на каждом заполнителе отличались расходом цемента на 1 м³ бетона и строением последнего. Кроме того, проверена защитная способность некоторых видов покрытий арматуры в таких бетонах.

На основе проведенных экспериментов даны рекомендации по вопросу защиты арматуры в конструкциях из легких бетонов.

Таблиц 4, библиографических названий 5.

О нормировании модуля упругости легкого бетона. Цискарели Г. Д., Пирадов А. Б. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 28—29.

Авторами установлена лучшая корреляция модуля упругости и объемного веса легкого бетона, и в связи с этим предложена новая эмпирическая формула взаимозависимости этих параметров.

Статья публикуется в порядке обсуждения.

Таблиц 1, иллюстраций 2, библиографических названий 2.

Предварительное обжатие пористого заполнителя и его растяжимость в легком конструктивном бетоне. Иванов И. А., Макридин Н. И. «Бетон и железобетон», 1968, № 5. Стр. 29—31.

Значительные экспериментальные и фактические данные позволяют предложить гипотезу «Об эффекте предварительного обжатия пористого заполнителя, повышающего его растяжимость в легком бетоне». Сущность гипотезы состоит в том, что пористый заполнитель окружен в бетоне облойкой из раствора (цементного камня), в результате усадки которой происходит предварительное (до появления эксплуатационных напряжений) обжатие заполнителя. Последнее существенно повышает растяжимость и прочность пористого заполнителя на разрыв.

Эффект обжатия находится в обратной зависимости к модулю упругости заполнителя, существенное влияние на него оказывает также гранулометрический состав раствора, водоцементное отношение, активность и минералогический состав цемента.

Иллюстраций 6, библиографических названий 8.

Редакционная коллегия:

И. Н. Ахвердов, А. А. Гвоздев, И. К. Иванов, Я. А. Ильяшевский, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, И. И. Мамонтов, В. В. Михайлов, В. М. Москвин, Ю. В. Николаев, В. А. Осташевский, Н. Д. Плехов, Н. К. Проскуряков (главный редактор), А. А. Сусняков, А. В. Шерстнев

Адрес редакции: Москва, К-12, пр. Владимирова, 4. Телефон К5-88-09

Технический редактор В. И. Корниенко.

Корректор Е. Н. Кудряцева.

Подписано к печати 25/III—1968 г. Т-05506. Бумага 60×90^{1/2}. Объем 6 печ. л.+^{1/4} п. л. накладка УИЛ 7,8. Тираж 20395 экз. Заказ № 195. Цена 40 коп.

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



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва