

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4
1972



СОДЕРЖАНИЕ

Технический прогресс и повышение эффективности научных разработок в области бетона и железобетона	1
Ячеистые бетоны и конструкции из них	
У. И. Крейс, Т. К. Нигол, Э. Г. Оямаа. Газобетонные изделия в строительстве сельскохозяйственных производственных зданий	4
Л. М. Розенфельд, Т. Д. Васильева. Получение ячеистого бетона, стойкого к воздействию углекислого газа	6
Н. А. Камерлох, В. А. Пинскер, Э. О. Кесли. Стойкость газобетона при низкой температуре	9
Е. С. Силаенков. О критериях стойкости ячеистых бетонов	10
Р. В. Сакаев, Г. А. Ивлева, И. М. Блюмкин, Л. И. Птицына, А. И. Безручко. Автоклавный ячеистый бетон на основе шлакопортландцемента	13
А. Т. Баранов, А. А. Воробьев, В. Р. Гарашин. Автоклавные ячеистые бетоны с карбонатными микронаполнителями	14
К. Э. Горяинов. Эффективные режимы автоклавной обработки ячеистых бетонов	16
С. Н. Левин, А. А. Воробьев, П. А. Ройзман. Способы улучшения свойств газобетона на полевошпатовом песке	19
Г. С. Кобринский. Анкерные узлы опирания стеновых панелей из ячеистого бетона	21
Г. В. Косая. Взаимодействие ячеистобетонных несущих стен и перекрытий в платформенном стыке	24
В. Х. Куршпель, В. П. Тагинцев. Повышение трещиностойкости ячеистобетонных стеновых панелей жилых домов	26
Заводское производство	
Ю. И. Башмаков, Б. А. Осипов, А. И. Рожко, Б. В. Гусев, В. Г. Зазимко. Реконструкция цеха напорных гидропрессованных труб	28
Н. Б. Марьямов, В. И. Шумилин. Эффективные методы тепловой обработки виброгидропрессованных труб	30
Технология бетона	
Я. Л. Арадовский, Р. Г. Тер-Осипяц, Э. М. Арадовская. Свойства бетона на магнитнообработанной воде	32
Строительное производство	
В. Н. Антонец, Н. Н. Данилов. Совершенствование предварительного разогрева бетонной смеси	35
Долговечность	
А. Д. Пенков. Морозостойкость высокопрочных бетонов	37
Вопросы экономики	
Н. А. Ушаков, В. В. Нестеров. Техничко-экономическое сопоставление железобетонных и стальных колонн в одноэтажных промышленных зданиях	39
Теория, исследования	
Ю. И. Мешкаускас, А. А. Кенсгайла. Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона	41
Информация	
Е. А. Чистяков. Симпозиум РИЛЕМ по изучению устойчивости конструкций	44
Г. К. Хайдуков. Конференции по тонкостенным пространственным конструкциям	45
Всесоюзный общественный смотр-конкурс на лучшее качество строительства	46

XIV съезда КПСС — в жизнь!

Обеспечить массовое применение новых эффективных материалов и облегченных конструкций.

(Из Директив XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 годы)

УДК 691.328.003.1

Эффективности на и железобетона

-цементная промышленность, производство заполнителей рудование для приготовления и укладки бетонной смеси. альнейшее совершенствование тяжелых бетонов будет ходить за счет повышения прочности, и в этом направлении уже получены первые практические результаты.

текущей пятилетке планируется выпустить 3 млн. м³ конций из высокопрочного бетона марок 500—800, что позволит сэкономить 600 тыс. м³ щебня, 350 тыс. т цемента, снивес ряда конструкций в среднем на 30%, а общую их юсть примерно на 20 млн. руб. Важно отметить, что проство конструкций из высокопрочных бетонов может быть изовано на существующих заводах железобетонных изй без коренной перестройки технологии, но в условиях тельного повышения культуры производства.

дним из главных путей снижения веса бетонных и желеонных конструкций является резкое расширение объема енения в строительстве легких бетонов на пористых затителях, что дает экономии от 2 до 15 руб. приведенных ат на 1 м³ бетона и позволит снизить вес зданий, возвоизвано в девятой пятилетке, примерно на 100 млн. т.

1970 г. было внедрено около 10 млн. м³ конструкций из их бетонов и получена при этом экономия в размере 45—ли. руб. К концу девятой пятилетки намечено объем проства и применения конструкций из легких бетонов уве-ть в 2,5 раза.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА
СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

1972

АПРЕЛЬ

№ 4

СОДЕРЖАНИЕ

Технический прогресс и повышение эффективности научных разработок в области бетона и железобетона	1
Ячеистые бетоны и конструкции из них	
<i>У. И. Крейс, Т. К. Нигол, Э. Г. Оямаа.</i> Газобетонные изделия в строительстве сельскохозяйственных производственных зданий	4
<i>Л. М. Розенфельд, Т. Д. Васильева.</i> Получение ячеистого бетона, стойкого к воздействию углекислого газа	6
<i>Н. А. Камерлох, В. А. Пинскер, Э. О. Кесли.</i> Стойкость газобетона при низкой температуре	9
<i>Е. С. Силаенков.</i> О критериях стойкости ячеистых бетонов	10
<i>Р. В. Сакаев, Г. А. Ивлева, И. М. Блюмкин, Л. И. Птицына, А. И. Безручко.</i> Автоклавный ячеистый бетон на основе шлакопортландцемента	13
<i>А. Т. Баранов, А. А. Воробьев, В. Р. Гарашин.</i> Автоклавные ячеистые бетоны с карбонатными микронаполнителями	14
<i>К. Э. Горяйнов.</i> Эффективные режимы автоклавной обработки ячеистых бетонов	16
<i>С. Н. Левин, А. А. Воробьев, П. А. Ройзман.</i> Способы улучшения свойств газобетона на полевошпатовом песке	19
<i>Г. С. Кобринский.</i> Анкерные узлы опирания стеновых панелей из ячеистого бетона	21
<i>Г. В. Косая.</i> Взаимодействие ячеистобетонных несущих стен и перекрытий в платформенном стыке	24
<i>В. Х. Курипель, В. П. Тагинцев.</i> Повышение трещиностойкости ячеистобетонных стеновых панелей жилых домов	26
Заводское производство	
<i>Ю. И. Башмаков, Б. А. Осипов, А. И. Рожко, Б. В. Гусев, В. Г. Зазимко.</i> Реконструкция цеха напорных гидропрессованных труб	28
<i>Н. Б. Марьямов, В. И. Шумилин.</i> Эффективные методы тепловой обработки виброгидропрессованных труб	30
Технология бетона	
<i>Я. Л. Арадовский, Р. Г. Тер-Осипяц, Э. М. Арадовская.</i> Свойства бетона на магнитнообработанной воде	32
Строительное производство	
<i>В. Н. Антонец, Н. Н. Данилов.</i> Совершенствование предварительного разогрева бетонной смеси	35
Долговечность	
<i>А. Д. Пеньков.</i> Морозостойкость высокопрочных бетонов	37
Вопросы экономики	
<i>Н. А. Ушаков, В. В. Нестеров.</i> Техничко-экономическое сопоставление железобетонных и стальных колонн в одноэтажных промышленных зданиях	39
Теория, исследования	
<i>Ю. И. Мешкаускас, А. А. Кенсгайла.</i> Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона	41
Информация	
<i>Е. А. Чистяков.</i> Симпозиум РИЛЕМ по изучению устойчивости конструкций	44
<i>Г. К. Хайдуков.</i> Конференции по тонкостенным пространственным конструкциям	45
Всесоюзный общественный смотр-конкурс на лучшее качество строительства	46

Решения XXIV съезда КПСС — в жизнь!

Обеспечить массовое применение новых эффективных материалов и облегченных конструкций.

(Из Директив XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 годы)

УДК 691.328.003.1

Технический прогресс и повышение эффективности научных разработок в области бетона и железобетона

В 1970 г. производство бетона и железобетона в нашей стране превысило 200 млн. м³. Около 40% этого объема (84 млн. м³) приходится на сборный железобетон, который в настоящее время является основой индустриального строительства и обеспечен соответствующей производственной базой. В последнее время расширяется объем применения эффективных конструкций из стали, дерева и других материалов, однако область рационального использования железобетона остается очень широкой. При возрастающих темпах развития народного хозяйства объем применения железобетона в строительстве будет продолжать увеличиваться и достигнет в 1975 г. 180 млн. м³.

Рациональное применение железобетона, внедрение прогрессивных конструкций и передовых методов технологии их производства являются важными факторами, обеспечивающими решение задач, поставленных XXIV съездом КПСС перед строителями: освоить в девятой пятилетке 501 млрд. руб. капиталовложений, снизить стоимость строительства на 3—5%, сэкономить 9—11% металлопроката и 8—10% цемента, повысить производительность труда в строительстве на 37%.

Непрерывное улучшение свойств исходных материалов является обязательным условием совершенствования бетонных и железобетонных конструкций.

В области изучения свойств и технологии производства тяжелого бетона достигнут существенный прогресс. Одновременно успешно развивались смежные отрасли стройиндуст-

рии — цементная промышленность, производство заполнителей и оборудование для приготовления и укладки бетонной смеси.

Дальнейшее совершенствование тяжелых бетонов будет происходить за счет повышения прочности, и в этом направлении уже получены первые практические результаты.

В текущей пятилетке планируется выпустить 3 млн. м³ конструкций из высокопрочного бетона марок 500—800, что позволит сэкономить 600 тыс. м³ щебня, 350 тыс. т цемента, снизить вес ряда конструкций в среднем на 30%, а общую их стоимость примерно на 20 млн. руб. Важно отметить, что производство конструкций из высокопрочных бетонов может быть организовано на существующих заводах железобетонных изделий без коренной перестройки технологии, но в условиях обязательного повышения культуры производства.

Одним из главных путей снижения веса бетонных и железобетонных конструкций является резкое расширение объема применения в строительстве легких бетонов на пористых заполнителях, что дает экономию от 2 до 15 руб. приведенных затрат на 1 м³ бетона и позволит снизить вес зданий, возводимых в девятой пятилетке, примерно на 100 млн. т.

В 1970 г. было внедрено около 10 млн. м³ конструкций из легких бетонов и получена при этом экономия в размере 45—50 млн. руб. К концу девятой пятилетки намечено объем производства и применения конструкций из легких бетонов увеличить в 2,5 раза.

Задачи в области технологии легких бетонов в первую очередь связаны с необходимостью расширения производственной мощности предприятий, изготавливающих пористые заполнители (керамзит, шунгизит, перлит, аглопорит, зольный и аглопоритовый гравий) и выпускающих изделия из легких бетонов.

Следует в большем объеме использовать органические заполнители для изготовления легких бетонов типа арболита, фибролита и пр. Все это требует увеличения объема научных исследований по технологии легких бетонов.

Задача снижения веса зданий и стоимости строительства успешно решается и при применении ячеистых бетонов. Наиболее рациональная область применения этих бетонов — наружные ограждающие конструкции.

Однако в среднем по стране всего около 30% мощностей заводов ячеистых бетонов используются для производства армированных индустриальных конструкций; большую часть остальной продукции (около 60%) составляет мало эффективный теплоизоляционный бетон.

Совершенствование технологии производства ячеистых бетонов должно идти по пути освоения на заводах выпуска крупноразмерных конструкций из бетона с объемной массой 600 и 500 кг/м³.

В 1970 г. на армирование железобетонных конструкций израсходовано около 60% всей стали, используемой для строительных конструкций. Разработка, исследование, организация производства и массовое внедрение эффективных видов арматуры для железобетонных конструкций представляют главный источник экономии металла в строительстве.

Основным видом ненапрягаемой арматуры является и останется впредь низколегированная сталь класса А-III. Благодаря этому в 1970 г. среднеувешенный предел текучести арматурной стали достиг 3900 кгс/см², что на 60% выше, чем для Ст. 3, и позволяет ежегодно экономить 3 млн. т металла. Широкое применение находит также низкоуглеродистая проволока. Для более эффективного ее использования, с экономией до 10% стали при одновременном повышении качества конструкций, предстоит большие работы по созданию и организации массового производства проволоки периодического профиля.

Несмотря на то что доля высокопрочной напрягаемой арматуры составила в 1970 г. только 7,5% общего расхода арматурной стали, в девятой пятилетке применение высокопрочной стержневой арматуры обеспечит экономию более 20 млн. руб.

Дальнейшие научные работы в области высокопрочной стали должны обеспечить создание термически упроченной арматуры с повышенной пластичностью и коррозионной стойкостью, разработку оптимального сортамента витой проволоочной арматуры, освоение низкотемпературного отпуска под напряжением проволоки, прядей и канатов.

Важное значение имеет, кроме того, расширение применения несущих арматурных каркасов для монолитного железобетона, а также совершенствование и унификация закладных деталей с использованием специальных прокатных и гнутых профилей.

В связи с резким увеличением объемов промышленного строительства, а также применением достижений химии во многих производствах вопрос коррозионной стойкости бетонных и железобетонных конструкций в условиях химически агрессивной среды приобрел особо важное народнохозяйственное значение.

Строители уже сегодня обладают значительным арсеналом защитных средств для повышения коррозионной стойкости бетона и арматуры, однако используются эти средства еще недостаточно.

Разработаны новые виды покрытий, в том числе и эластичные, которые могут применяться для нетрещиностойких элементов, подготовлены к внедрению предложения по использованию оцинкованной арматуры, внедряются методы нанесения защитных алюминиевых покрытий на закладные детали и сварные соединения.

В связи с интенсивным развитием производства полимерных материалов определилась эффективность использования их для улучшения прочностных свойств бетонов, повышения их плотности и стойкости в жидких и газообразных химически агрессивных средах. Однако полимерные бетоны пока еще в 3—10 раз дороже обычных, а многие составы токсичны при изготовлении. Специалистам-бетонщикам совместно с химика-

ми предстоит создать полимерные бетоны, отвечающие требованиям массового применения.

Бетонные и железобетонные конструкции в современном строительстве весьма разнообразны как по назначению, так и по способу их возведения.

Научные исследования и проектные изыскания сыграли важнейшую роль в становлении отечественной номенклатуры сборных конструкций, составляющих основу современных зданий и инженерных сооружений, возводимых для различных отраслей народного хозяйства.

В области сборных конструкций советской строительной наукой выработаны следующие ведущие принципы: унификация и типизация железобетонных конструкций с тенденцией к максимальному снижению числа типоразмеров, рациональное укрупнение размеров конструкций, повсеместный переход к конструкциям механизированного заводского изготовления с максимальной заводской готовностью, широкое использование предварительного напряжения, облегчение веса конструкций.

Преднапряженный железобетон находит повсеместное, хотя еще и недостаточно широкое применение. Есть основания ожидать в ближайшие годы развития применения преднапряженных железобетонных конструкций как сборных, так и монолитных на основе использования напрягающего цемента. Необходимо уже в 1973 г. организовать промышленный выпуск такого цемента.

В связи с развитием строительства мостов, атомных электростанций, высотных каркасных зданий, подземных сооружений и др. должны получить более широкое применение монолитные железобетонные конструкции с натяжением арматуры на бетон.

Сборные железобетонные конструкции получили применение в строительстве одноэтажных производственных зданий практически для всех отраслей строительства, в том числе и для сельскохозяйственного строительства. Эти конструкции наиболее полно типизированы, изготовление их освоено на заводах промышленности сборного железобетона.

Вместе с тем за последние 10 лет номенклатура применяемых в массовом строительстве конструкций претерпела незначительные изменения. Это свидетельствует о том, что разработанные и освоенные промышленностью новые прогрессивные конструкции используются еще в недостаточных масштабах.

Для одноэтажных производственных зданий целесообразно более широко использовать прогрессивные пространственные конструкции, взаимозаменяемые с традиционными плоскостными конструкциями, и применять в них легкие высокопрочные бетоны; в качестве элементов кровельных ограждений должны получить массовое применение плиты комплексной конструкции с нанесенными на заводе утеплителем и гидроизоляцией.

В последние годы все большее число промышленных производств размещают в многоэтажных зданиях. Учитывая повышенные требования к звукоизоляции и огнестойкости, конструкции каркаса и перекрытий в этих зданиях выполняют, как правило, железобетонными и на 70—75% из типовых сборных элементов. Большинство таких зданий проектируют с сеткой колонн 6×6 м, хотя представляется перспективным освободить производственные помещения от часто расположенных колонн и перейти на сетки колонн 12×6, а в дальнейшем и на 18×6 м.

Практикой установлено, что железобетонные конструкции являются наиболее целесообразными для возведения большинства подземных и гидротехнических сооружений, а также в дорожном строительстве. Они успешно конкурируют с конструкциями из других материалов в строительстве мостов, линий электропередач, трубопроводов, емкостных (силосов, резервуаров и т. п.) и большого количества других сооружений.

В жилищном строительстве наряду с совершенствованием конструкций по общепринятым конструктивным схемам крупнопанельного строительства и значительного повышения их качества нужно более энергично разрабатывать новые конструкции, в том числе преднапряженные, в соответствии с современными архитектурно-планировочными требованиями (обеспечение свободной планировки, повышение этажности, строительство в сейсмических условиях и зонах вечной мерзлоты).

Важную роль в совершенствовании традиционных и создании новых конструктивных решений сыграли исследования, направленные на развитие методов проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Должны быть продолжены и развиты исследования в области разработки теории прочности и деформации бетона с учетом физико-химических процессов твердения, теории сцепления арматуры с бетоном, использования ЭВМ в технике эксперимента и проектировании сложных систем, в том числе и, прежде всего, для оптимального проектирования конструкций. В связи с расширением областей применения железобетонных сооружений, в частности для реакторов и других специальных сооружений, необходимо полнее выявить поведение и сопротивление бетонов при сложных напряженных состояниях.

Производственная база современного железобетонного строительства представляет собой большой комплекс различных предприятий. Основой ее являются 3700 заводов железобетонных изделий, находящихся на самостоятельном балансе.

Научно-исследовательские организации совместно с проектными институтами и предприятиями выполнили большую работу по совершенствованию технологии и организации производства сборного железобетона.

Совершенствовались поточно-агрегатные и стендовые способы изготовления конструкций для разных видов строительства. Создана механизированная конвейерная и каскадная технология изготовления элементов крупнопанельных домов.

Важнейшими задачами на последующие годы являются: дальнейшая механизация и автоматизация заводского производства; применение вибровакuumирования и прессования; совершенствование оборудования для укладки и уплотнения бетонной смеси.

Надлежит постепенно расширять область применения безопалубочных методов формования; изучить возможность замены стали в формах и оснастки на пластмассы (в первую очередь — стеклопластики); внедрить пооперационные методы контроля качества формируемых изделий; полностью автоматизировать работу тепловых агрегатов, обеспечивающих термообработку изделий.

На передовых высокотехнологизированных домостроительных комбинатах страны достигнута высокая степень заводской готовности изделий. Но несмотря на это, еще большой процент отделочных работ приходится производить на стройплощадках.

Неоправданно много средств и трудовых затрат расходуется на доводку изделий непосредственно в цехах заводов.

В текущей пятилетке на заводах сборного железобетона и при возведении монолитных конструкций в зимних условиях должны получить широкое применение такие прогрессивные методы ускорения твердения бетона, как: паропрогрев при повышенном давлении, высокотемпературный прогрев в газовых средах, предварительный электро- и пароразогрев бетонных смесей, прогрев сетчатыми, стержневыми, коаксиальными нагревателями, инфракрасными излучателями, в электромагнитном поле и др.

В дальнейших работах научно-исследовательских организаций должно быть уделено больше внимания расширению и углублению исследований с учетом специфики строительства на Крайнем Севере и в зонах распространения вечномёрзлых грунтов, а также в условиях сухого и жаркого климата.

Необходимо, чтобы цементная промышленность организовала выпуск портландцемента, эффективного в условиях тепловой обработки. Применение такого цемента позволит сни-

зить расход вяжущего примерно на 10% и сократить сроки твердения на 2—3 ч.

Проведенные исследования показали, что в промышленно-сти сборного железобетона имеются значительные неиспользуемые мощности. Целесообразное использование выявленных резервов позволяет уменьшить капиталовложения на строительство новых заводов примерно на 40—45 млн. руб.

Основой улучшения работы заводов железобетонных изделий должны быть: организация поставки качественных заполнителей, соответствующих требованиям стандартов, цемента от одного завода и стали нужного сортамента; совершенствование технического уровня производства путем повышения квалификации производственного персонала и оснащения заводов современным оборудованием.

Одним из актуальных вопросов технологии железобетона является обеспечение его качества.

Перспективным средством оценки важнейших физико-механических характеристик железобетонных изделий и конструкций и совершенствования контроля их качества становятся методы неразрушающего контроля.

Практическое использование комплекса неразрушающих методов показывает, что наряду с повышением надежности и оперативности контроля качества бетона и железобетона уже сейчас может быть получен экономический эффект за счет сокращения затрат на контроль.

Учитывая большую народнохозяйственную важность проблемы, необходимо усилить научные исследования и экспериментальные работы в целях совершенствования аппаратуры и методики контроля.

Многие научно-исследовательские работы в области железобетона защищены авторскими свидетельствами, что указывает на высокий уровень разработок; однако только малая часть из них запатентована за рубежом и только на отдельные изобретения проданы лицензии. Научно-исследовательские организации должны значительно больше внимания уделять патентно-лицензионной работе, а существующая система должна быть улучшена.

Бетон и железобетон в различных масштабах применяют почти все министерства и ведомства страны. В таких условиях вопросы формирования единой технической политики приобретают особое значение и должны быть сконцентрированы в Госстрое СССР. Для достижения наибольших успехов в техническом прогрессе железобетонного строительства необходимо осуществить также комплекс организационно-технических мероприятий, в число которых входят следующие вопросы: эффективная координация деятельности всех научно-исследовательских организаций и существенное укрепление их экспериментальной базы; создание опытно-производственных объединений в составе строительных министерств и расширение объемов экспериментального строительства; разработка новых плановых показателей и более эффективного порядка экономического стимулирования применения новой техники в строительстве.

Все эти задачи, вытекающие из решений XXIV съезда КПСС, будут решаться совместными усилиями коллективов министерств, ведомств, строительных организаций, заводов сборного железобетона, проектных и научно-исследовательских организаций.

Газобетонные изделия в строительстве сельскохозяйственных производственных зданий

Кандидаты техн. наук У. И. КРЕИС, Т. К. НИГОЛ, Э. Г. ОЯМАА

Наиболее неблагоприятные условия эксплуатации ограждающих конструкций животноводческих зданий создаются в осенне-зимний период, когда происходит интенсивная конденсация пара на внутренних поверхностях наружных стен и покрытий.

Газобетонные панели в стенах и покрытиях находятся в воздушной среде, содержащей углекислый газ и аммиак, концентрация которых во многом зависит от эффективности вентиляции и от времени года.

Содержание аммиака остается ниже предела допустимого нормами для производственных зданий (20 мг/м^3). По всей вероятности имеющийся в воздухе животноводческих зданий аммиак не вызывает коррозии бетона, но в результате взаимодействия с углекислым газом образует на поверхностях пор газобетона легкорастворимый карбонат аммония. Химической коррозии газобетона в животноводческих зданиях в течение 8 лет нами не было обнаружено.

Расчеты показывают, что в зимний период влагосодержание ячеистобетонных изделий в животноводческих зданиях должно повышаться в зависимости от термического сопротивления ограждения и от температуры внутреннего воздуха на 30—40%. Ячеистый бетон, характеризующийся высокой влаготеплопроводностью и интенсивным влагообменом с окружающим воздухом, обнаруживает резкое повышение влагосодержания зимой и такое же резкое его снижение летом. По натурным исследованиям Уралпромстройинипроекта влагосодержание стеновых панелей из газобетона в коровниках Пензенской области колебалось в пределах от 5 до 60% [1].

Если газобетон обладает относительно закрытой пористостью (например, сланцезольный газобетон, широко применяемый для строительства животноводческих зданий в ЭССР), то таких резких изменений влагосодержания не обнаруживается. Примерно 7-летние наблюдения за динамикой влагосодержания стеновых панелей и панелей покрытия в свинарниках и коровниках показывают, что периоды небольшого влагонакопления чередуются с периодами высыхания, а в общем итоге в течение года происходит медленное уменьшение влагосодержания панелей [2].

Наиболее интенсивная конденсация обнаруживается в торцах животноводческих помещений (как на потолке, так и на стенах), где имеет место дефицит тепла, более высокая относительная влажность и более низкая температура воздуха.

Стеновые панели находятся в худшем положении, чем панели покрытия, ввиду большей продол-

жительности конденсационных процессов и дополнительного воздействия влаги от атмосферных осадков.

Повышенное содержание CO_2 в животноводческих зданиях вызывает более интенсивную карбонизацию газобетона на внутренних поверхностях панелей по сравнению с наружными. Например, количество связанной CO_2 в поверхностных слоях сланцезольно-газобетонных панелей возрастает с первоначального значения (около 2,5% после автоклавной обработки) в течение первых лет эксплуатации до 8% на наружной и до 12—13% на внутренней поверхности.

Степень карбонизации сланцезольного газобетона после 3—6 месяцев эксплуатации достигает 43—48% (с учетом карбонизации, происходящей до сдачи объекта в эксплуатацию) и после 2—3 лет она повышается в поверхностных слоях до 55—73% [3]. Дальнейшее развитие карбонизационных процессов протекает весьма медленно и имеет затухающий характер.

Карбонизация поверхностных слоев панелей после 3 лет практически прекращается и развивается только в глубь элемента. В связи с этим усадочный градиент перпендикулярно к поверхности элемента наибольший на втором и третьем году с начала эксплуатации здания. В это время и опасность трещинообразования также наибольшая.

К началу 1971 г. в ЭССР построено свыше 400 животноводческих и птицеводческих зданий с наружными стенами и совмещенным покрытием из 6-метровых однослойных сланцезольно-газобетонных панелей толщиной 30 см. Сухая объемная масса газобетона $700\text{—}800 \text{ кг/м}^3$, средняя морозостойкость выше 35 циклов, арматура защищена горячим сланце-битумно-цементным покрытием. Сами панели не имеют никакого защитного покрытия.

В течение 8 лет проводились систематические обследования более 100 объектов (около 30 тыс. панелей). При этом получены следующие данные об их состоянии.

Трещинообразование. Соответствующие расчеты показывают, что в незащищенных крупных панелях животноводческих помещений, особенно в коровниках, при суммировании воздействия внешних факторов (неравномерное высыхание, интенсивная карбонизация, многократное попеременное увлажнение-высыхание) общая деформация газобетона (без приложения внешней нагрузки) достигает $0,25\text{—}0,3 \cdot 10^{-3}$ и более, что в случае изгибаемых элементов должно привести к образованию трещин в растянутой зоне. Опасность трещинообразования в панелях покрытия из сланцезольного газобетона по-

вышается также из-за битумно-цементного антикоррозионного покрытия арматуры, снижающего прочность ее сцепления с бетоном почти в два раза.

На нижних поверхностях панелей покрытия образуются поперечные трещины, ширина раскрытия которых в основном не превышает 0,2 мм, и сетки волосных усадочных трещин шириной около 0,05 мм. Начало образования волосных трещин относится к второму году эксплуатации; после третьего зимнего периода около 60% панелей имеют сетки трещин.

Трещинообразование происходит более интенсивно в покрытиях коровников и в панелях, имеющих пониженную объемную массу (600 кг/м³). Однако после 5—6-летней эксплуатации количество панелей с видимой сеткой усадочных трещин уменьшается, т. е. имеющиеся мелкие трещины вследствие ежегодной побелки помещений закрываются и заново не открываются. По всей вероятности, процесс развития усадочных трещин, наиболее интенсивный в первые годы эксплуатации, в дальнейшем постепенно затухает.

Усадочные трещины появляются на наружных поверхностях стеновых панелей в основном около поверхности земли и под окнами (если отсутствуют подоконники). При высоте цоколя 35—40 см трещины на нижних краях стеновых панелей почти не появляются.

Повреждения от мороза. Наибольшие повреждения стеновых панелей от многократного попеременного замораживания и оттаивания обнаруживаются вокруг оконных проемов, при отсутствии водосливов. Количество панелей с такими повреждениями составляет всего 6% от общего числа стеновых панелей.

Состояние арматуры. Натурные обследования и лабораторные опыты показывают, что горячая цементно-битумная обмазка является в настоящее время одним из наиболее надежных противокоррозионных средств. Однако и это покрытие не гарантирует 100%-ной защиты.

Состояние арматуры в сланцезольно-газобетонных панелях в 30 коровниках и свинарниках (всего 659 открытых мест), находящихся в эксплуатации в течение от 2 до 6 лет, оценивается в 7,7 баллов (по 10-балльной шкале). Для сравнения следует отметить, что оценка состояния арматуры в железобетонных ребристых плитах типа ПНС в двух коровниках после 8-летней эксплуатации характеризуется в среднем 5,5 баллами.

Причинами неудовлетворительного состояния арматуры являются недостаточная толщина защитного слоя (менее 25 мм), нарушение целостности защитного покрытия при укладке арматурных каркасов в формы и дефекты самих панелей (отколы и т. д.).

Лабораторные испытания показывают, что трещины, вызванные давлением со стороны коррозионных продуктов, образуются в сланцезольном газобетоне при потере в весе арматуры 1,1—1,6 кг/м² или при редуцированной глубине коррозии 0,13—0,2 мм [4]. После 8-летней эксплуатации такая степень коррозии арматуры в сланцезольно-газобетонных панелях нигде не обнаруживалась. Образование трещин и отслаивание защитного слоя вследст-



Свинарник из однослойных сланцезольно-газобетонных панелей на 1000 голов (совхоз Вастселдйна, ЭССР)

вие коррозии некачественно защищенной арматуры, по ориентировочным расчетам, может происходить не раньше 50 лет.

Крупномасштабное строительство сельскохозяйственных производственных зданий из ячеистого бетона в СССР началось в 1962—1963 годах и к настоящему времени возведено около 900 животных и птицеводческих зданий. Несмотря на короткий срок эксплуатации, получено много поучительных данных. Недоучет особенностей эксплуатационных условий и физико-механических свойств ячеистого бетона привел во многих случаях к отрицательным результатам и большим убыткам.

Основные ошибки, являющиеся общими почти для всех построенных животноводческих зданий, можно разделить на три группы:

1. Применение в изделиях незащищенной или недостаточно защищенной против коррозии арматуры. Опыт показывает, что широко примененные цементно-казеиновая и битумно-глиняная обмазки не эффективны.

2. Технологические ошибки и недостаточный контроль на заводах за изготовлением ячеистого бетона. Неправильное регулирование процессов структурообразования до и во время автоклавной обработки привело к выпуску ячеистобетонных изделий с относительно открытой пористостью, что обуславливает большое водопоглощение и низкую морозостойкость изделий.

3. Пренебрежение конструктивными мерами против непосредственного увлажнения ячеистого бетона. К недостаткам такого рода относятся: отсутствие подоконных водосливов, низкий цоколь и малая ширина карниза, оставление мостиков холода, неэффективная вентиляционная система, неправильное проектирование плотного фактурного слоя и т. д. Толщина панелей для наружных стен часто была недостаточной для данных климатических условий, вследствие чего ухудшался микроклимат помещений и происходила интенсивная конденсация водяного пара на внутренних поверхностях панелей в холодный период года.

Состояние ячеистобетонных конструкций в сельскохозяйственных зданиях в СССР во многих случаях неудовлетворительно. Животноводческие здания (коровники, свинарники и птичники из однослойных панелей) в Эстонской ССР и часть коровников (из двухслойных панелей) в Карагандинской области эксплуатируются нормально, а имеющиеся дефекты устраняются конструктивными мероприятиями.

Анализ опыта применения ограждающих конструкций из ячеистого бетона в сельскохозяйственных производственных зданиях позволяет сделать вывод о том, что ячеистобетонные детали с определенным народнохозяйственным эффектом (индустриализация строительства, снижение веса конструкций, снижение себестоимости) можно применять с успехом, но при этом необходимо выполнять условия, перечисленные ниже.

В зданиях следует оборудовать эффективную систему вентиляции, обеспечивающую относительную влажность воздуха помещений в заданных пределах (не выше 85%).

Наружные стены и покрытия должны иметь термическое сопротивление, соответствующее местным климатическим условиям: минимальная толщина стен из ячеистобетонных элементов (с объемной массой около 700 кг/м^3) для средней полосы европейской части СССР должна быть не менее 30 см.

Необходимо предусматривать следующие конструктивные меры для предотвращения обильного влагонакопления в изделиях:

высота цоколя и выступ карниза — не менее 40 см; оборудование сквозных водосливов под окнами для защиты стен от увлажнения как с наружной, так и с внутренней сторон; тщательное заполнение раствором швов между панелями, а также щелей между оконными коробками и ячеистобетонными деталями панелей; устройство тамбуров у входов перед основными помещениями.

Применяемый ячеистый бетон должен иметь относительно закрытую пористую структуру (объемное водопоглощение ниже 40%, морозостойкость не ниже 35 циклов, величину усадочных деформаций не более $0,3 \text{ мм/м}$ и надежную антикоррозионную защиту арматуры с цементно-битумной (или равноценной) обмазкой).

Ограждающие конструкции сельскохозяйственных зданий II класса должны быть защищены с внутренней стороны изоляционными покрытиями, подлежащими обновлению через каждые 5—8 лет.

Целесообразно также использовать двухслойные панели для наружных стен и покрытия, где внутренний слой толщиной до 5 см выполнен из тяжелого бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Добрынин Е. Н. Результаты обследования состояния ячеистобетонных конструкций эксплуатируемых животноводческих зданий в Пензенской области. В сб.: «Доклады третьей Всесоюзной конференции по ячеистому бетону». Пенза, 1965.
2. Алумяэ А. Влагосодержание наружных ограждений животноводческих зданий из сланцевольного газобетона. В сб.: «Вопросы сельского строительства», I. Эстонская сельскохозяйственная академия. Тарту, 1970.
3. Кульдма Х. А., Крейс У. И. О карбонизации сланцевольного газобетона в эксплуатационных условиях. В сб.: «Исследования по строительству», XII. НИИС Госстроя ЭССР. Таллин, 1971.
4. Ойт Л. В., Лепп А. А., Крейс У. И. Влияние развития коррозии арматуры на долговечность деталей из сланцевольного газобетона. В сб.: «Исследования по строительству», XI. НИИС Госстроя ЭССР. Таллин, 1970.

Получение ячеистого бетона, стойкого к воздействию углекислого газа

Канд. техн. наук Л. М. РОЗЕНФЕЛЬД,
инж. Т. Д. ВАСИЛЬЕВА

Стойкость газобетона в эксплуатационных условиях зависит от величины деструктивных процессов, происходящих в материале при воздействии на него физических и химических факторов. В первом случае разрушение может наступить только тогда, когда возникающие напряжения превысят прочность силикатной связи, цементирующей материал. При воздействии химических факторов, в частности углекислого газа, находящегося в воздухе, происходит разрушение гидросиликатных и гидроалюминатных соединений кальция с выделением аморфной кремнекислоты.

Деструктивный процесс, происходящий в газобетоне при воздействии углекислого газа, характеризуется снижением прочности на 25—30%, увеличением усадки в 3—4 раза и снижением динамического модуля упругости на 30—35%.

На рис. 1 показана кинетика нарастания усадки газобетона во времени. Первичная усадка, происходящая от высыхания материала, может продолжаться в течение года и более. Вторичная усадка как результат воздействия углекислого газа превышает усадку в период высыхания; при этом обнаруживается тенденция к постепенному ее затуханию.

Известны попытки повысить стойкость ячеистого бетона к воздействию углекислого газа. В НИИЖБ было предложено использовать пористый заполнитель типа керамзита [1]. В количестве 20% от массы сухих материалов он практически не влияет на физико-механические свойства материала при условии, если объемная масса заполнителя будет равна или меньше расчетной объемной массы ячеистого бетона. Благодаря уменьшению количества новообразований в единице объема газобетона усадка карбонизированного материала несколько снижается.

Свердловским ПромстройНИИпроектом предложены три способа повышения стойкости ячеистых бетонов:

увеличение расхода цемента (максимальная степень карбонизации бетона с расходом вяжущего 100 кг/м^3 составляет около 90%, а бетона с расходом вяжущего 500 кг/м^3 — около 60%) [2];

подбор минералогического состава цемента таким образом, чтобы содержание трехкальциевого алюмината было минимальным (около 6%), а отношение минералов $C_3S:C_2S$ находилось в пределах 2,5:3 [3];

добавка цемента для газосиликатных изделий [4].

Чтобы проверить перечисленные способы, необходимо было сопоставить методику исследования влияния CO_2 на стойкость ячеистого бетона, предложенную НИИЖБ, с методикой Свердловского Промстройниипроекта.

Первая заключается в том, что образцы газобетона после автоклавной обработки сушат до постоянной массы при $100^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}$, а затем устанавливают над водой в закрытом сосуде для приобретения газобетоном адсорбционной влажности, соответствующей эксплуатационной влажности конструкций из ячеистого бетона. Далее образцы помещают в карбонизационную камеру над водой, где подвергают воздействию 100%-ной увлажненной углекислоты в течение 12—16 сут. при нормальном давлении. Первые 3 сут. ежедневно, а затем через каждые 3 сут. проводится испытание на степень карбонизации, увеличение объемной массы, прочность на сжатие, усадку и динамический модуль упругости.

По методу Свердловского ПромстройНИИпроекта образцы после автоклавной обработки высушивают при 105°C до постоянной массы, а затем увлажняют на 15%. Увлажненные образцы выдерживают в течение 1 сут. над водой для равномерного распределения влаги по образцу и карбонизируют в герметическом сосуде над водой 100%-ным углекислым газом при давлении 1,25 ат. В заданные сроки образцы извлекают из камеры, высушивают до постоянной массы и подвергают соответствующим испытаниям.

Сравнительные испытания показали, что оба способа дали одинаковые результаты. Учитывая, что второй способ более сложен, в дальнейших исследованиях мы использовали способ НИИЖБа.

Проверка способа повышения стойкости газобетона к воздействию углекислого газа заменой части вяжущего пористым легким заполнителем, не реагирующим с углекислым газом, показала (рис. 2), что усадочная деформация в процессе карбонизации уменьшилась на 45%. Такое же явление наблюдается и для других видов ячеистого бетона.

С увеличением количества цемента усадка газобетона не уменьшается, а, наоборот, увеличивается (рис. 3). Так, при использовании цемента в количестве 100 кг/м^3 газобетон в процессе карбонизации дает усадку, равную $1,9 \text{ мм/м}$, с увеличением цемента до 200 и 300 кг величина усадки не изменяется, а при использовании 400 кг цемента усадка резко увеличивается и доходит до $2,75 \text{ мм/м}$. Прочность при сжатии во всех случаях составляет 70—75% от первоначальной.

Таким образом, в наших исследованиях не наблюдалось закономерности по прочностным показателям, а усадочные деформации возрастали. Это можно объяснить тем, что авторы, карбонизируя пенобетон в течение 48 ч, не довели его до 100%-ной карбонизации.

Проверка предложения по использованию цемента с соотношением $\text{C}_3\text{S}:\text{C}_2\text{S}$ в пределах 2,5—3 и с содержанием трехкальциевого алюмината не более 6% подтвердила возможность получения незначительного эффекта. Этот эффект наблюдается при использовании белгородского цемента, который относится к малоалюминатным, а по содержанию гидросиликатов кальция близок к рекомендуемым соотношениям $\text{C}_3\text{S}:\text{C}_2\text{S}$.

Предложение Е. С. Силаенкова и др. [4] по повышению стойкости газосиликата к воздействию углекислого газа добавкой цемента (до 40%) взамен извести и при отношении $\text{CaO}:\text{SiO}_2$ в пределах 0,5—

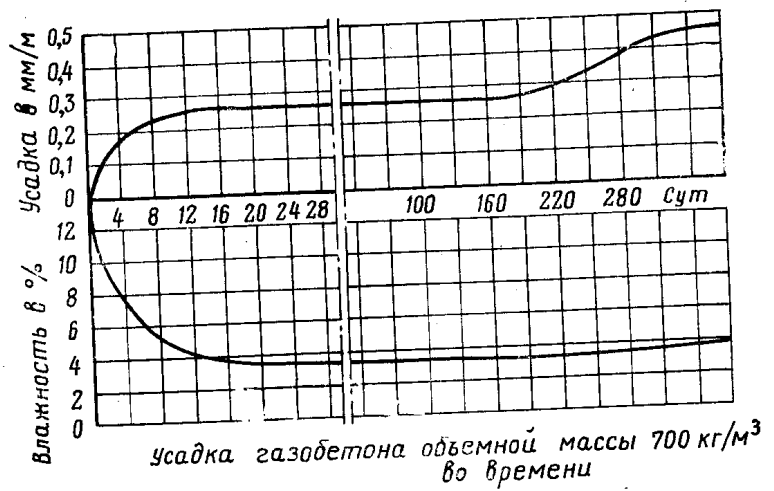
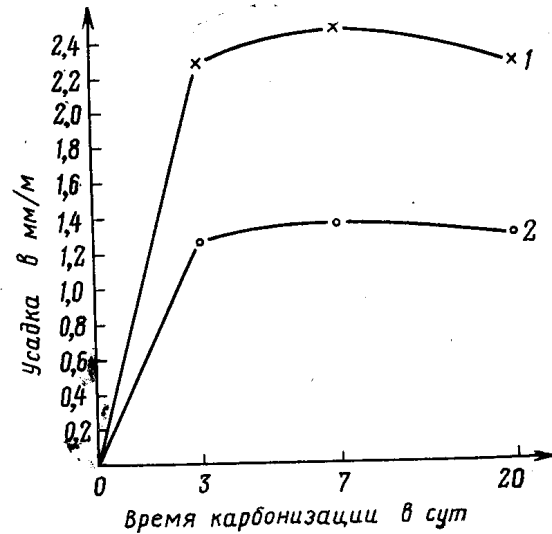


Рис. 1. Усадка газобетона объемной массы 700 кг/м^3 во времени

Рис. 2. Влияние крупного заполнителя на усадку газобетона в процессе карбонизации



0,9 представляет определенный интерес. Рекомендуемый состав газосиликата приближается к составу газобетона на смешанном вяжущем. Такой газобетон после карбонизации дает усадку в 2 раза меньшую, чем газобетон на цементе или газошлакобетон. Однако и эта усадка ($1,8\text{—}2 \text{ мм/м}$) не может избавить от усадочных трещин в процессе эксплуатации материала.

Таким образом, проверка существующих способов показала возможность частичного повышения стойкости ячеистого бетона к воздействию углекислого газа.

Учитывая это, мы попытались направить свои исследования по другому пути. Так как необходимым предварительным условием реакции углекислого газа с минералами газобетона является адсорбция его на поверхности газобетона, а дальнейшее проникновение вглубь зависит от количества микрокапillary, образовавшихся за счет воды затворения, можно предположить, что наиболее эффективными способами защиты ячеистого бетона от воздействия углекислого газа могут быть закупорка микрокапillary инертными к углекислому газу веществами и создание на поверхности ячеистого бетона плотной пленки, не реагирующей с углекислым газом.

Нами разработан способ, позволяющий объемно гидрофобизировать ячеистый бетон и одновременно максимально увеличить его стойкость к воздействию углекислого газа. Он заключается в том, что в состав бетона при его изготовлении вводится тонко-

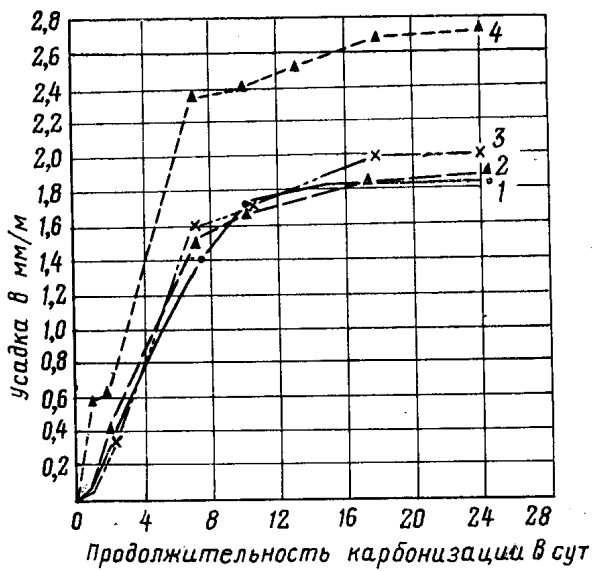


Рис. 3. Усадка газобетона, изготовленного с разным расходом вяжущего, в процессе карбонизации
1 — расход вяжущего 100 кг/м³; 2 — то же, 200 кг/м³; 3 — то же, 300 кг/м³; 4 — то же, 400 кг/м³

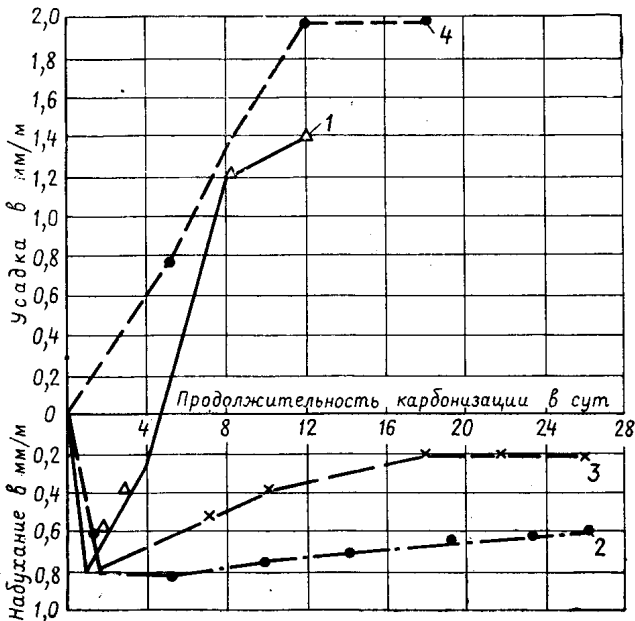


Рис. 4. Влияние битума на процесс карбонизации газобетона
1 — газобетон после сушки; 2 — то же, с добавкой 15% битума; 3 — то же, 10% битума; 4 — газобетон влажностью 12—15%

измельченный битум марки 5. В случае сухого помола кремнеземистого компонента битум предварительно подвергается помолу совместно с минеральным компонентом (известняк, известь-кипелка, зола) в соотношении от 1 : 1 до 1 : 2.

Тонкомолотая смесь (3000—3500 см²/г) добавляется в газобетономешалку, где готовится раствор газобетона. При мокром помоле кремнеземистого компонента предварительно раздробленный битум подается в мельницу мокрого помола совместно с песком.

Для изучения стойкости газобетона к воздействию углекислого газа изготовлены образцы газобетона с добавкой битума в количестве 10 и 15% от массы сухих веществ (за счет вяжущего и песка в равных соотношениях). Параллельно готовились контрольные образцы газобетона, но без добавки смеси.

Часть образцов после автоклавной обработки с содержанием 12—15% влаги помещали в карбонизатор, а остальную часть вместе с образцами, содержащими битум, предварительно сушили при 110°C±5° до полного удаления влаги, а затем помещали в карбонизатор, на дне которого находилась вода. Подача влажного 100%-ного углекислого газа продолжалась в течение 26 сут.

Как видно из рис. 4 (кривая 4), газобетон с содержанием 12—15% влаги сразу же начинает подвергаться карбонизации и уже к 12 сут. полностью карбонизируется, давая усадку свыше 2 мм/м. Такой же эффект получен и для газобетона, предварительно высушенного при 110°C±5°. Только в этом случае вначале происходит набухание материала до 0,8 мм/м, но затем образец быстро принимает первоначальный размер и к 12 сут. карбонизации усадка его доходит до 1,4 мм/м (кривая 1).

По-другому ведет себя газобетон с добавкой 15% битума, предварительно высушенный при 110°C±5° (кривая 2). В течение первых суток происходит набухание материала до 0,8 мм/м, и в таком состоянии он находится 26 сут. Газобетон с содержанием 10% битума в первые сутки также показал набухание материала 0,8 мм/м. Затем набухание образца стало уменьшаться и к 18 сут. снизилось до 0,2 мм/м, после чего в последующие 10 сут. не наблюдалось каких-либо изменений.

Такое явление, по-видимому, можно объяснить тем, что битум, находящийся в капиллярах после удаления воды при 110°C, расплавляется и обволакивает тончайшей пленкой внутреннюю поверхность капилляра. Тем самым создаются условия, препятствующие проникновению углекислого газа к минералам газобетона. Возможно и другие агрессивные газы также могут задерживаться такой пленкой, защищающей ячеистый бетон от коррозии.

Выводы

С увеличением количества вяжущего (цемента) в газобетоне стойкость к длительному воздействию углекислого газа сильно снижается.

Добавка цемента взамен извести в количестве 40% способствует уменьшению усадки на 30—40%. Получаемый материал соответствует составу газобетона на смешанном вяжущем, который после карбонизации характеризуется меньшей усадкой, чем газобетон на цемента или газошлакобетон.

Наиболее эффективным способом создания устойчивого в отношении усадочных деформаций ячеистого бетона к воздействию углекислого газа является добавка тонкоизмельченного битума марки 5 в процессе изготовления газобетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Розенфельд Л. М., Бенъяминович И. М., Белин Н. Н. Влияние добавки крупного пористого легкого заполнителя на свойства газошлакобетона. В сборнике «Повышение долговечности панелей из ячеистых бетонов». Стройиздат, 1965.
2. Силаенков Е. С., Тихомиров Г. В. Влияние расхода цемента на стойкость ячеистых бетонов при карбонизации. Стройиздат, 1965.
3. Силаенков Е. С., Тихомиров Г. В. Влияние состава цемента на деформацию ячеистых бетонов в эксплуатационных условиях. Стройиздат, 1965.
4. Силаенков Е. С., Тихомиров Г. В. Повышение эксплуатационной стойкости силикатных ячеистых бетонов. «Строительные материалы», 1970, № 8.
5. Розенфельд Л. М., Нейман А. Г. Автоклавный бесцементный газошлакобетон. Стройиздат, 1968.

Стойкость газобетона при низкой температуре

Канд. техн. наук Н. А. КАМЕРЛОХ, инженеры В. А. ПИНСКЕР, Э. О. КЕСЛИ

В ЛенЗНИИЭПе ведутся работы по исследованию морозостойкости газобетона при низкой температуре, характерной для I строительно-климатической зоны. В соответствии с требованиями к панелям для наружных стен жилых и общественных зданий марка ячеистого бетона по морозостойкости должна быть не ниже 25 (при температуре замораживания образцов $-15 \div -20^\circ\text{C}$), а для условий Крайнего Севера не менее 35. Ячеистый бетон при этих условиях испытания достаточно морозостоек и без изменения массы и прочности, как правило, выдерживает требуемое число циклов попеременного замораживания и оттаивания.

Чаще всего разрушение бетона при одновременном воздействии воды и мороза объясняют тем, что вода при замерзании увеличивается в объеме и создает напряжения, превышающие предел прочности материала, а также возникновением гидравлического давления в результате продавливания воды и льда через систему пор цементного камня [1, 2]. Большое значение придается адсорбционному понижению прочности в процессе двухмерной миграции молекул воды в микрощели, образующиеся в результате растягивающих напряжений при замерзании воды в крупных капиллярах [3], и различию коэффициентов температурного расширения льда и самого материала, значение которых зависит от температуры замораживания [4].

При замораживании образцов в интервале от -10 до -50°C наблюдается расширение цементного камня, объясняемое замерзанием сорбированной воды. Дальнейшее снижение температуры приводит к развитию деформаций сжатия. Сорбционно связанная вода не замерзает даже при охлаждении до -110°C [5]. Следовательно, на стойкость стеновых материалов может оказывать влияние не только число теплосмен, но и температура замораживания, что позволяет считать действующую методику испытания ячеистого бетона на морозостойкость, основанную по существу на аномальном расширении воды при переходе ее в лед, достаточно условной для оценки стойкости изделий в эксплуатационных условиях Крайнего Севера, где температура достигает минус $50-65^\circ\text{C}$.

Наша задача заключалась в том, чтобы изучить изменение свойств газобетонных образцов, циклическое замораживание которых производилось при температуре -55 и -45°C . Из-за отсутствия методики определения морозостойкости при низкой температуре для сравнения наряду с газобетонными образцами испытывали красный кирпич, широко применяющийся для строительства в северных районах. Красный кирпич отвечал нормативным требованиям по морозостойкости.

Газобетон объемной массой $650-700 \text{ кг/м}^3$ готовили на основе кварцевого песка Надымского месторождения (Тюменская обл.) и среднеалюминатного портландцемента марки 400 Волховского заво-

да. Содержание кварца в песке составляет $96-97\%$, глины — менее 1% . Учитывая сложность доставки извести в отдельные районы Крайнего Севера, в качестве добавки для регулирования процесса газообразования применялись наряду с известью едкий натр и поташ. Опытные образцы готовили в лабораторных условиях с последующей автоклавной обработкой при 12 атм по режиму $2+4+2 \text{ ч}$.

Состав газобетона различных серий образцов приведен в табл. 1.

Водонасыщенные образцы помещали в термобаклавы с начальной температурой -20°C . Затем камера охлаждалась со скоростью $12-13 \text{ град/ч}$ до заданной температуры с последующей выдержкой в течение 4 ч . Часть образцов оттаивала во влажной камере над водой, а другая часть — в воде в течение 18 ч .

Коэффициент морозостойкости газобетона зависит от температуры замораживания и условий оттаивания (табл. 2.) Прочность при сжатии газобетонных образцов, испытанных по стандартной методике

Таблица 1

№ серии образцов	Состав газобетона			Добавка
	C	B/T	добавка в % от массы вяжущего	
I, II и V	1,3	0,485	3	CaO NaOH K ₂ CO ₃
III	1,3	0,492	0,1	
IV	1,3	0,492	0,5	

Таблица 2

№ серии образцов	Температура замораживания в $^\circ\text{C}$	Условия оттаивания	Количество циклов	Объемная масса газобетона в кг/м^3	Предел прочности при сжатии в кгс/см^2	$K_{\text{мрз}}$	Потери массы в %
I	-55	В воде	35	700	43	0,77	2,4
	-55	Над водой	35	694	46	0,82	1,3
II	-45	В воде	35	647	36	0,78	3,1
	-45	Над водой	9	643	43	0,94	1,6
	-45	То же	12	638	42	0,94	3,5
	-45	»	35	634	39	0,85	1,6
III	-45	Над водой	9	643	42	0,78	1
	-45	То же	12	668	41	0,74	1,3
	-45	»	35	670	36	0,63	2,5
IV	-45	Над водой	9	726	55	0,93	1,4
	-45	То же	12	714	47	0,84	0,9
	-45	»	35	708	46	0,8	0,5
V	-15	В воде	50	680	39	0,98	0,2
	-15	Над водой	50	686	40	1	—

(серия V) после 50 циклов попеременного замораживания и оттаивания, не изменяется; после 35 циклов испытаний при -45 и -55°C и оттаивании в воде прочность снизилась на 22—23% (серия I и II), а при оттаивании над водой — на 15—18%. Значительно выше также потери массы. Вероятно, в ячеистом бетоне, так же как и в цементном камне при температуре ниже -15°C , продолжается замерзание пристеночной и капиллярно сконденсированной воды в более мелких порах, что увеличивает напряжение в межпоровом материале. В определенном диапазоне отрицательных температур происходит отслоение льда от скелета, поэтому снижение температуры с -45 до -55°C мало изменило коэффициент морозостойкости. При испытании стеновых материалов на морозостойкость применительно к условиям Крайнего Севера, по-видимому, достаточно ограничить температуру замораживания -45°C .

Испытание образцов через определенное число циклов показало, что снижение прочности происходит равномерно.

Условия оттаивания при низкой температуре замораживания больше влияют на прочностные показатели и изменение массы образцов, чем при стандартных испытаниях. При оттаивании в воде внешние признаки разрушения наблюдаются на 6—8 циклов раньше, чем у образцов, оттаивающих над водой с относительной влажностью воздуха 95—96%.

Красный кирпич при низкой температуре замораживания менее чувствителен к условиям оттаивания, чем газобетон. Изделия, оттаивание которых производилось в воде и над водой, мало различались по внешнему виду. Первые признаки разрушения кирпича (трещины) появились после 20 циклов испытаний; заметное шелушение и выкрашивание наблюдалось после 25 циклов. Большая чувствительность газобетона к условиям оттаивания объясняется его меньшей теплопроводностью, вследствие чего растягивающие напряжения существуют более длительное время.

Коэффициент морозостойкости газобетона снижается при замене добавки извести едким натром и поташом (серии III, IV). Прочность при сжатии газобетона, изготовленного с применением щелочи, после 35 циклов переменного замораживания и оттаивания падает на 37%, что значительно больше нормативных допусков. Добавка поташа меньше влияет на морозостойкость, которая только на 6% ниже, чем у газобетона с добавкой извести. Деструктивное действие некоторых электролитов можно объяснить увеличением количества воды в кинетической единице и уменьшением ее подвижности вследствие сольватации, что снижает релаксацию контактных напряжений между льдом и скелетом.

Таким образом, циклическое замораживание газобетона при -45 и -55°C способствует более быстрому разрушению образцов, чем при испытаниях по стандартной методике; коэффициент морозостойкости газобетона зависит также от условий оттаивания. Даже при таких жестких режимах испытания газобетон характеризуется высокой морозостойкостью, которая значительно выше, чем морозостойкость кирпича, испытанного в равных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горчаков Г. И., Капкин М. М., Скрамтаев Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. Стройиздат, 1965.
2. Москвин В. М., Капкин М. М., Мазур Б. М., Подвальный А. М. Стойкость бетона и железобетона при отрицательной температуре. Стройиздат, 1967.
3. Стольников В. В. О теоретических основах сопротивляемости цементного камня и бетонов чередующимся циклам замораживания и оттаивания. «Энергия», Л., 1970.
4. Долговечность ограждающих и строительных конструкций (физические основы). Под ред. Власова О. Е. Госстройиздат, 1963.
5. Быков В. М., Михайлов Н. В. Замораживание воды, сорбированной цементным камнем. «Коллоидный журнал», № 3, том XXXII, 1970.

УДК 691.327:666.973.6.002.612

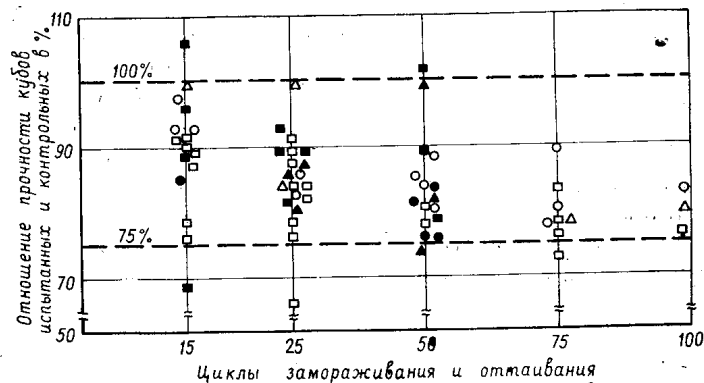
О критериях стойкости ячеистых бетонов*

Канд. техн. наук Е. С. СИЛАЕНКОВ

Одним из критериев стойкости ячеистого бетона является изменение его прочности при замораживании и оттаивании.

На рис. 1 приведены данные различных исследователей, а также результаты наших опытов, показывающие, что морозостойкость ячеистых бетонов довольно высока и значительно превышает моро-

Рис. 1. Морозостойкость ячеистых бетонов при стандартных испытаниях по данным различных авторов
 ○ — газобетон; ● — газосиликат; □ — пенобетон; ■ — пеносиликат; △ — газозолобетон, пенозолобетон, пеношлакобетон; газозолосиликат, пенозолосиликат, газозлакозолосиликат



* В порядке обсуждения.

зостойкость традиционных стеновых материалов. Это объясняется особенностями их структуры. Соотношение пор крупных ($D > 200 \text{ мк}$) и мелких ($200 > D > 0,1 \text{ мк}$) в ячеистых бетонах в 20—30 раз больше, чем у силикатного и красного кирпича. С другой стороны, соотношение открытых и разоб- щенных пор в ячеистых бетонах значительно мень- ше, чем у кирпича. Заполнение пор водой при стан- дартном водонасыщении составляет в ячеистом бе- тоне 40—55%, в кирпиче 70—90%.

Меньшая морозостойкость ячеистых бетонов на извести объясняется особенностями структуры фа- зового состава новообразований цементирующего камня. Однако, как видно из рис. 1, морозостой- кость ячеистого силиката все же остается выше нор- мативных величин.

Нами испытана морозостойкость образцов ячеи- стых бетонов размером $4 \times 4 \times 16 \text{ см}$ на извести объ- емной массой 695 кг/м^3 и на цементе объемной мас- сой 545 кг/м^3 при различной влажности. Для сохра- нения необходимой влажности серию образцов по 5 шт. на период испытания помещали в полиэтиле- новые мешочки и заклеивали.

Степень водонасыщения бетонов при хранении в воде в течение 4 сут. составляла 48—50%, а моро- зостойкость при стандартных испытаниях — 55— 70 циклов.

В табл. 1 приведены результаты испытаний на замораживание и оттаивание ячеистых бетонов различной влажности.

Таблица 1

Влажность в % по весу	Пенобетон объемной массой 545 кг/м^3		Пеносиликат объемной мас- сой 700 кг/м^3	
	до испытаний	после 1500 циклов испы- таний	до испы- таний	после 1800 циклов испытаний
15—17		58/21		67/21
25—27	42/17	67/20	74/34	66/25
35—37		61/24		67/28

Примечание. В числителе дроби — предел прочности при сжатии, а знаменателе — предел прочности на растяжение при из- гибе высушенных образцов в кгс/см^2 .

Из таблицы видно, что прочность пеносиликата после 1800 циклов несколько уменьшилась, а пено- бетона после 1500 циклов увеличилась. Испытания образцов-близнецов, хранившихся в течение такого же срока (7—8 лет) в воде, показали аналогичные изменения свойств бетонов. Таким образом, морозо- стойкость ячеистых бетонов при эксплуатационной влажности чрезвычайно высока.

На рис. 2 показана кривая морозостойкости пено- силиката (M) при различной влажности (W), по- строенная по уравнению

$$M = 1772 e^{-0,056W}$$

в котором коэффициенты определены по способу наименьших квадратов.

Сравнение данных табл. 1 и рис. 2 показывает, что признаки ухудшения внешнего вида образцов ячеистого бетона при замораживании и оттаивании появляются намного раньше, чем уменьшается его прочность.

При влажности ячеистого бетона 3—4% от массы (а эта влажность, как показали натурные исследо-

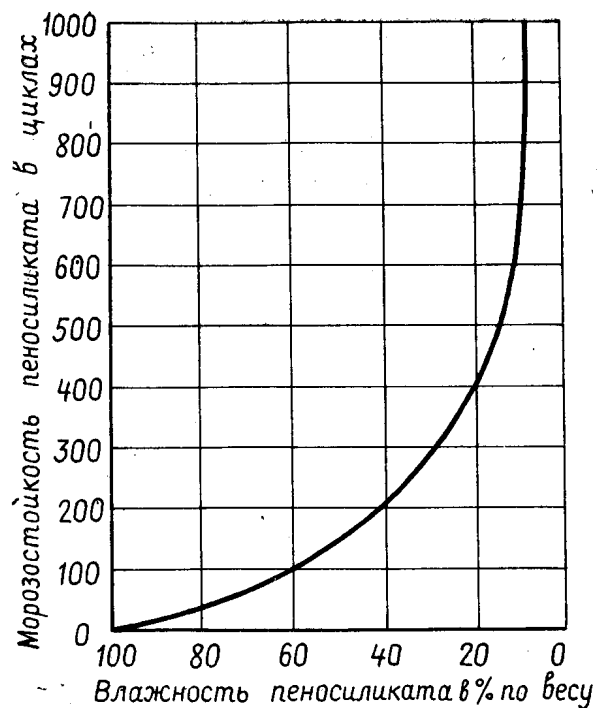


Рис. 2. Морозостойкость пеносиликата при различ- ной его влажности. Морозостойкость оценивалась по изменению внешнего вида образцов

вания, характерна для поверхностных слоев стен в нормальных температурно-влажностных условиях) первые признаки разрушения появляются в бетоне после 2000—3000 циклов замораживаний и оттаи- ваний. Обработка метеорологических данных для Среднего Урала показала, что ежегодное количест- во замораживаний и оттаиваний стен на глубину 0,1—0,2 от их толщины может быть принято рав- ным 20. Следовательно, при нормальных условиях эксплуатации в бетоне стен зданий лишь после 100 лет эксплуатации могут появиться дефекты, вызванные замораживанием и оттаиванием. Это де- лает понятным тот факт, что при обследовании жи- лых зданий со стенами из мелких газобетонных блоков, эксплуатировавшихся в Риге в течение 20—25 лет, не было обнаружено ни одного дефек- та, явившегося следствием замораживания и оттаи- вания [1].

В то же время выяснено, что в ячеистобетонных стенах наблюдается образование трещин различ- ной интенсивности в зависимости от вида бетона и изделия и его размеров. Образование трещин ухуд- шает эксплуатационные качества материала, а в армированных конструкциях создает условия для быстрого развития коррозии. Таким образом, тре- щиностойкость ячеистых бетонов является одним из важнейших факторов, определяющих их долго- вечность.

Следовательно, необходимо оценивать долговеч- ность ячеистого бетона не только по его стойкости при замораживании и оттаивании, но и по его тре- щиностойкости.

Трещиностойкость ячеистых бетонов оценивается по сопротивлению бетона и уровню воздействий. Сопротивление может определяться отношением предельной растяжимости ячеистого бетона (ϵ_p) к его эксплуатационной усадке ($\epsilon_{я}$), а уровень воз-

действий—отношением внешнего массообмена (q) к интенсивности внутреннего массопереноса (i). При $\epsilon_p/\epsilon_{я} \geq 1$ бетон будет полностью трещиностойким. У выпускаемых в настоящее время ячеистых бетонов это отношение ниже единицы. Например, в наших опытах с учетом коэффициента релаксации, который для периода опыта 1600—2000 дней оказался около 0,6, отношение $\epsilon_p/\epsilon_{я}$ составило у ячеистого бетона на цементе 0,3, на извести — 0,15, на цементе и золе — 0,2. Значение ϵ_p для всех бетонов было около 0,2, а эксплуатационная усадка была равна у бетона на цементе 1,11, на извести — 2,2, цементе и золе — 1,85 мм/м.

Отношение q/i характеризует бетон с точки зрения градиентов деформаций, возникающих в нем при эксплуатационных воздействиях. Физический смысл этого отношения заключается в том, что оно дает представление об уровне воздействий. При $q/i < 1$ образование трещин в бетоне будет определяться конструктивными особенностями изделия. При $q/i > 1$ на образование трещин в изделиях будет оказывать влияние градиент деформаций, возникающий по их сечению. Чем меньше это отношение, тем меньше в материале потенциальных возможностей к образованию трещин.

Комплексная оценка трещиностойкости позволяет выбрать наиболее трещиностойкий бетон, а также, что особенно важно, определить дальнейшее направление изменения его свойств. В табл. 2 приведены значения q и i при высушивании, а в табл. 3 — те же значения при карбонизации. Из данных табл. 2 и 3 видно, что наилучшие показатели трещиностойкости имеют газозолобетон и газобетон; наихудшие — пенобетон. Видно также, что уменьшение объемной массы ячеистого бетона с 700 до 500 кг/м³ резко увеличивает его трещиностойкость. Учитывая, что остальные показатели долговечности ячеистого бетона объемной массой

Таблица 2

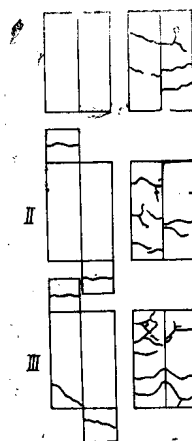
Объемная масса бетона	Вид бетона	Величины q и i в кг/м ³ ·сутки		q/i
		q	i	
700	Газобетон . . .	0,78	0,091	8,5
	Газозолобетон . .	2,4	0,8	3
	Пенобетон . . .	1,35	0,021	64
500	Газобетон . . .	0,84	0,32	2,6
	Газозолобетон . .	2,1	1,1	1,9
	Пенобетон . . .	2,11	0,036	59

Таблица 3

Объемная масса и вид бетона	Относительные значения		q/i
	q	i	
Объемная масса 700 кг/м ³ .	1	1	1
Объемная масса 500 кг/м ³ .			
Газозолобетон	1,4	10,8	0,13
Пенобетон	1,4	4,1	0,34

Примечание. Показатели для ячеистых бетонов объемной массой 700 кг/м³ приняты за единицу.

Рис. 3. Трещины на образцах размером 20×20×60 см из ячеистого бетона объемным весом 500 кг/м³ (слева) и 700 кг/м³ (справа). Высушивание при температуре: I — 30°C; II — 50°C; III — 105°C



500 кг/м³ достаточно высоки [2], следует считать основным направлением повышения трещиностойкости ячеистых бетонов уменьшение их объемной массы. Это подтверждено экспериментально (рис. 3) и натурными наблюдениями панелей объемной массой 500 кг/м³ в эксплуатируемых зданиях.

Величины q и i определялись следующим образом.

Для определения q образцы размером 5×5×3 см водонасыщали при кипячении и помещали в сосуд с водой, оставляя над водой часть образца высотой 1 см. Свободную поверхность воды в сосуде и боковые поверхности образца изолировали так, чтобы вода могла испариться только через открытую поверхность образца. Затем сосуды с образцами помещали в камеру с относительной влажностью воздуха 60% и температурой 20°C. Систематически взвешивали сосуды с образцами и после стабилизации изменения веса определяли количество влаги, испаряющееся с 1 м² поверхности образца в сутки. Для определения количества CO₂, усвоенного образцами, образцы такого же размера, изолированные со всех сторон от проникновения газа, помещали в сосуд, снабженный манометром. При этом внутри сосуда была обращена неизолированная сторона образцов. Влажность бетона была равна 15% от массы. В сосуд в течение 1 ч подавали 100% CO₂ под давлением 0,1 атм при $t=20^\circ\text{C}$. Затем образцы высушивали, взвешивали и определяли количество усвоенного газа в кг/м²·ч.

Для определения i образцы таких же размеров изолировали от попадания влаги и от испарения ее с боковых поверхностей и помещали в сосуд с водой так, чтобы нижняя часть образца была погружена в нее на 2 см. Зазор между стенками сосуда и образцов изолировали. Сосуды помещали в камеру с относительной влажностью воздуха 60% и температурой 20°C и систематически взвешивали. После стабилизации изменения веса определяли поток влаги через образец в кг/м²·сут. Показателем плотности потока CO₂ служило количество воздуха, проходящее через образец толщиной 15 см при разнице давлений 0,1 атм.

Выводы

Критерий стойкости ячеистых бетонов — изменение прочности при замораживании и оттаивании не отражает сущность деструктивных процессов, развивающихся в этих бетонах при эксплуатации, и поэтому однозначно не определяет желательных направлений изменения свойств таких бетонов, обеспечивающих повышение долговечности изделий.

Необходимо оценивать трещиностойкость ячеистых бетонов. Критериями трещиностойкости, кроме отношения растяжимости к усадке, должно слу-

Автоклавный ячеистый бетон на основе шлакопортландцемента

Инженеры Р. В. САКАЕВ, Г. А. ИВЛИЕВА, И. М. БЛЮМКИН, Л. И. ПТИЦЫНА, А. И. БЕЗРУЧКО

В настоящее время свойства ячеистых бетонов, изготовленных на шлакопортландцементе, изучены мало. Технические условия и действующие стандарты предусматривают изготовление автоклавных ячеистых бетонов только с применением портландцементов.

В Уральском Промстройинипроекте совместно с Первоуральским заводом железобетонных изделий и конструкций проведены исследования по выбору состава конструктивно-теплоизоляционного пенобетона объемной массы 500—700 кг/м³.

В качестве вяжущего применяли невяньский шлакопортландцемент, клинкер которого имел следующий минералогический состав: С₃С—54%, С₂С—18%, С₃А—10%, С₄АФ—17%.

Количество доменного гранулированного шлака в цементе составляло от 40 до 60% ($M_0=0,6 \div 0,9$ и $M_a=0,3 \div 0,6$).

Заполнителем служил ташлинский кварцевый песок с содержанием SiO₂ 96%, а порообразователем — ПО-6 (гидролизованная кровь).

Подбор оптимального соотношения шлакопортландцемента и молотого песка (С) показал, что при $S=1$ и удельной поверхности песка, равной 2500 см²/г, предел прочности при сжатии пенобетона объемной массой 700 кг/м³ составляет 62 кгс/см², а объемной массой 500 кг/м³—38 кгс/см².

С увеличением удельной поверхности песка прочность пенобетона может быть повышена на 10—15% (рис. 1).

Пенобетон состава $S=1,25$ при активности шлакопортландцемента 320 кгс/см² (марка 300) имел предел прочности при сжатии 65 кгс/см², а при активности 270 кгс/см² (марка 200) — 58 кгс/см².

Исследования показали, что наиболее рациональным составом при приготовлении пенобетона марки 35 объемной массой 700 кг/м³ является состав, где соотношение цемента к песку 1,25—1,5, а удельная поверхность песка—2500 см²/г. Пенобетон марки 25 объемной массы 500—600 кг/м³ может быть получен при $S=0,75$ и удельной поверхности песка 3000 см²/г.

Первоуральский завод железобетонных изделий и конструкций изготавливает для жилищного и

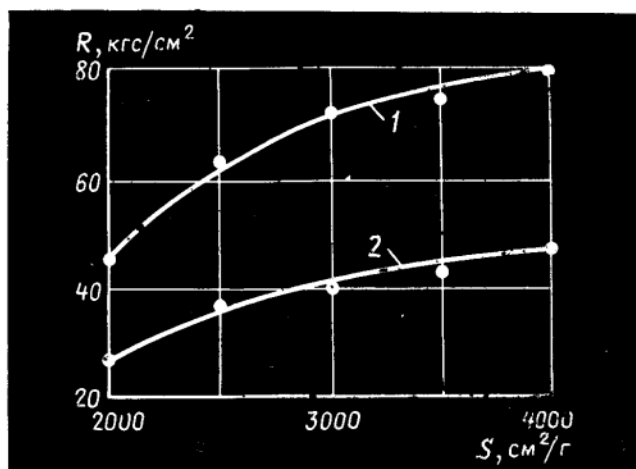


Рис. 1. Зависимость прочности при сжатии пенобетона объемной массы 700 (1) и 500 кг/м³ (2) от удельной поверхности песка

промышленного строительства пенобетонные панели на основе шлакопортландцемента Невьянского цементного завода.

Расход шлакопортландцемента на 1 м³ пенобетона объемной массы 700 кг/м³ составляет 280 кг, молотого песка — 350 кг. Водотвердое отношение колеблется в пределах 0,4—0,45. Пенобетонная смесь приготавливается в мешалках емкостью 500 и 750 л, а затем поступает в сборный кубель. После формования пенобетонные изделия выдерживают в цехе 12—16 ч и подвергают автоклавной обработке по режиму 6+6+6 ч при 9 ат.

На заводе проведена реконструкция цеха: взамен двух автоклавов старой конструкции с болтовыми затворами установлено три новых диаметром 3,6 м, длиной 27—29 м с байонетными затворами.

Относительная изменчивость физико-механических свойств пенобетона на основе шлакопортландцемента анализировалась методом математической статистики (табл. 1).

Результаты испытаний контрольных образцов показали, что прочность при сжатии составляет 52—56 кгс/см². Коэффициент однородности пенобетона

жить отношение внешнего массообмена к интенсивности внутреннего массопереноса.

Наименее трещиностойким из испытанных ячеистых бетонов является пенобетон.

Наиболее перспективным путем повышения трещиностойкости ячеистых бетонов является уменьшение их объемной массы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Силаенков Е. С., Зарин Р. А., Рудин П. В. Опыт эксплуатации газобетонных конструкций. Сб. «Анализ причин аварий и повреждений строительных конструкций». Стройиздат, 1964.
2. Силаенков Е. С., Зарин Р. А., Тихомиров Г. В., Гришко Н. М. Долговечность панелей из ячеистых бетонов объемным весом 500 кг/м³. «Бетон и железобетон», 1968, № 10.

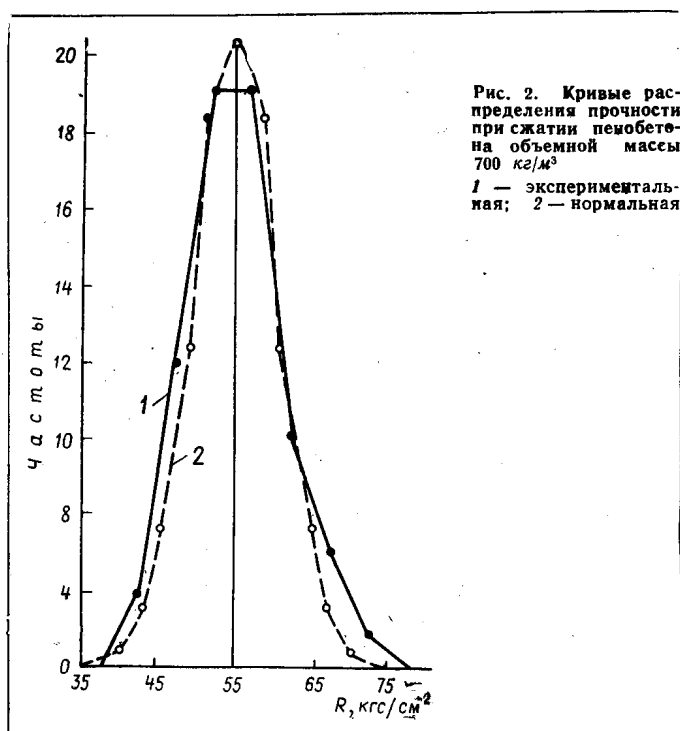


Рис. 2. Кривые распределения прочности при сжатии пенобетона объемной массы 700 кг/м³
1 — экспериментальная; 2 — нормальная

Количество образцов	Характеристика пенобетона								Удельная поверхность песка в см ² /г		
	по объемной массе в кг/м ³			по прочности при сжатии в кгс/см ²					S	σ	C _v
	γ	σ	C _v	R	R _{мин}	σ	C _v	K _{од}			
150	708	29,6	0,04	51,9	32,1	6,6	0,12	0,64	2264	521	0,24
128	718	23,8	0,03	52,2	32,2	6,6	0,127	0,65	1980	539	0,27
72	700	23,8	0,03	56	40,1	6,8	0,12	0,8	2500	366	0,14

Таблица 2

Способ приготовления образцов	Объемная масса в кг/м ³	Прочность при сжатии в кгс/см ²	Применная прочность в кгс/см ²	Прочность при растяжении в кгс/см ²	Прочность при изгибе в кгс/см ²	Начальная модуль упругости в кгс/см ²	Водопоглощение в %	Морозостойкость в циклах	Усадка после 28 сут. мм/м
Формованные	700	63	—	—	—	—	30	25	—
	550	43	—	—	—	—	37	25	—
Выпленные	700	54	45	8,3	17,8	26 300	38	25	0,61
	550	38	27	3	9,6	18 500	42	25	0,73

по прочности при сжатии изменяется от 0,64 до 0,80.

Коэффициент изменчивости объемной массы пенобетона в 3—4 раза меньше коэффициента изменчивости предела прочности при сжатии ($C=C_v=0,12 \div 0,13$) и составил 0,03—0,04.

Анализ разброса данных по прочности (рис. 2) показывает, что в большинстве случаев отдельные данные укладываются в пределах $R \pm 2\sigma$, что составляет 95,4% всех вариантов испытаний.

Снижение прочности пенобетона в отдельные периоды объясняется неравномерностью помола песка. С уменьшением коэффициента изменчивости удельной поверхности песка прочность пенобетона возрастает и стабилизируется. Большая однородность пенобетона объясняется постоянным контролем за пенобетонной смесью в процессе приготовления бетона.

На заводе были изготовлены опытные панели и блоки из пенобетона малой объемной массы. Опыт

ты показали возможность освоения производства пенобетона объемной массы 550 кг/м³, проектной марки 25.

В табл. 2 приведены основные физико-механические свойства конструктивно-теплоизоляционного пенобетона различной объемной массы. Испытания проведены по ГОСТ 12852—67 «Бетон ячеистый. Методы испытаний».

Установлено, что свойства пенобетона, изготовленного на основе шлакопортландцемента марки 300, не уступают свойствам ячеистого бетона на портландцементе марки 400, а его прочностные характеристики удовлетворяют нормативным требованиям марки 35 и 25 при объемной массе 700 и 550 кг/м³.

При изготовлении ячеистобетонных изделий для промышленного и жилищного строительства в результате применения шлакопортландцемента марки 300 Невьянского цементного завода вместо портландцемента марки 400 достигнуто снижение стоимости 1 м³ пенобетона на 0,78 руб.

УДК 666.973.6.1.002.612

Автоклавные ячеистые бетоны с карбонатными микрозаполнителями

Кандидаты техн. наук А. Т. БАРАНОВ, А. А. ВОРОБЬЕВ, инж. В. Р. ГАРАШИН

Одним из способов повышения качества изделий из автоклавных ячеистых бетонов является введение в состав смеси тонкомолотых карбонатных добавок.

Для оценки эффективности производства газобетона объемной массой 700 кг/м³ с тонкомолотыми карбонатными добавками проведены исследования

кинетики изменения пластической прочности газобетонных смесей во времени и физико-механических свойств газобетона. Смесей готовили на основе белгородского и воскресенского портландцементов марки 400, люберецкого кварцевого песка с удельной поверхностью 2400 см²/г и карбонатных добавок — ульяновского мела с удельной поверхностью

8750 $\text{см}^2/\text{г}$, веневского известняка, златоустовских доломитов и мрамора — удельной поверхностью 4500 $\text{см}^2/\text{г}$.

Из газобетонных смесей формовали образцы для определения прочности на сжатие, усадки, динамического модуля упругости и прочности на растяжение при изгибе. Автоклавная обработка образцов производилась (после 18-часовой выдержки при 20°C) по режиму 3+6+6 ч и давлению насыщенного пара 9 ат.

В период выдержки отформованных образцов исследовали изменение пластической прочности смесей во времени (технология предусматривает выдержку форм ячеистой смесью перед автоклавной обработкой). Продолжительность выдерживания форм устанавливается, к сожалению, практическим путем, хотя изучению процессов структурообразования в цементных суспензиях и посвящен ряд исследований [1, 2].

Для оценки структурно-механических свойств цементного теста может быть использован рычажный конический пластометр конструкции МГУ. Использование этого прибора позволяет определять, как отмечает М. Я. Кривицкий [3], и степень нарастания пластической прочности газобетонных смесей в процессе вспучивания и после того, как этот процесс закончился.

Характер изменения пластической прочности газобетонных смесей показан на рис. 1. При введении в состав газобетона тонкомолотых карбонатных добавок (известняка, доломита или мрамора) в количестве 20% от массы цемента интенсивность нарастания пластической прочности газобетонных смесей возрастает. В силу этого продолжительность выдерживания отформованных изделий уменьшается, а оборачиваемость форм увеличивается. Заметим, однако, что при замене в газобетоне части цемента мелом интенсивность нарастания пластической прочности газобетонных смесей замедляется, по нашему мнению, из-за того, что водопотребность смеси с добавкой мела увеличивается (водопотребность мела значительно выше водопотребности цемента).

Характер изменения прочности газобетона с карбонатными микрополнителями и без них на цементах разного минералогического состава показан на рис. 2. Во все составы газобетона можно вводить до 20% тонкомолотых карбонатных добавок без опасения понижения прочностных показателей. При большем их введении прочность газобетона несколько понижается.

С увеличением содержания тонкомолотых карбонатных добавок в газобетоне усадка уменьшается, по-видимому, благодаря снижению в системе «цемент — песок — карбонаты — вода» внутренних напряжений (при высыхании газобетона карбонатные частички в нем несомненно воспринимают сжимающие силы). На уменьшение усадки газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками влияет также и более низкое их водотвердое отношение. По данным И. В. Кравченко [4], изменение значения водоцементного отношения на 0,05 влияет на усадку более значительно, чем вид цемента.

Таким образом, для повышения прочностных и уменьшения деформативных показателей автоклав-

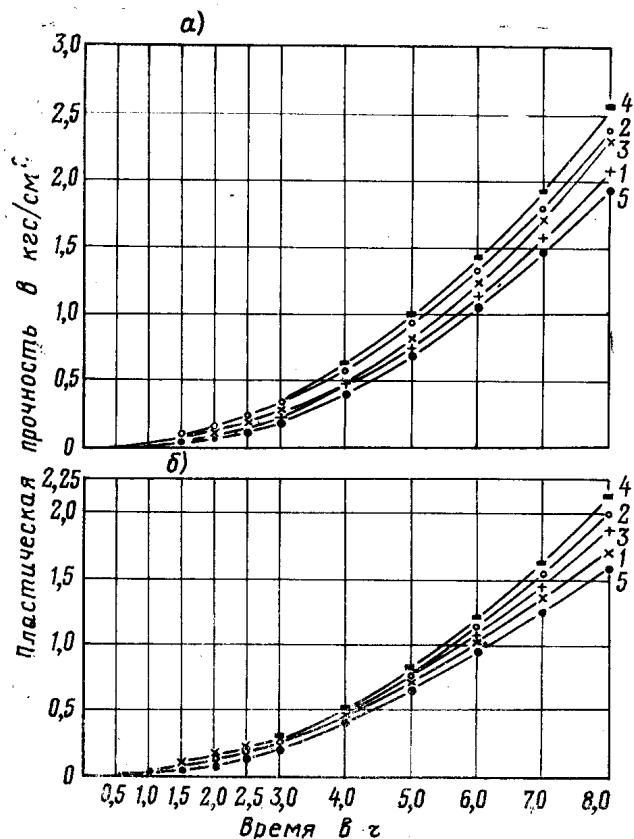


Рис. 1. Изменение пластической прочности газобетонных смесей во времени в зависимости от вида карбонатных микрополнителей

а — на воскресенском цементе; б — на белгородском цементе; 1 — без добавок; 2 — с добавкой известняка; 3 — то же, доломита; 4 — то же, мрамора; 5 — то же, мела

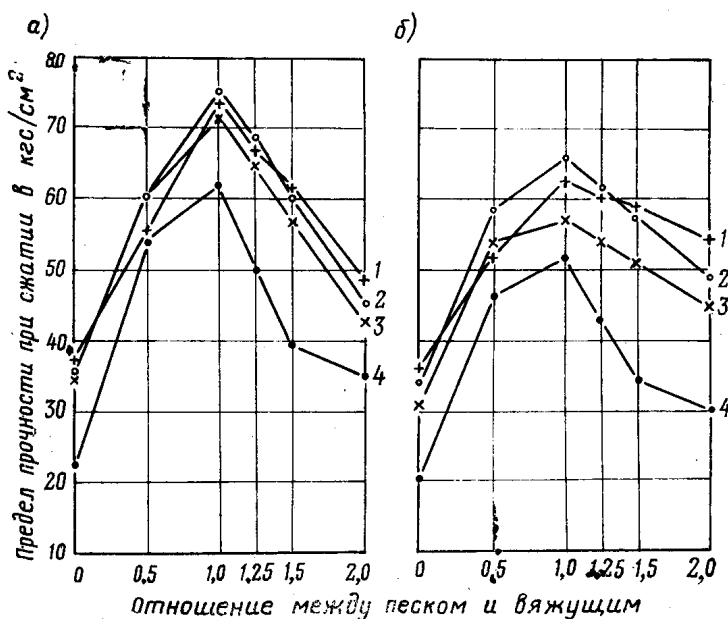


Рис. 2. Изменение прочности газобетона на цементах разного минералогического состава в зависимости от доли карбонатной добавки в вяжущем (цемент+карбонатная добавка) — m
а — на белгородском цементе; б — на воскресенском цементе; 1 — $m=0$; 2 — $m=0,2$; 3 — $m=0,3$; 4 — $m=0,5$

ных ячеистых бетонов целесообразно вводить в состав до 20% тонкомолотых карбонатных добавок, а в качестве гидравлического вяжущего использовать низкоалюминатные портландцементы.

В НИИЖБе исследуемые составы газобетона, как с карбонатными микрополнителями так и без

них, были подвергнуты дифференциально-термическим и рентгенографическим испытаниям. Оказалось, что продуктами гидратации систем «цемент — вода» и «цемент — карбонаты — вода» являются гидрат окиси кальция и альфа-гидрат двухкальциевого силиката. В системе с 20%-ной карбонатной добавкой содержание гидрата окиси кальция несколько больше, чем в системе без добавок.

При введении в состав газобетона с карбонатными микронаполнителями тонкомолотого кварцевого песка основным продуктом гидротермального твердения газобетона являются низкоосновные гидросиликаты группы CSH (B). Содержание их в газобетоне с 20%-ной добавкой карбонатных микронаполнителей несколько больше, чем в газобетоне без них.

Подтверждением являются и результаты петрографических исследований оптимальных по прочности составов газобетона. Макроструктура газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками характеризуется более высокой плотностью межпоровых перегородок и равномерным распределением пор в объеме бетона. Средний диаметр пор в газобетоне с такими добавками несколько меньше, чем в газобетоне, приготовленном из цемента и молотого кварцевого песка.

Микроструктура продуктов гидротермального твердения газобетона с тонкомолотыми карбонатными добавками характеризуется, в отличие от микроструктуры газобетона без добавок, более мелкими кристаллами гидросиликатов кальция. Это главным образом и влияет на изменение основных показателей автоклавных ячеистых бетонов при введении в их состав тонкомолотых карбонатных добавок, так как одним из решающих факторов, обуславливающих те или иные свойства материала, может оказаться не химический состав новообразований, а форма и размеры их частиц и образуемая ими структура цементирующей связки [5].

Таким образом, для сокращения продолжительности выдерживания отформованных изделий перед автоклавной обработкой повышения качества и снижения себестоимости автоклавных ячеистых бетонов из цемента и молотого кварцевого песка целесообразно в состав их вводить до 20% (от массы цемента) тонкомолотых добавок, приготавливаемых из карбонатных пород.

ЛИТЕРАТУРА

1. Волженский А. В., Попов А. Н. Смешанные портландцементы повторного помола и бетоны на их основе. Госстройиздат, 1961.
2. Калмыкова Е. Е., Михайлов Н. В. Исследование процессов структурообразования в цементном тесте и характеристика цементов взамен оценки их по срокам схватывания. «Бетон и железобетон», 1957, № 4.
3. Кривицкий М. Я. Заводское изготовление изделий из газобетона. Госстройиздат, 1963.
4. Кравченко И. В. Применение быстротвердеющих и высокопрочных цементов с целью ускорения твердения бетонов. Труды международной конференции по проблемам ускорения твердения бетона при изготовлении сборных железобетонных конструкций. Стройиздат, 1968.
5. Волженский А. В., Буров Ю. С., Колокольников В. С. Минеральные вяжущие вещества. Стройиздат, 1966.

Эффективные режимы автоклавной обработки ячеистых бетонов

Д-р техн. наук К. Э. ГОРЯЙНОВ

В связи с проблемой расширения выпуска ячеистых бетонов и применения для их изготовления сопутствующих продуктов других производств во ВЗИСИ и Таллинском политехническом институте проведены работы по исследованию влияния технологических факторов на показатели ячеистого бетона на сланцезольном цементе.

Выявлено влияние способов формования (литьевого, виброкомплексного и виброциклического), смесей с различной удельной поверхностью и режимов автоклавной обработки, разработанных ВЗИСИ (К. Э. Горяйнов, Э. Э. Джабраил-Заде и др. — режим № 1); ВЗИСИ и Калининским силикатным заводом № 2 (режим № 2); Каунасским институтом строительства (А. Гумуляускус, Ю. Вальма — № 3), МИСИ (А. П. Меркин, А. П. Филин и др. — № 4), НИИЖБ (С. А. Миронов, М. Я. Кривицкий, Л. А. Малинина, Е. К. Малинский, А. Н. Счастливый — № 5).

Исследования проводились в три этапа. В первом этапе испытаниям подвергался ячеистый бетон состава (в % по массе):

сланцезольный цемент, содержащий 35% клинкера и 10% сланцевой золы, — 45;
песок карьера Мяннику — 55;
алюминиевая пудра ПАК-3—0,111;
20%-ный раствор сульфанола — 75 мл/м³.

Перед изготовлением смеси песок со сланцезольным цементом размалывали на шаровой мельнице до удельной поверхности в см²/г (по прибору ПСХ-2): 1925, 2620; 3050; 3690.

Смешением полученных смесей в той же шаровой мельнице (но без металлических шаров) в течение 20 мин получали другие смеси, содержащие: 80% компонентов с удельной поверхностью 1925 см²/г и 20%—3050 см²/г; 70—1925 и 30—3050; 60—1925 и 40—3050; 80—2620 и 20—3690; 70—2520 и 30—3690; 60—2620 и 40—3690; 80—2620 и 20—3050; 70—2620 и 30—3050; 60—2620 и 40—3050; 80—1925 и 20—3690; 70—1925 и 30—3690; 60%—1925 см²/г и 40%—3690 см²/г.

В производственных условиях получение песка необходимого гранулометрического состава возможно путем мокрого помола части песка и совместного сухого помола другой части его с известью или цементом при изготовлении вяжущего.

Образцы обрабатывали в автоклаве по режимам, приведенным в табл. 1.

Результаты первого этапа опытов (табл. 2) показали, что для получения надежной прочности при относительно малой объемной массе требуется соблюдать необходимое соотношение между двумя

(а также тремя) определенными фракциями смесей. Хорошие результаты получаются в том случае, когда 30—40% массы твердых компонентов характеризуется удельной поверхностью 3690 или 3050 см²/г, а остальные 70—60% компонентов — удельной поверхностью 1925 или 2620 см²/г.

Во втором и третьем этапах исследования выяснялось, как режимы автоклавной обработки влияют на прочность при сжатии и растяжении образцов газобетона из сланцезольного поргланцемента и тонкоголомого песка. Образцы изготовлены тремя способами:

виброциклическим формованием в течение 2 мин при 2250 кол/мин, амплитуде 0,36 мм; пригруз со-

здавал усилие 37 г/см²; удельная поверхность смеси 3690 см²/г (2-й этап) и 80%—2250 см²/г; 20%—3350 см²/г (3-й этап);

виброкомплексным формованием в течение 2 мин при 2250 кол/мин и амплитуде 0,36 мм; смесь состояла из 70%¹ компонентов удельной поверхности 1925 см²/г и 30%—3690 см²/г (2-й этап); 70%—2250 см²/г и 30%—3350 см²/г (3-й этап);

литьем из смеси, содержащей 80% компонентов с удельной поверхностью 1925 см²/г и 20%—3050 см²/г (2-й этап); 70%¹—2250 см²/г и 30%—3350 см²/г (3-й этап).

Во втором этапе исследований использован газобетон с соотношением компонентов, как и в первом

Таблица 1

Условные номера режимов	Максимальная температура нагрева в °С	Продолжительность стадий автоклавной обработки в ч—мин							Остывание в автоклаве при атмосферном давлении	Продолжительность цикла в ч—мин
		Нагрев до 100° С	Удаление воздуха (продувка или вакуумирование с продувкой) при 102—107°С	Нагрев после продувки до максимальной температуры	Изотермический прогрев при максимальной температуре	Снижение давления до:				
						3 атм с перепуском пара в другой автоклав	от 3 атм до атмосферного	вакуумирование до 0,25 атм		
0	174	0—40	0—14	1—09	7—09	0—40	1—20	—	2—0	11—43
1а	174	0—10	0—36	1—24	8—00	1—00	2—00	—	0—30	12—40
1б	176	0—10	0—36	0—34	7—48	1—10	1—38	—	0—30	12—50
2	193	0—30	0—30*	1—10**	7—00	1—38	1—40	—	0—30	12—58
3	192	0—10	0—15	0—25**	7—00	1—15	1—15	—	0—30	10—50
4	180	—	0—20***	3—00****	—	3—30*****	1—00*****	—	0—30	8—20
5	180	—	2—00	—	7—00	1—00	2—30	—	0—30	13—00
6	174	0—10	0—36	0—29	8—00	1—00	2—10	—	0—30	12—55
<i>Рекомендуемые для крупноразмерных изделий толщиной 20—25 см</i>										
7	175—191	0—12	0—36	1—44	7—30	0—22	1—28	1—30	0—30	13—52
8	175—191	0—10	0—36	1—30	8—00	0—30	1—50	2—00	0—30	14—06
<i>Рекомендуемые для запаривания разрезанных массивов</i>										
9	175—191	0—30	2—00	1—00	7—00	0—30	1—30	—	0—30	14—50
10	175—191	0—30	1—30	1—30	7—00	0—30	1—30	—	0—30	14—50

* Для 102—140° С, ** 140—193° С, *** 20—140° С, **** 140—180° С, *****180—150° С, ***** 150—100° С.

Таблица 2

Содержание в смеси (в % по массе) компонентов удельной поверхностью в см ² /г				Водотвердое отношение	Объемная масса в кг/м ³ и предел прочности при сжатии в кгс/м ² при разных способах формования					
1925	2620	3050	3690		литьевой		виброкомплексный		виброциклический	
					γ ₀	R _{сж}	γ ₀	R _{сж}	γ ₀	R _{сж}
—	100	—	—	0,36	—	—	900	82	780	56
—	—	100	—	0,36	—	—	610	39	620	45
—	—	—	100	0,36	—	—	620	37	630	44
80	—	20	—	0,47	550	44	—	—	—	—
—	70	—	30	0,45	570	41	—	—	—	—
70	—	—	30	0,43	630	49	—	—	—	—
70	—	—	30	0,36	—	—	490	35	—	—
70	—	—	30	0,34	—	—	490	27	—	—
60	—	—	40	0,36	—	—	500	31	—	—
60	—	—	40	0,34	—	—	505	27	—	—
—	60	—	40	0,36	—	—	530	33	—	—
—	80	—	20	0,36	—	—	520	32	—	—
—	70	—	30	0,36	—	—	520	31	—	—
80	—	20	—	0,36	—	—	520	31	—	—
80	—	—	20	0,36	—	—	—	—	540	34
—	70	—	30	0,36	—	—	—	—	545	32
80	—	20	—	0,36	—	—	—	—	595	40

Таблица 3

№ режима автоклавной обработки	$\frac{B}{T}$	Характеристика образцов второго этапа, испытанных на					
		сжатие			растяжение		
		$\gamma, \text{кг/м}^3$	$R_{\text{сж}}, \text{кгс/см}^2$	A	$\gamma, \text{кг/м}^3$	$R_{\text{раст}}, \text{кгс/см}^2$	A_1
Виброциклическое формование							
1а	0,34	720	68	129	—	—	—
1б	0,36	575	33	99	546	4,9	16,5
2	0,36	546	31	104	530	4,5	16
3	0,36	529	31	110	524	4	14,6
4	0,36	527	27	97	529	3,7	13,2
5	0,36	554	36	117	548	3,8	12,7
6	0,34	735	64	118	647	5,4	12,9
Виброкомплексное формование							
1а	0,36	490	35	137	—	—	—
1б	0,36	513	23	87	501	4,4	17,5
2	0,36	494	30	122	469	3,8	17,3
3	0,36	485	31	131	503	4,4	17,45
4	0,36	464	30	139	474	3,9	17,35
5	0,36	545	41	138	513	3,3	12,5
6	0,36	483	24	94	549	4,2	13,9
Формование литьем							
1а	0,47	550	44	146	—	—	—
1б	0,47	496	26	105	512	3,4	13
2	0,47	513	27	102	516	3,4	12,75
3	0,47	553	33	107	568	5,2	16,1
4	0,47	515	28	106	512	2,8	10,65
5	0,47	579	27	80,5	579	4,5	13,4
6	0,47	496	26	105	516	4,1	15,4

Таблица 4

№ режима автоклавной обработки	$\frac{B}{T}$	Характеристика образцов третьего этапа, испытанных на					
		сжатие			растяжение		
		$\gamma, \text{кг/м}^3$	$R_{\text{сж}}, \text{кгс/см}^2$	A	$\gamma, \text{кг/м}^3$	$R_{\text{раст}}, \text{кгс/см}^2$	A_1
Виброциклическое формование							
1а*	0,36	604	52,1	143	576	5,4	16,2
1б	0,36	604	44	121	629	6,1	15,4
2	0,36	620	49,5	129	578	4	12
3	0,36	580	43,9	130	591	4,1	11,7
4	0,36	603	44,1	123	595	4,8	13,5
Виброкомплексное формование							
1а*	0,36	590	48,1	138	588	6,5	18,8
1б	0,36	532	30,5	108	540	4,4	15,1
2	0,36	615	46,7	123	590	6,4	18,7
3	0,36	575	41,3	125	595	5,4	15,2
4	0,36	600	39,8	111	583	4,9	14,4
Формование литьем							
1а*	0,46	578	30,4	91	593	4,9	13,8
1б	0,46	612	34	91	558	4,7	15,1
2	0,46	575	30,7	93	590	5,4	15,5
3	0,46	639	43,1	106	651	6,2	14,4
4	0,46	640	32,1	78,4	621	4,8	12,4

* Для образцов, пропаренных по этому режиму, применялась негашеная известь активностью 55% и удельной поверхностью 6450 см²/г. Для остальных — с 80%-ной активностью.

этапе. В третьем этапе смесь состояла (в % от массы) из:

сланцевого портландцемента—42,861;
негашеной извести—4,25;
песка с карьера Мяннику—52,8;
алюминиевой пудры ПАК-3—0,089;
20%-ного водного раствора сульфанола—75 мл/м³.

Физико-химические свойства газобетонных образцов, прошедших автоклавную обработку, приведены в табл. 3 и 4. По данным этих таблиц произведена оценка эффективности автоклавной обработки. Режимы, гарантирующие получение газобетона с коэффициентами конструктивного качества $A = \frac{R_{\text{сж}}}{\gamma^2} > 105$ и $A_1 = \frac{R_{\text{раст}}}{\gamma^2} > 14,6$, являются предпочтительными.

Для газобетона, изготовленного по виброкомплексной технологии, более эффективны режимы 1а, 1б, 2 и 3 (табл. 1), по вибрационной — 1а и 1б, а по литьевой технологии — 3 и 6.

Чтобы снизить удельный расход пара (для газобетона $\gamma_0 = 550 \div 700 \text{ кг/м}^3$) до 200 кг/м^3 , необходим перепуск его в соседний автоклав по циклограмме, составленной с учетом того, чтобы коэффициент равномерности подачи пара был невысоким. Удовлетворительными являются режимы 1а, 1б, 2, 5 и 6.

Режим 7 близок к режимам 1, 2, а режим 8 — к режимам 1а, 1б, и 6 с уточнением стадий автоклавной обработки в связи с перепуском пара (продувка, последующий прогрев до максимальной температуры, снижение температуры после изотермического прогрева) и включением вакуумирования при снижении давления. Режим 7 относится к случаю, когда начальная температура изделия близка к 30°C, а режим 8 — к 80°C. Продолжительность изотермического прогрева может быть иная в зависимости от состава смеси, объемной массы ячеистого бетона, количества работающих автоклавов и данных циклограммы. Вакуумирование применяется при этих режимах при запаривании крупноразмерных изделий.

При автоклавной обработке разрезанных на изделия крупных массивов (например, $6 \times 1,5 \times 0,6 \text{ м}$ или $6,61 \times 1,69 \times 1,6 \text{ м}$) рекомендуются режимы 9 и 10 с более продолжительным удалением воздуха из автоклава.

Швы, образовавшиеся при разрезке сырого массива большой толщины (например, $600 \times 150 \times 60 \text{ см}$) на изделия толщиной 20—25 см, определяют направление скалывающих и растягивающих усилий, возникающих в результате температурно-влажностных перепадов.

Продолжительность цикла автоклавной обработки (с перепуском пара в соседний автоклав) изделий из ячеистого бетона или силиката объемной массой $500 \div 650 \text{ кг/м}^3$ не должна быть более 13—14 ч, а при запаривании большиеразрезанных массивов — более 15—15,5 ч. В случае выпуска пара из автоклава в паросборник или в атмосферу при обработке газобетона объемной массой $300 \div 450 \text{ кг/м}^3$ продолжительность автоклавной обработки не должна превышать 12—10 ч.

Способы улучшения свойств газобетона на полевошпатовом песке

Кандидаты техн. наук С. Н. ЛЕВИН, А. А. ВОРОБЬЕВ, П. А. РОЙЗМАН

Использование полевошпатовых песков в производстве конструктивно-теплоизоляционных ячеистых бетонов ограничивается вследствие недостаточной морозостойкости этих материалов [1—2].

Институтом ВНИИЖелезобетон совместно с Темиртаусским комбинатом «Промстройиндустрия», выпускающим газобетонные изделия на полевошпатовых песках, проведены работы по установлению оптимальных технологических параметров производства вибрированного газобетона $\gamma=700 \text{ кг/м}^3$.

Так как в применяемом песке содержится около 20% зерен размером более 10 мм, то для исследований использовался песок, освобожденный от этих фракций и измельченный до удельной поверхности $2300 \text{ см}^2/\text{г}$. В качестве вяжущего применялись шлакопортландцемент и известь-кипелка, размолотая до удельной поверхности $5500 \text{ см}^2/\text{г}$.

Газобетонную смесь готовили в вибромешалке, а затем на виброплощадке специальной конструкции формовали образцы из газобетона для определения прочности (на сжатие, растяжение и изгиб), водопоглощения и морозостойкости. Одновременно из этих же газобетонных смесей виброформовались образцы для изучения на рычажном коническом пластометре конструкции МГУ кинетики нарастания пластической прочности газобетонной массы во времени. После виброформования пластическая прочность газобетонной массы интенсивно увеличивается и через 20—30 мин достигает величины, необходимой для подрезки и снятия «горбушки».

Следует указать, что при формовании на комбинате изделий по литьевой технологии созревание газобетонной массы наступает примерно через 5 ч после формования. В связи с этим требуются дополнительные производственные площади и большой парк форм. Кроме того, для предупреждения оседания ячеистой массы необходимо вводить добавки — ускорители схватывания, так как при формовании изделий по литьевой технологии используются смеси текучестью (по вискозиметру Суттарда) примерно равной 26 см, тогда как текучесть смеси при вибрационной технологии не превышает 12 см. Это является одним из основных преимуществ вибротехнологии, позволяющей применять высоковязкие ячеистые смеси с малой текучестью, что обеспечивает значительное повышение физико-механических показателей вибрированного газобетона.

При виброформовании межпоровые перегородки получают более плотными и прочными, а сами поры более равномерно распределяются в объеме газобетона [3, 4].

Характер зависимости прочности вибрированного газобетона от состава смеси показан на рис. 1. При отношении кремнеземистого компонента к вяжущему, равном единице, и доле извести в вяжущем

равной 0,1, прочность газобетона максимальна; с уменьшением соотношения между кремнеземистым компонентом и вяжущим она снижается. Происходит это из-за увеличения в системе «цемент-известь-песок-вода» содержания высокоосновных гидросиликатов кальция и несвязанной извести, а также из-за уменьшения микро- и макропористости газобетона.

По сравнению с литьевой технологией прочность вибрированного газобетона увеличивается в среднем на 12%, а расход вяжущего уменьшается при-

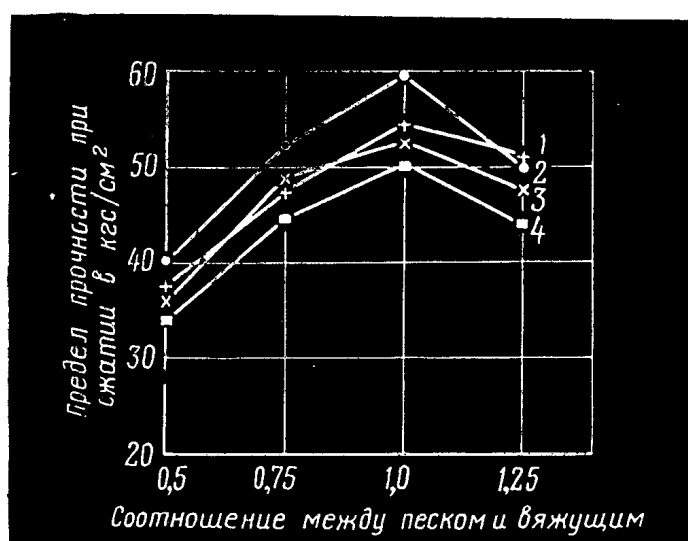


Рис. 1. Изменение прочности вибрированного газобетона различного состава от доли извести в вяжущем — n
1 — $n=0$; 2 — $n=0,1$; 3 — $n=0,2$; 4 — $n=0,3$

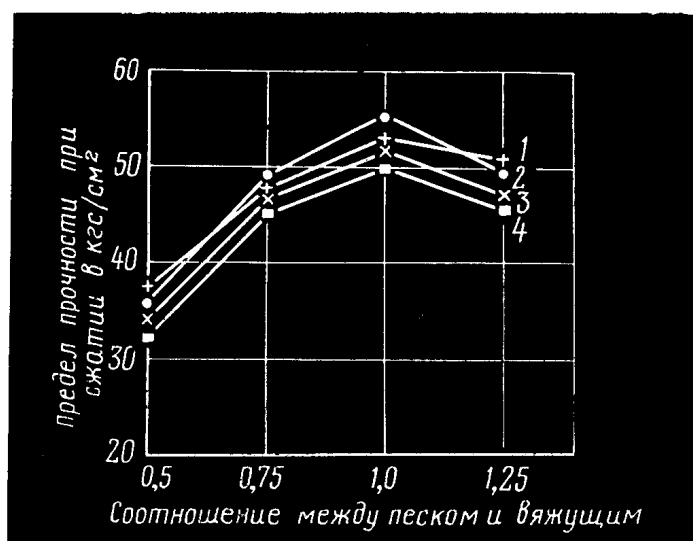


Рис. 2. Изменение прочности вибрированного газобетона различного состава от доли известняка в вяжущем — m
1 — $m=0$; 2 — $m=0,1$; 3 — $m=0,15$; 4 — $m=0,2$

мерно на 10%. Его можно снизить еще значительно, если в состав вводить тонкомолотые карбонатные добавки.

Из рис. 2 видно, что при введении в составы газобетона взамен 10% цемента такого же количества тонкомолотого известняка прочность газобетона увеличивается в среднем на 8%. При изготовлении газобетона без тонкомолотого известняка газобетон достигает максимальной прочности при расходе вяжущего 315 кг/м³, тогда как с карбонатной добавкой такую же прочность газобетона можно получить при расходе вяжущего 267 кг. Тонкомолотые карбонатные добавки оказывают благоприятное влияние на микро- и макроструктуру газобетона. Кроме того, как показывают рентгенограммы, в продуктах гидротермального твердения газобетона увеличивается содержание низкоосновных гидросиликатов кальция типа CSH (В) (повышается степень гидратации вяжущего).

Введение тонкомолотых карбонатных добавок оказывает положительное влияние на физико-технические свойства вибрированного газобетона. Так, для газобетона с оптимальной добавкой тонкомолотого известняка предел прочности на растяжение при раскалывании и изгибе увеличивается в среднем на 15—20%.

При оптимальной дозировке тонкомолотого известняка улучшаются показатели водопоглощения. По-видимому, микропористость газобетона уменьшается из-за понижения водопотребности газобетонной смеси, так как тонкомолотый известняк имеет значительно меньшую водопотребность, чем цемент (см. таблицу).

Материалы	Удельная поверхность в см ² /г	Нормальная густота теста в %
Цемент	2980	25,5
Известняк	2400	18,25
»	4500	19,75
»	6000	21,25
»	8000	25

При оптимальной дозировке тонкомолотого известняка коэффициент морозостойкости газобетона после 35 циклов попеременного замораживания и оттаивания увеличивается, а потери массы умень-

шаются. Введение карбонатных добавок приводит к увеличению коэффициента морозостойкости с 0,81 до 0,92 и уменьшению потерь массы с 2,3 до 0,93%.

Таким образом, при замене в составе газобетона до 10% шлакопортландцемента тонкомолотой добавкой известняка физико-технические свойства бетона — предел прочности на растяжение при раскалывании и изгибе, водопоглощение, коэффициент размягчения и морозостойкость — улучшаются, а себестоимость снижается. Введение добавок можно осуществлять на всех действующих заводах ячеистых бетонов при малых затратах на оборудование (транспортирование и помол добавок производится на технологической линии переработки песка).

Выводы

Применение вибротехнологии при изготовлении ячеистых бетонов на основе шлакопортландцемента и полевошпатовых песков является одним из наиболее эффективных средств повышения их морозостойкости.

Введение в состав автоклавных ячеистых бетонов тонкомолотых карбонатных добавок из отходов, образующихся при дроблении и сортировке карбонатных пород на карьерах нерудных строительных материалов, на щебеночных и известковых заводах, позволяет повысить физико-технические свойства ячеистых бетонов и снизить их себестоимость.

Величина добавки тонкомолотых карбонатных отходов устанавливается в зависимости от вида вяжущего и кремнеземистого компонента.

При использовании шлакопортландцемента и полевошпатовых песков доля карбонатных добавок в вяжущем должна составлять не более 0,1, т. е. в составе бетона до 10% цемента можно заменять тонкомолотыми карбонатными добавками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Виноградов Б. Н. Сырье для производства автоклавных силикатных бетонов. Стройиздат, 1966.
2. Бутт Ю. М., Близняк Н. И. Труды Алма-Атинского государственного научно-исследовательского института строительных материалов, № 5(7), 1963.
3. Хигерович М. И., Левин С. Н., Меркин А. П. Изготовление силикатных газобетонных изделий методом виброиспучивания. «Строительные материалы», 1959, № 9.
4. Левин С. Н., Амханцки Г. Я., Меркин А. П. Вибрационные воздействия в технологии газобетона и газосиликата. «Строительные материалы», 1963, № 5.

Анкерные узлы опирания стеновых панелей из ячеистого бетона

Инж. Г. С. КОБРИНСКИЙ

Анкерные крепления могут применяться для устройства узлов крепления, узлов соединения и узлов опирания (подвески) крупноразмерных стеновых панелей в зданиях различного назначения, а также для соединения исходных элементов при укрупнительной сборке составных панелей.

Крепежные детали целесообразнее устанавливать в готовые стеновые ячеистобетонные панели после их атоклавной термообработки, фрезерования, калибровки и отделки.

Опорные столики, имеющие на конце анкерные элементы, замоноличиваются в анкерных полостях конусной или грушевидной (криволинейной) формы с уширением в глубь панели.

В узлах опирания анкерную полость лучше располагать вдоль направления горизонтального отрывающего усилия, действующего перпендикулярно плоскости наружной стены. При этом замоноличиваемый анкерный элемент должен иметь достаточную жесткость для восприятия изгибающего момента от вертикального усилия, что обеспечивается изготовлением его объемным — круглого, коробчатого или иного сечения. Такие элементы могут быть изготовлены из отрезков холоднотянутых или холоднокатаных стандартных труб.

Возможны различные конструктивные варианты узлов опирания с консольным опорным столиком с замоноличенным отрезком трубы, опирающимся непосредственно на закладную деталь перекрытия, с опорным уголком, приваренным к трубчатому анкерному элементу, и т. п.

Для повышения несущей способности узла опирания в нем могут быть использованы по два и более анкерных крепления с изолированной или спаренной связью. Изолированная связь устанавливается и замоноличивается в каждом креплении раздельно и работает независимо от смежных креплений. В узлах опирания со спаренной связью (рис. 1) анкерные крепления работают совместно.

Показанный на рис. 1 узел опирания запроектирован применительно к навесным панелям 9—16-этажных каркасных общественных зданий серии ИИ-16Г-06, разработанных институтом Латгипрогорстрой Госстроя Латвийской ССР совместно с НИИЖБ Госстроя СССР.

Панели наружных стен из виброгазобетона с объемной массой 700 кг/м^3 и проектной маркой 35 кгс/см^2 изготавливаются по горизонтальной резательной технологии, освоенной на Вангажском заводе ЖБК № 1 Минпромстройматериалов Латвийской ССР. Каждая панель имеет два узла опирания и два верхних узла крепления.

Замоноличивание связей в анкерных полостях производится на заводе-изготовителе до отделки панели. В процессе монтажа выступающий из панели консольный конец металлической связи (опорный уголок) крепится к закладной детали перекрытия или прогона.

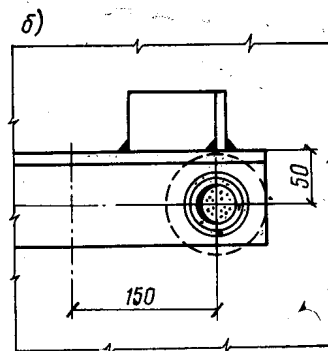
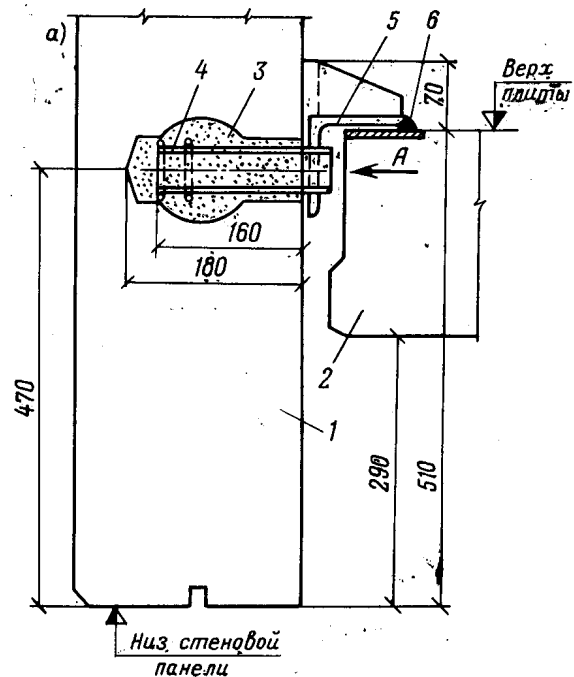
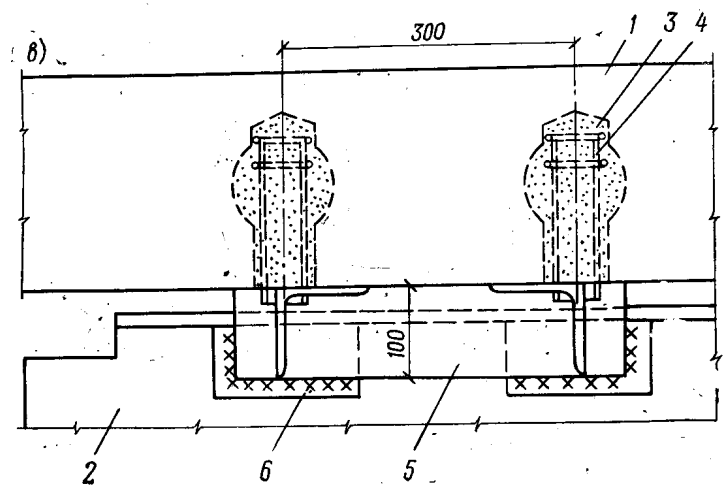


Рис. 1. Узел опирания навесной стеновой панели со спаренными анкерными креплениями

а — разрез; б — вид по стрелке А; 1 — навесная стеновая панель; 2 — плита перекрытия; 3 — анкерная полость; 4 — замоноличенный анкер (трубка); 5 — консольная опорная площадка анкера; 6 — закладная деталь в плите перекрытия



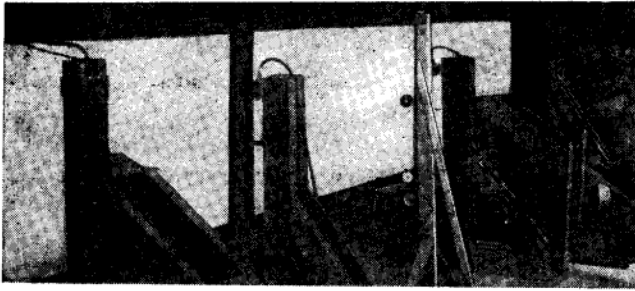


Рис. 2. Испытание на косоу изгиб навесной стеновой панели с анкерными замоноличенными узлами опирания

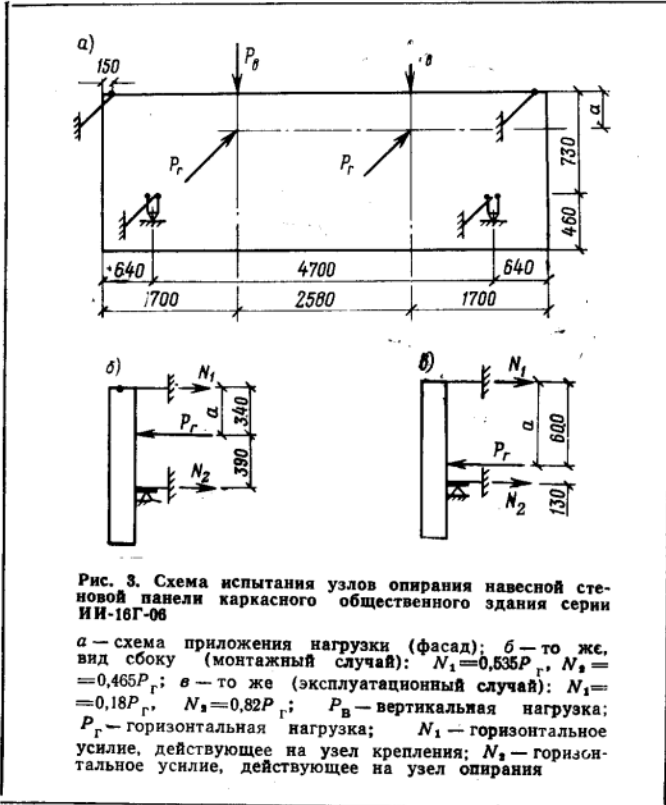


Рис. 3. Схема испытания узлов опирания навесной стеновой панели каркасного общественного здания серии ИИ-16Г-06

а — схема приложения нагрузки (фасад); б — то же, вид сбоку (монтажный случай); $N_1 = 0,535P_r$; $N_2 = 0,465P_r$; в — то же (эксплуатационный случай); $N_1 = 0,18P_r$; $N_2 = 0,82P_r$; P_v — вертикальная нагрузка; P_r — горизонтальная нагрузка; N_1 — горизонтальное усилие, действующее на узел крепления; N_2 — горизонтальное усилие, действующее на узел опирания

Узлы опирания рассчитаны на одновременное восприятие вертикального и горизонтального усилий. Подсчет усилий, действующих на узлы опирания стеновой панели Н-60-12, произведен в НИИЖБе (табл. 1) с учетом того, что в глухом участке стены узел опирания воспринимает вес четырех рядов панелей.

Таблица 1

Вид усилия	Усилия, действующие на узел опирания, в кгс			
	в глухом участке стены		в остекленном участке стены	
	горизонтальное	вертикальное	горизонтальное	вертикальное
Нормативное	510	3280	915	510
Расчетное	615	3600	1100	560

На косоу изгиб при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок испытано шесть панелей длиной 5980, высотой 1180 и толщиной 240 мм. Средняя фактическая марочная прочность ячеистого бетона испытываемых панелей была 21,1 кгс/см² при проектной марке 35 кгс/см². Средняя фактическая марочная прочность ячеистого бетона с учетом влажности (около 19% по весу) равнялась 18,9 кгс/см², а средняя фактическая призматическая прочность с учетом влажности — 15,2 кгс/см².

Испытания панелей проводились на специальном стационарном стенде (рис. 2), причем имитировалось воздействие наихудшего сочетания усилий для остекленного участка стены.

Порядок загрузки панелей был следующий. Вначале панели загружались расчетной вертикальной, а затем горизонтальной нагрузками. Последняя прикладывалась этапами, равными 62,5 кг на домкрат.

Горизонтальное усилие перераспределялось между верхними узлами крепления и нижними узлами опирания (рис. 3) обратно пропорционально расстояниям по прямой от уровня приложения усилия до уровней прикрепления.

Во время испытаний прогибомерами Аистова измерялись деформации узлов крепления (с учетом податливости опор), а мессурами — деформации узлов опирания панели. Кроме того, при загрузке отмечалось появление и раскрытие трещин в районе расположения узлов. Результаты испытаний приведены на рис. 4.

В панелях П-6 и П-7 после разрушения узлов крепления произведено дальнейшее испытание узлов опирания с целью выяснения их несущей способности. Фактические разрушающие нагрузки (горизонтальные) и расчетные несущие способности узлов опирания панелей серии ИИ-16Г-06 приведены в табл. 2.

В процессе испытания узлов опирания были замечены следующие особенности деформаций узлов опирания (т. е. вытягивания закладной детали) относительно панели в зависимости от роста нагрузки

Таблица 2

Номер панели и узла	Фактическая разрушающая нагрузка $N_{\text{факт}}^{\text{разр}}$	Расчетная несущая способность $N_{\text{пр}}$	Фактическое предельно допустимое усилие $N_{\Delta}^{\text{факт}}$	Предельное усилие по деформативности N_{Δ}	$N_{\text{пр}}$	$N_{\text{факт}}^{\text{разр}}$	N_{Δ}
					$N^{\text{р}}$	$N^{\text{р}}$	$N^{\text{н}}$
П-6 (М-1)	1320	1080	1130	1720	0,98	1,2	1,87
П-6 (М-2)	—	—	840	1280	—	—	1,4
П-7 (М-1)	1750	1370	1960	2880	1,24	1,59	3,14
П-7 (М-2)	—	—	1545	2280	—	—	2,48

Примечание. $N_{\text{пр}} = N_{\text{факт}}^{\text{разр}} \cdot \frac{R_{\text{мин}}}{R_{\text{факт}}}$ ($R_{\text{мин}} = R K_{\text{б.с}}$, где $K_{\text{б.с}}$ — коэффициент однородности ячеистого бетона по прочности на сжатие); $N_{\Delta} = N_{\Delta}^{\text{факт}} \cdot \frac{0,85 R}{R_{\text{факт}}}$

на узел. В панели № 6 с ростом нагрузки деформации узла М-2 постоянно росли, что свидетельствует о постепенном вытягивании закладной детали. В узле М-1 той же панели картина деформирования характеризовалась тем, что при достижении определенной величины (максимума) кривая деформаций меняет знак. Это свидетельствует о том, что вытягивается не только закладная часть, но и бетонный конус скалывания вместе с ней. Аналогичная картина наблюдалась при испытании панели № 7. Деформации узлов ее крепления М-1 и М-2 на определенном этапе (при $N > 1600$ кгс) значительно уменьшились в росте, что также свидетельствует об образовании конуса выкалывания. Дальнейший рост нагрузки вызывал раскрытие внутренних трещин по поверхности конуса (рис. 4).

При достижении некоторой величины нагрузки трещины по поверхности конуса выкалывания выходили на поверхность панели, захватывая сравнительно большой участок панели (примерно 80×80 см). После окончания испытаний и отделения конуса было обнаружено, что угол наклона образующей конуса к вертикали составил примерно $45-50^\circ$ под сеткой, а над сеткой произошло отслоение защитного слоя толщиной $25-30$ мм. Видимый конус выкола включал в себя в основном защитный слой бетона. Это вызывалось тем обстоятельством, что рабочая арматура, вовлекаемая в работу закладной частью, смещалась и способствовала отслоению защитного слоя. Несмотря на то что после образования видимого конуса выкалывания узел опирания способен нести нагрузку, за разрушающую нагрузку принят этап, предшествующий образованию конуса.

Прочность узлов опирания вполне достаточна, поскольку отношение $\frac{N_{пр}}{N^p} > 1$. При этом деформативность узлов опирания оказалась значительно ниже допустимой, так как N_{Δ} больше N^p в среднем в 2,2 раза (табл. 2).

Испытания доказали достаточную несущую способность и жесткость анкерных замоноличенных узлов опирания навесных стеновых панелей с фактической марочной прочностью $R_{факт}$, равной $18,9$ кгс/см². Это близко к минимальной прочности ячеистого бетона, определяемой с учетом коэффициента однородности $K_{б.с} = 0,45$ $R_{мин} = 15,7$ кгс/см².

Испытания узлов опирания на действие только вертикальной срезающей нагрузки, действующей в глухом участке стены (см. табл. 1), показали, что разрушения узла наступают при нагрузках порядка 5 т на узел. Расчетная несущая способность узла крепления при действии вертикальной нагрузки превосходит величину расчетного усилия $N^p = 3600$ кгс в 1,7—2,2 раза. Следовательно, испытанный узел опирания обладает достаточным запасом

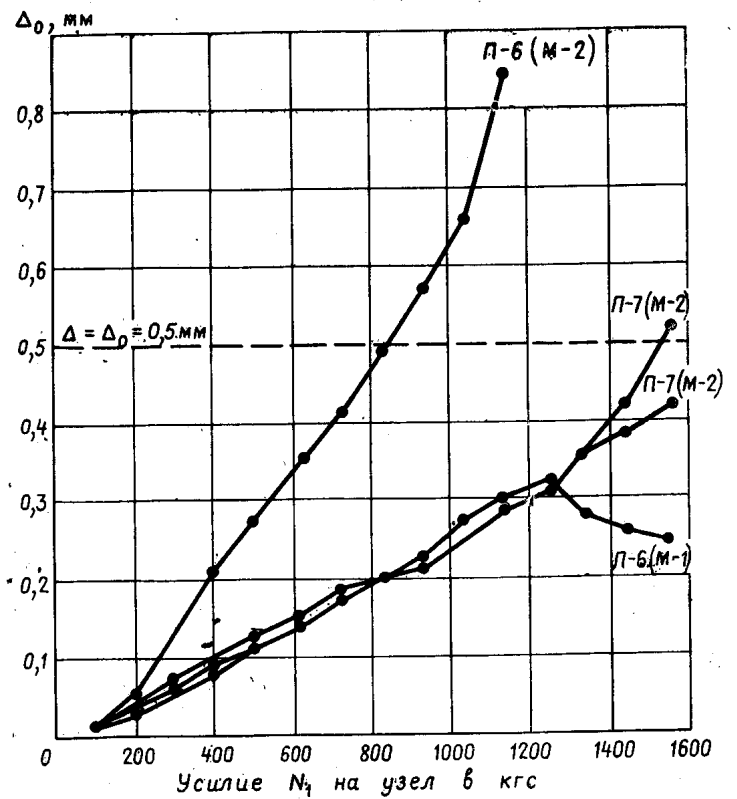


Рис. 4. Зависимость деформативности узлов опирания панелей от горизонтальной растягивающей нагрузки

прочности при восприятии горизонтальных и вертикальных расчетных усилий.

Узлы опирания испытанной конструкции нашли массовое применение на заводе ЖБК № 1 МПСМ Латвийской ССР при производстве навесных стеновых панелей общественных зданий серии ИИ-16Г-06.

Аналогичные по конструктивному решению анкерные замоноличенные узлы опирания с одиночными или двойными креплениями могут найти успешное применение в навесных панелях общественных зданий с унифицированным каркасом ИИ-04 и в панелях жилых и производственных зданий.

Лабораторией ячеистых бетонов и конструкций НИИЖБ Госстроя СССР при участии ВНИИЖелезобетона Минпромстройматериалов СССР в 1970 г. разработаны «Рекомендации по проектированию и устройству анкерных и нагельных креплений в стыковых соединениях конструкций из ячеистого бетона», которые содержат данные по проектированию, расчету, устройству, контролю качества и испытаниям анкерных и нагельных креплений.

Рекомендации предназначены для использования в проектных, научно-исследовательских и строительных организациях, а также на заводах — изготовителях конструкций из ячеистого бетона.

Взаимодействие ячеистобетонных несущих стен и перекрытий в платформенном стыке

Инж. Г. В. КОСАЯ (ЛенЗНИИЭП)

Взаимодействие конструктивных элементов при их работе в здании представляет интерес в связи с тем, что в платформенных стыках крупнопанельных домов с несущими стенами и перекрытиями из ячеистого бетона отсутствует избыточная прочность.

С целью приближения условий работы стыка к натурным в ЛенЗНИИЭП были проведены испытания 9 платформенных стыков с перекрытиями в натуральную величину¹ и 40 узлов, собранных из фрагментов стен и перекрытий.

Ставилась задача выявить влияние местной концентрации напряжений при изгибе перекрытий на прочность узла, а также степень повышения жесткости перекрытий при защемлении их стенами применительно к 5-этажным домам с широким шагом поперечных несущих стен.

Испытывались крупноразмерные образцы (перекрытия размером $6 \times 0,7 \times 0,24$ и $4 \times 0,7 \times 0,24$ м, стеновые блоки величиной $2 \times 0,7 \times 0,24$ м), изготовленные промышленным способом на Автовском ДСК-3 г. Ленинграда из автоклавного газобетона (рис. 1).

Стеновые элементы имели каркасное армирование по контуру. Панели перекрытий армировались нижней сеткой с рабочими стержнями $\varnothing 10$ А-III, шагом 150 мм и верхней противоусадочной сеткой $\varnothing 3$ В1 с ячейкой 160×250 мм. Часть испытанных перекрытий имела местное армирование на опоре (см. таблицу).

Прочность раствора швов, как правило, значительно превышала призменную прочность материала стен и перекрытий и поэтому колебания ее не отражались на несущей способности стыков. Один из узлов (У-27) был собран на растворе нулевой прочности для оценки ее влияния на работу стыка и степень заделки перекрытия.

¹ Испытания проводились при участии инженеров Ж. Б. Соловья, В. Э. Бокмана, А. И. Раскина.

В процессе испытания измерялись: вертикальные перемещения перекрытий в пролете и на опорах; горизонтальные перемещения в трех точках по высоте стенового блока; продольные деформации элементов стен, перекрытий и швов; углы поворота перекрытий у свободноопертых и защемленных опор.

Местные деформации стен в зоне опирания на них перекрытий фиксировались с помощью электротензодатчиков. Загрузка стен производилась 200-тонным гидравлическим прессом ступенями, равными весу одного этажа здания, вплоть до разрушения; перекрытия загружались до нормативной нагрузки чугунными штучными грузами после первой ступени загрузки стен.

Для достижения максимальной степени защемления панелей перекрытия в одном из узлов (У-11) нагрузка на перекрытия была подана только после приложения нагрузки на стену, эквивалентной весу 5-этажного дома.

Все узлы показали достаточную для 5-этажных домов прочность, обеспечивающую величину нормируемого ГОСТ 8829—66 коэффициента $C \geq 1,8$, за исключением узла У-27, собранного на растворе нулевой прочности.

Из таблицы следует, что местное армирование панелей перекрытий в опорной зоне благоприятно сказалось на относительной прочности узла. Сетчатое местное армирование позволило добиться максимальной прочности стыка, при этом в момент разрушения не наблюдалось раздробления бетона перекрытий на опоре, которое имело место в узлах с перекрытиями без местного армирования и с рабочей опорной арматурой по верху панели.

При анализе результатов испытаний не обнаружено снижения несущей способности стыков, связанного с поворотом перекрытий. Прочности узлов, собранных с фрагментами перекрытий и с панеля-

Метка узла	Местное армирование перекрытий на опоре	Объемная масса $\gamma_{\text{сух}}$, кг/см ³		Контрольная характеристика $R_{\text{сух}}$, кгс/см ²		Кубиковая прочность с.вл. $R_{\text{куб}}$, кгс/см ²		Применная прочность $R_{\text{пр}}$, кгс/см ²	Прочность раствора R_p , кгс/см ²	Фактическая разрушающая нагрузка $R_{\text{разр}}$, т/м	Предел прочности узла $R_y = \frac{P_{\text{разр}}}{F}$, кгс/см ²	Относительная прочность узла $R_y = \frac{R_{\text{пр}}}{R_p}$	Коэффициент $C = \frac{P_{\text{разр}}}{P_{\text{расч}}}$
		стен	перекрытия	стен	перекрытия	стен	перекрытия						
У-11	Нет	711	806	88,2	65	70,5	52	48	103	51,4	21,4	0,45	2,45
У-12	»	711	806	88,2	65	70,5	52	48	66	44,4	18,5	0,39	1,84
У-15	»	711	806	88,2	65	70,5	52	48	100	44,4	18,5	0,39	2,11
У-25	Опорная арматура $\varnothing 6$ А-I, $l = 1000$ мм, шаг 200 мм	728	728	35	35	23,7	23,7	21,9	41	41,5	17,3	0,79	1,98
У-26	То же	711	711	38	38	24,9	24,9	23	154	38,6	16,1	0,7	1,84
У-27	Местная гнутая сетка $\varnothing 5$ В-I с ячейкой 100×100 мм в двух уровнях	769	769	55,6	55,6	38,2	38,2	35,4	0	25,5	15,2	0,43	1,21
У-28	То же	769	769	55,6	55,6	38,2	38,2	35,4	101	38,5	22,9	0,65	1,86
У-29	»	769	769	55,6	55,6	38,2	38,2	35,4	93	42,8	25,4	0,72	2,04
У-30	»	769	769	55,6	55,6	38,2	38,2	35,4	179	42,1	25,1	0,71	2

ми перекрытий в натуральную величину, при одинаковом местном армировании аппроксимируются одной и той же зависимостью. Очевидно, при изгибе перекрытий за счет повышенной деформативности ячеистого бетона происходит перераспределение усилий в опорной зоне.

Испытания позволили оценить влияние заделки перекрытий в стены на форму их изгиба. За критерий оценки степени защемления был принят «коэффициент защемления», представляющий собой отношение фактического изгибающего момента в опорном сечении перекрытия к опорному изгибающему моменту перекрытия с полностью защемленной опорой.

Для приближенной оценки степени заделки перекрытий фактический изгибающий момент на опоре вычислялся по формулам строительной механики с учетом снижения жесткости панелей, обусловленного трещинообразованием.

Истинная жесткость панелей перекрытия определялась экспериментальным путем: перед сборкой узла они проходили цикл загрузки нормативной нагрузкой по балочной схеме и на основании замеренных прогибов вычислялась жесткость перекрытий с учетом трещинообразования, которая и использовалась при выражении опорного изгибающего момента на основании формулы перемещений:

$$\Delta_{ip} = \Sigma \int \frac{M_i M_p dS}{FJ}.$$

Исходным при этом служил прогиб в середине пролета перекрытия, вычисляемый по способу Верещагина путем перемножения эпюры моментов от внешней нагрузки на эпюру моментов от единичной силы, приложенной по направлению перемещения в основной системе. Искомый опорный момент причислялся в этом случае к внешним нагрузкам.

Опустив математические выкладки и их простейшие преобразования, прогиб выражаем формулой

$$f_i = \frac{l^3}{EJ} \left(\frac{5M}{48} - \frac{M_B}{16} \right), \quad (1)$$

откуда после подстановки значения $EJ=B$:

$$M_B = \frac{16B}{l^3} \left(\frac{5Ml^3}{48B} - f \right), \quad (2)$$

или

$$M_B = \frac{16B}{l^3} (f_0 - f), \quad (3)$$

где M — пролетный изгибающий момент свободноопертого перекрытия;

M_B — опорный изгибающий момент частично защемленной панели перекрытия;

B — жесткость панели перекрытия;

l — расчетный пролет перекрытия;

f_0 — прогиб в середине пролета свободноопертого перекрытия;

f — прогиб в середине пролета частично защемленного перекрытия.

Величина опорного момента по формуле (3) подсчитывается по замеренным прогибам с учетом вертикального перемещения свободной опоры от осадки под нагрузкой и защемленной опоры — от деформации стенового блока, растворного шва и перемещения подушки пресса при испытании.

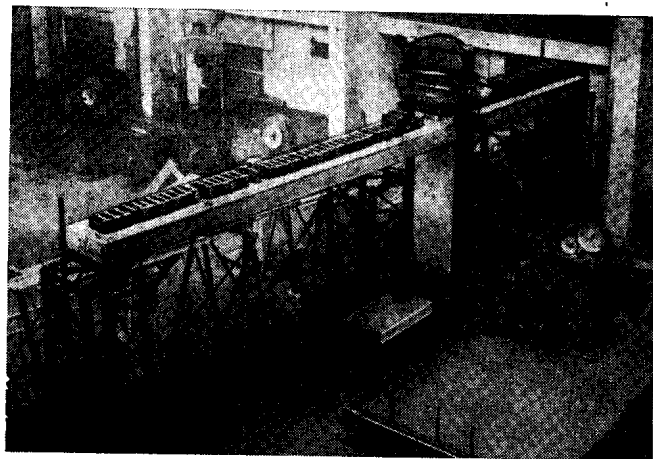


Рис. 1. Испытание платформенного стыка с перекрытиями в натуральную величину

Для контроля опорный изгибающий момент вычислялся также по замеренным поворотам свободной и защемленной опор перекрытия по формулам, выведенным аналогично формуле (2):

$$M_B = \frac{6B}{l} \left(\frac{q l^3}{24B} - \Phi_A \right); \quad (4)$$

$$M_B = \frac{3B}{l} \left(\frac{q l^3}{24B} - \Phi_B \right), \quad (5)$$

где Φ_A и Φ_B — углы поворота свободной и защемленной опор перекрытия;

q — равномерно распределенная нагрузка на перекрытие.

Расхождения в значении M_B , полученном по формулам (3) — (5), не превышали 10% при уровне эксплуатационных нагрузок.

Величина коэффициента защемления перекрытий длиной 6 м колебалась от 0,1 до 0,3, возрастая лишь при увеличении нагрузки на стену, до величины, равной 0,2 от разрушающей. В дальнейшем коэффициент оставался постоянным вплоть до нагрузки, составляющей 0,8 от разрушающей, после чего наблюдалось некоторое снижение степени защемления.

На основании замеренных деформаций были вычислены пролетные изгибающие моменты перекрытий, частично защемленных стенами на обеих опо-

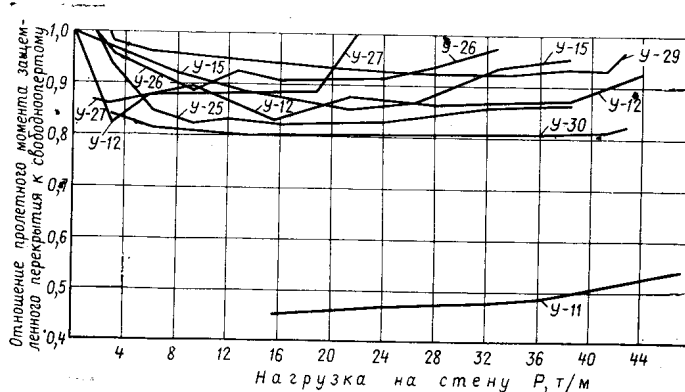


Рис. 2. Зависимость пролетного изгибающего момента в защемленном на обоих концах перекрытий от нагрузки на стену

рах. Отношение их в зависимости от величины нагрузок на стены к максимальным изгибающим моментам свободноопертых перекрытий приведено на рис. 2. Как видно из графика, в узле У-11, испытанном по отличной от других узлов методике, защемление на опорах проявилось в наибольшей степени, несмотря на отсутствие рабочей арматуры на опоре.

В среднем снижение пролетного изгибающего момента за счет заделки перекрытий в стены составляет 10—15%. Однако наблюдаемый при различных условиях монтажа разброс величины коэффициента защемления заставляет воздержаться от рекомендации понизить количество пролетной рабочей арматуры в панелях, сохранив резерв повышения жесткости перекрытий.

Анализ взаимодействия несущих стен и перекрытий при их платформенном опирании свидетельствует о том, что специального армирования панелей стен для восприятия напряжений от поворота перекрытий не требуется.

Противоусадочные сетки в верхней зоне перекрытий препятствуют раннему трещинообразованию; дополнительную опорную арматуру по верху перекрытий водить не следует, так как степень защемления панелей определяется в основном другими факторами.

Оптимальное местное армирование перекрытий короткими гнутыми сетками на опоре, рекомендованное на основании исследований для проектирования, было реализовано при строительстве экспериментальных домов.

УДК 691-413:420.191.33

Повышение трещиностойкости ячеистобетонных стеновых панелей жилых домов

Канд. техн. наук В. Х. КУРШПЕЛЬ (Уральский ПромстройНИИпроект), инж. В. П. ТАГИНЦЕВ
(Свердловский завод ЖБИ им. Ленинского комсомола)

В течение ряда лет в цехе ячеистого бетона Свердловского завода ЖБИ им. Ленинского комсомола проводились наблюдения за трещинообразованием в газозлобетонных панелях размером на комнату домов серии 1-486.

Армирование панелей согласно типовому проекту осуществляется сварными сетками. Плоские сетки располагаются вдоль простенков и перемычек, пересекаясь в углах, где связываются друг с другом вязальной проволокой (рис. 1, а).

Во время изготовления в панелях нередко возникают трещины; причем трещины механического происхождения, как правило, получают значительно большее раскрытие, чем технологические, и поэтому более опасны.

Для полноты анализа материалы наблюдений за развитыми механическими трещинами подвергнуты статистической обработке, результаты которой приведены в табл. 1.

Средняя ширина раскрытия механических трещин близка к предельной, равной 0,2 мм, что свидетельствует о низкой трещиностойкости панелей при изготовлении.

На рис. 2, а показаны экспериментальные кривые распределения ширины раскрытия трещин в панелях с сеточным армированием; там же дана кривая нормального распределения, построенная на основании опытных данных. Кривые распределения имеют ярко выраженную положительную асимметрию, свидетельствующую о преобладании вариантов с малыми значениями. Наибольшая высота экспериментальных кривых соответствует среднему значению ширины раскрытия трещин 0,1 мм, тогда как вершина кривой нормального распределения имеет ординату 0,16 мм.

Таким образом, механические трещины, возникающие при изготовлении панелей, вызывают увели-

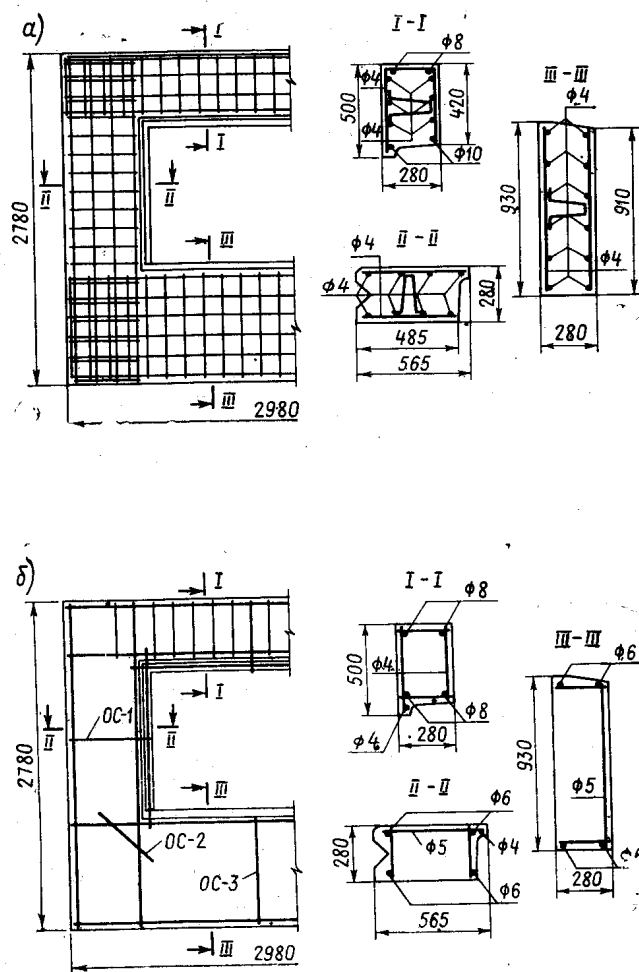


Рис. 1. Схема армирования стеновой панели с большим оконным проемом
а — плоскими сетками; б — объемными каркасами; ОС-1, ОС-2, ОС-3 — стержни

чение брака выпускаемой продукции, а сеточное армирование не обеспечивает трещиностойкость панелей от действия механических нагрузок.

Уральским Промстройниипроект совместно со Свердловским заводом ЖБИ им. Ленинского комсомола проведена работа по повышению трещиностойкости ячеистобетонных панелей. Предложено изменить конструкцию армирования. Вместо плоских сеток, армирующих лишь участки панелей, применены объемные каркасы, сваренные из плоских элементов (рис. 1, б). В принятой схеме армированная часть плоских каркасов располагается по периметру панелей, образуя замкнутый контур. Остальные размещаются внутри этого контура, создавая заполнение. Внутренние каркасы проходят через всю панель от одного бокового каркаса к другому и от верхнего каркаса к нижнему. Укрупнительная сборка производится в кондукторе, обеспечивающем высокую точность изготовления каркасов.

Панели с каркасным армированием изготавливались одновременно с панелями, имеющими сеточное армирование, что позволило сопоставить трещиностойкость изделий (принята единая методика наблюдения за появлением и развитием трещин и обработки полученных данных).

Установлено, что вероятность появления механических трещин в панелях с каркасным армированием почти вдвое меньше, чем в панелях с сеточным армированием. Кроме того, как видно из табл. 1, существенно уменьшилось раскрытие трещин.

Таблица 1

Показатели раскрытия механических трещин	Панели с сеточным армированием		Панели с каркасным армированием	
	с проемами	без проемов	с проемами	без проемов
Число наблюдений . . .	283	94	252	50
Границы значений в мм	0,03—0,48	0,03—0,48	0,03—0,48	0,03—0,48
Классовый промежуток в мм	0,05	0,05	0,05	0,05
Средняя ширина раскрытия трещин в мм	0,16	0,19	0,12	0,12
Среднее квадратическое отклонение в мм	0,096	0,099	0,065	0,044
Вариационный коэффициент в %	60	52	56	37
Средняя ошибка среднего арифметического	0,006	0,010	0,004	0,006
Показатель точности в %	4	5	3,3	5

Таблица 2

Армирование панелей со сварными стыками	Марка стали	Расход стали в кг на панели 60-квартирного дома	Переводной коэффициент	Приведенный расход стали в кг	Расход стали на 1 м ² бетона в кг
Сеточное	A-I	2108	1	2108	18,5
	B-I	4496,9	1,39	6209	
	A-III	564,1	1,43	897	
Каркасное	A-I	3889,6	1	3889,6	15,01
	B-I	798,6	1,39	1109	
	A-III	1131,8	1,43	1593,4	

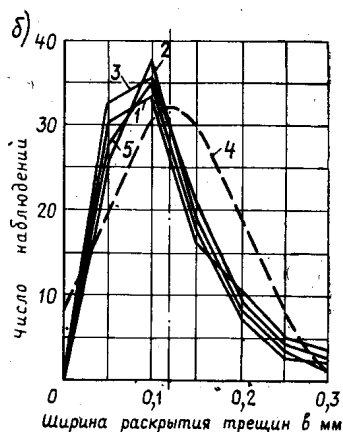
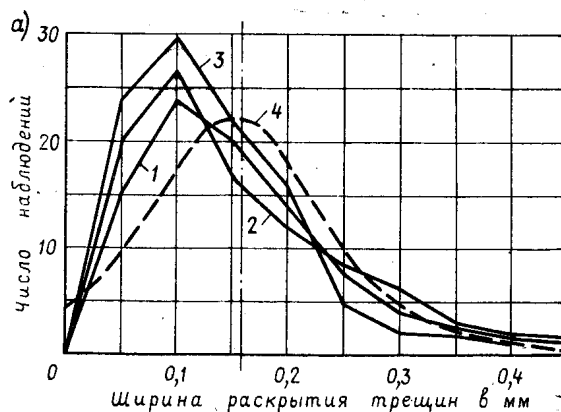


Рис. 2. Кривые распределения ширины раскрытия механических трещин

а — в панелях с сеточным армированием; б — с каркасным армированием; 1 — панели с малым оконным проемом; 2 — то же, с большим проемом; 3 — то же, с балконной дверью; 4 — кривая нормального распределения; 5 — панели без проемов

Кривые ширины раскрытия механических трещин панелей с каркасным армированием (рис. 2, б) близки к кривой нормального распределения, хотя и имеют незначительную, но достоверную положительную асимметрию. Наибольшая высота экспериментальных кривых соответствует среднему значению ширины раскрытия трещин 0,1 мм. Вершина кривой нормального распределения соответствует значению 0,12 мм.

Достоверность различия между средними значениями ширины раскрытия трещин при сеточном и каркасном армировании определена по формуле

$$\frac{M_1 - M_2}{\sqrt{m_1^2 + m_2^2}} \geq 3,$$

где M_1 и M_2 — средние арифметические; m_1 и m_2 — средние ошибки.

Можно утверждать, что уменьшение раскрытия трещин в панелях с каркасным армированием происходит закономерно и объясняется лучшим, по сравнению с сеточным, качеством армирования.

Другим важным обстоятельством является то, что каркасное армирование значительно экономичнее сеточного (табл. 2).

Выводы

Механические трещины, возникающие в ячеистобетонных панелях при распалубке, подъеме и транспортировании, могут иметь значительное раскрытие и служить причиной брака продукции.

Использование для армирования панелей объемных сварных каркасов вместо плоских сеток резко уменьшает вероятность появления трещин и ширину их раскрытия. Существенно сокращается расход стали на армирование панелей.

Реконструкция цеха напорных гидропрессованных труб

Канд. техн. наук Ю. И. БАШМАКОВ (Минспецстрой УССР),
инженеры Б. А. ОСИПОВ, А. И. РОЖКО (завод «Стройдеталь» треста Днепроспецстрой),
кандидаты техн. наук Б. В. ГУСЕВ, В. Г. ЗАМИКО (Днепропетровский институт инженеров железнодорожного транспорта)

Быстрые темпы строительства водоводов и газопроводов требуют расширения производства напорных железобетонных труб больших диаметров. Железобетонные трубы в 2—3 раза долговечнее металлических при экономии металла от 160 до 230 кг/м.

Главным институтом по проектированию цехов напорных железобетонных гидропрессованных труб диаметром от 500 до 1200 мм является Гипростроммаш, которым разработаны типовые проекты цехов годовой производительностью 11 и 60 тыс. м³ труб. Однако вследствие ряда технологических недостатков большинство цехов, построенных по этим проектам, достигло всего 40% проектной мощности. Кроме того, трубы I и II классов напорности составляют в среднем 50% общего объема производства.

Для проведения реконструкции и улучшения качества труб авторами проанализированы недостатки производства напорных труб заводов Днепропетровска, Запорожья, Часов-Яра, Загорска.

На рис. 1 представлена схема цеха Днепропетровского завода «Стройдеталь» годовой производительностью 11 тыс. м³ до реконструкции и после.

Главный корпус цеха состоит из трех пролетов шириной 18 м и длиной 84 м; к нему примыкают компрессорная, отделение подготовки заполнителей и склад готовой продукции. Цех обслуживается цементным складом и штабельно-полубункерным складом заполнителей.

Основные недостатки технологии, снижающие производительность, сосредоточены в главном корпусе цеха. В первом пролете бетонная смесь проходит большое количество передач от бетонного узла к постам формования (транспортер, тельфер, шнековый бетоноукладчик). Емкость бетоноукладчика рассчитана только на один замес, затруднена его центровка над формой трубы. Недостаточны габариты формовочных приямков, поэтому крепление и снятие пневматических вибраторов приходится выполнять на форме, поддерживаемой мостовым краном. Форма трубы $\varnothing 1200$ мм входит в приямок только вплотную к его стенкам, что не позволяет изготавливать трубы такого диаметра.

В первом пролете наблюдается большая концентрация технологических операций, особенно на участке параллельного размещения постов комплектации форм и формования труб. Это приводит к значительным простоям и холостым пробегам кранов; нарушается очередность операций. К тому же из-за недостаточной ширины транспортного коридора (1,8 м) транспортировка грузов осуществляется над рабочими местами.

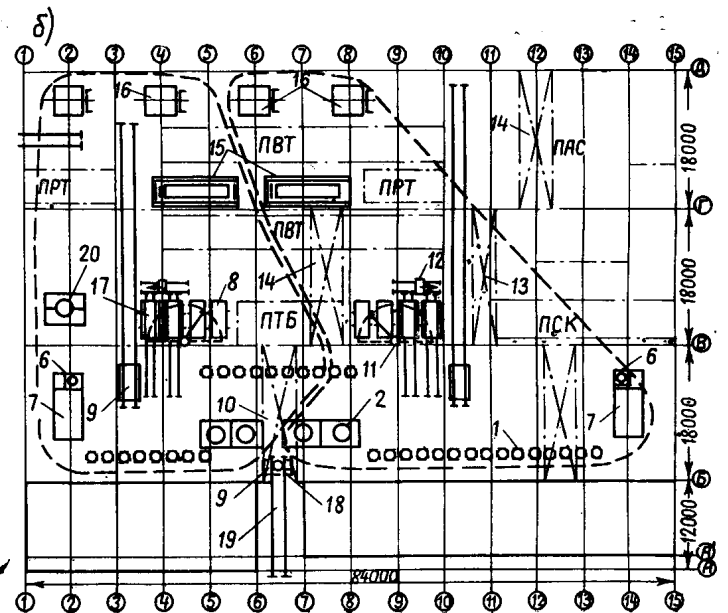
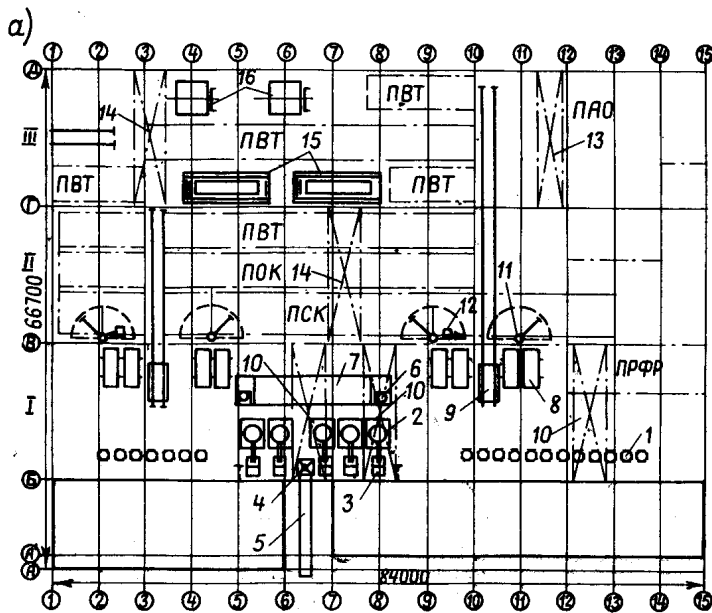
Количество постов гидрообжата и термообработки по обеим сторонам формовочного отделения не одинаково, что усиливает неравномерную загрузку кранового оборудования. При термообработке невозможно осуществлять двусторонний прогрев, так как от края эстакады до центра трубы, стоящей на посту, расстояние больше, чем это необходимо для надевания брезентового чехла.

В первом пролете размещен участок ремонта форм и резинотехнических изделий, что затрудняет производство транспортных операций на постах гидрообжата и термообработки. Кроме того, площадь его недостаточна для 30—45 комплектов форм, постоянно находящихся в работе. В пролете не предусмотрены места для снятия с сердечников резиновых чехлов и раструбообразователей. Эти операции обычно производят в формовочных или комплекточных приямках.

На постах сборки и разборки установлено по четыре консольных съемника. Такая концентрация механизмов вызвана

Рис. 1. Схема цеха до реконструкции (а) и после (б)

1 — посты гидропрессования и термообработки; 2 — посты формования труб; 3 — шнековые бетоноукладчики; 4 — раздаточный бункер; 5 — ленточный транспортер; 6 — башня парафинирования; 7 — приямок комплектации; 8 — стеллажи сборки и разборки; 9 — самоходная тележка; 10 — мостовой кран; 11 — консольный съемник; 12 — масляная станция с гидромократом; 13 — однобалочный кран; 14 — мостовой кран; 15 — стенд испытания труб; 16 — машины нормализации труб; 17 — самоходные тележки сборки; 18 — радиальный бетоноукладчик; 19 — путь движения самоходной тележки; 20 — приямок для одевания чехлов и раструбообразователей; ПРФР — ремонт форм и резинотехнических изделий; ПСК — складирование каркасов; ПОК — обрезка концов предельной арматуры; ПВТ — выдержка труб; ПРТ — ремонт труб; ПАО — арматурное отделение; ПТВ — тарировка болтов



небольшим радиусом их действия. Это стесняет работу на постах, так как привлекает большое количество обслуживающих рабочих. Сборка и разборка осуществляются на неподвижных стендах, поэтому ряд операций приходится дополнительно выполнять мостовым краном. Вывозка труб после расчистки в третий пролет предусмотрена только в одной половине цеха.

В третьем пролете установлено недостаточное количество шлифовальных машин.

Низкая производительность элеваторов и транспортеров в отделении подготовки заполнителей приводит к неполному использованию мочных машин. На цементном складе неудачно решен узел подачи цемента к цементоводам.

Реконструкцией цеха напорных труб завода «Стройдеталь», которая находится на завершающей стадии, все перечисленные недостатки ликвидируются. Наибольшим изменениям подвергся первый пролет главного корпуса. Упрощена и ускорена подача бетонной смеси от бункера бетономешалки к постам формирования труб. Она осуществляется самоходной электрической тележкой, на которой установлен цилиндрический бетоноукладчик емкостью 1,5 м³, достаточной для трех замесов бетонной смеси, необходимых для формирования одной трубы.

Для увеличения габаритов формовочных прямков один из них ликвидирован и за счет него расширены остальные. Прямки оборудованы стеллажами для крепления и снятия вибраторов и системой насосов для откачки воды.

Концентрация операций в центре формовочного пролета уменьшена в основном благодаря перенесению комплекточных прямков в торцы пролета. Транспортный коридор расширен до 4,8 м.

На месте бывшего комплекточного прямка дополнительно установлено девять постов гидрообработки и термообработки. Для свободного надевания брезентовых чехлов на форму у каждого поста термообработки на эстакадах сделаны консольные мостики.

Участок ремонта форм и резинотехнических изделий из первого пролета перенесен во второй, при этом увеличена его площадь. Здесь же устроен прямик для надевания и снятия резиновых чехлов и раструбообразователей. Подведена система сжатого воздуха для проверки пригодности чехлов.

На постах сборки и разборки форм сняты два лишних консольных съемника, у двух оставшихся удлинены стрелы. Неподвижные стенды сборки и разборки заменены системой подвижных стендов, расположенных на самоходных тележках. Это позволяет осуществлять все операции (кроме снятия полужформ) только при помощи консольных съемников. Удлинены пути самоходных тележек; вывозка труб в третий пролет осуществляется в обеих половинах цеха. В третьем пролете установлены дополнительно две шлифовальные машины. Таким образом созданы два независимых кольцевых технологических цикла.

Установкой более мощных элеваторов и транспортеров устранено несоответствие производительности отдельных узлов отделения подготовки заполнителей. В цементном складе изменен узел подачи цемента к цементоводам. Днище сделано конусным с боковой аэрацией цемента. После реконструкции отделения подготовки заполнителей появилась возможность полной очистки песка от илистых и пылевидных примесей.

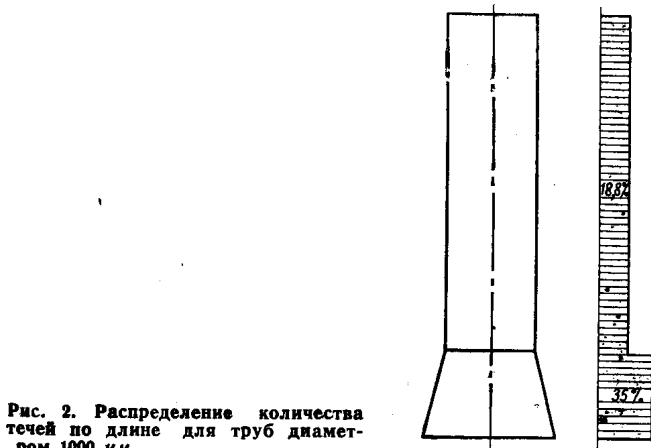


Рис. 2. Распределение количества течей по длине для труб диаметром 1000 мм

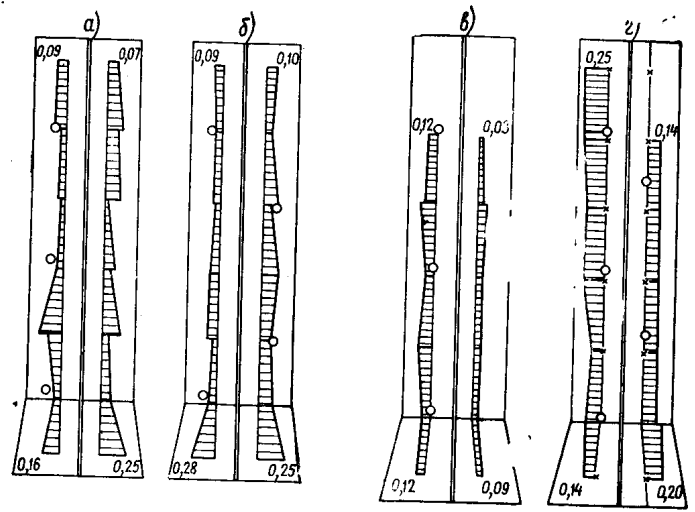


Рис. 3. Распределение амплитудных характеристик по длине виброформы при старой и новой системе виброуплотнения
 а — шесть вибраторов } труба 900 мм
 б — восемь вибраторов }
 в — шесть вибраторов } труба 1000 мм
 г — десять вибраторов }

Одновременно с реконструкцией цеха были проведены работы по улучшению качества труб. При помощи ультразвука проверена однородность бетона труб. Для этого на трубе наносили сетку с шагом 0,5 м. В точках пересечения сетки с помощью прибора УКБ-1 измеряли скорости прохождения продольных ультразвуковых волн по толщине трубы. Результаты измерения представлены в таблице.

Среднее значение скорости продольных ультразвуковых волн по трубе $v, м/сек$	Коэффициент вариации $q, \%$		
	средний по трубе	для раструбной части трубы	максимальный по горизонтали
При старой системе виброуплотнения			
3064	33,9	59	59
3097	7,8	14,3	14,3
2686	8,6	35,9	35,9
3334	16,6	20,5	32,3
3031	4,9	11,3	16,7
3278	8,9	24,3	26,3
При новой системе виброуплотнения			
5020	6,4	6,2	12,7
4477	5,7	7,8	8,6
4713	8,2	8,8	10,3
4422	5,3	13,1	13,1
4388	4,2	10,5	10,5

Резко выделяется неоднородностью раструбная часть трубы. Статистический анализ мест течей также показал, что в раструбе количество течей вдвое больше, чем в цилиндрической части (рис. 2).

Для улучшения качества и увеличения напорности труб проведена корректировка состава бетона. Прочность его должна быть не менее 500 кгс/см², водонапорность не ниже 13 ат, жесткость бетонной смеси 25—30 сек. Оптимальным оказался состав, содержащий: цемента 550 кг, воды 200 л, песка 450 кг, щебня 1200 кг.

Трубу формируют из трех замесов. В результате такого перераспределения состава бетона неоднородность в раструбной части снизилась с 20—30 до 10—15%, уменьшилось количество течей.

Основной технологической операцией, от которой зависит плотность укладки бетона, является виброуплотнение. Обращено внимание на тот факт, что трубы $\varnothing 500$ мм имеют, как правило, высокую напорность. Оказалось, что при их формировании на каждый из четырех пневмовибраторов приходится объем бетонной смеси, равный 0,13 м³ (при формировании труб диаметром 900—1200 мм на каждый из шести вибраторов приходится 0,20—0,33 м³ бетонной смеси). Кроме того, вибраторы

при обогреве ТЭНами и газовыми инфракрасными излучателями. Температура бетона при прогреве трубы ТЭНами выше, чем при прогреве газовыми инфракрасными излучателями. В цилиндрической части трубы бетон в сечении II прогревается лучше, чем в сечении I.

Максимальный перепад температуры бетона по сечениям трубы составляет всего 10—13°, следовательно при прогреве труб ТЭНами и газовыми инфракрасными излучателями бетон по высоте трубы разогревается равномерно.

На рис. 4 нанесены также кривые относительной температуры бетона трубы, построенные по формуле:

$$\theta = \frac{t_c - t_0}{t_c - t_0}$$

где t_0 — температура среды в °С;

t_c — температура бетона в данный момент времени в °С;

t_0 — начальная температура бетона в °С.

Расчетная температура прогрева бетона ТЭНами и газовыми инфракрасными излучателями в соответственных сечениях практически одинакова. Поэтому на рис. 4 приведена относительная температура для обоих видов прогрева. Очевидно, чем ниже величина относительной температуры, тем интенсивнее разогревается бетон. Зная начальную температуру бетона, требуемую максимальную его температуру, по приведенной формуле можно вычислить необходимую температуру среды в процессе тепловой обработки.

Максимальная температура бетона в сечениях I и II за 3—3,5 ч, а в сечении III за 1,5 ч до окончания тепловой обработки становится равной соответственно 75, 76 и 63°С (рис. 3). Из сравнения кривых, приведенных на рис. 3 и 4, видно, что во всех сечениях хуже всего греется бетон при паропрогреве.

Испытания труб на водонепроницаемость показали, что труба, подвергнутая тепловой обработке газовыми инфракрасными излучателями, выдержала не только испытательное давление по второму классу прочности (13 атм), но не разрушилась и при давлении более 24 атм. Прочность контрольных образцов, прогретых вместе с трубами газовыми инфракрасными излучателями, составила в возрасте 3 сут. 481 кгс/см². Расход энергоресурсов на тепловую обработку 1 м³ бетона труб при прогреве их ТЭНами составляет 190—200 квт·ч, при нагреве газовыми инфракрасными излучателями — 50—55 м³ природного газа и при автоклавной обработке — 500—700 кг пара. Значительный удельный расход электроэнергии может быть уменьшен на 30—40%, если установки для прогрева труб ТЭНами оборудовать системой автоматики и снизить температуру среды до 115—120°С.

При средней стоимости пара 4,4 руб. за 1 т затраты на тепловую обработку 1 м³ бетона трубы при пропаривании составляют 2,2—3,1 руб., а прогреве газовыми инфракрасными излучателями — 75 коп. Следовательно, тепловая обработка в этом случае дешевле, чем при пропаривании, в 3—4 раза. Что касается прогрева труб ТЭНами или газовыми инфракрасными излучателями, то экономическая эффективность этих методов для разных заводов и районов Советского Союза различна, так как зависит от цен на газ и электроэнергию в этих районах.

Одним из основных достоинств тепловой обработки виброгидропрессованных труб газовыми инфракрасными излучателями и ТЭНами является то, что для ее осуществления не нужно строить громоздкие котельные.

Выводы

Тепловая обработка виброгидропрессованных труб газовыми инфракрасными излучателями или ТЭНами позволяет при меньших затратах, чем при пропаривании, получить трубы высокого качества.

Такие установки могут с успехом применяться при передвижном способе производства труб, например при строительстве магистральных газо- и водопроводов.

УДК 691.327.002.612

Свойства бетона на магнитнообработанной воде

Кандидаты техн. наук Я. Л. АРАДОВСКИЙ,
Р. Г. ТЕР-ОСИПЯНЦ, инж. Э. М. АРАДОВСКАЯ

Экспериментальные исследования института ТашЗНИИЭП и треста Оргтехстрой Главташкентстроя показали, что одним из основных свойств бетонной смеси, приготовленной на магнитнообработанной воде, является уменьшение ее технической вибровязкости [1].

При определении степени пластификации бетонных смесей на обработанной воде отмечалось большое влияние на этот показатель влажности и однородности, вида, формы, температуры и загрязненности заполнителя. Для устранения такого влияния была разработана и сконструирована модель вискозиметра [2] для определения технической вибровязкости цементной или растворной смеси.

Для того чтобы выявить оптимальный режим обработки воды, были рассмотрены напряженности магнитного поля в большом диапазоне и различные скорости протекания воды через аппарат. Обработку воды в магнитном поле производили на установке, работающей на переменном токе, которое было изготовлено в Оргтехстрое Главташкентстроя.

Напряженность внешнего магнитного поля менялась в соответствии с изменением магнитной индукции в диапазоне от 200 до 1000 гаусс с интервалом в 100 гаусс, скорость протекания воды принималась 0,5 ÷ 1 м/сек с интервалом 0,1 м/сек. В качестве вяжущего использовался Бекабадский портландцемент минералогического состава: С₃S=47,87%; С₂S=8,38%; С₃A=10,41%; С₄AF=13,35%; СаSO₄=3,07%. Вода ташкентского водопровода следующего солевого состава: Са(НСО₃)₂=0,104%; Mg(НСО₃)₂=0,006%; MgSO₄=0,005%; MgCl₂=0,010%; NaCl=0,005%; Fe — следы.

Водовязущее отношение во всех случаях составляло 0,25, что соответствовало нормальной густоте цементного теста. Температура воды 10—12°С, воздуха — 16—18°С. Опыты повторялись трехкратно.

Анализ данных испытаний показывает, что наибольший эффект пластификации цементного теста наблюдается при определенных сочетаниях величин магнитной индукции и скорости протекания воды через него. Это связано с режимом течения воды (турбулентным или ламинарным), что определяется скоростью протекания и величиной сечения водовода. Важную роль играет солевой состав воды. Снижение технической вибровязкости смеси составляло 30—40% по сравнению с эталоном.

Наряду с этим отмечались такие режимы обработки, когда этот эффект резко снижался, а в отдельных случаях исчезал. Такая тенденция наблюдалась при скоростях протекания 0,9—1 м/сек почти во всем диапазоне значений магнитной индукции.

Для сопоставления безреагентного и реагентного воздействия на смесь с целью придания ей пластифицирующих свойств проводились опыты с применением магнитнообработанной воды и поверхностно-активной добавки ССБ. Результаты опытов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Показатели	Вода водопроводная	Вода дистиллированная магнитнообработанная	Вода водопроводная магнитнообработанная	Вода водопроводная с добавкой 0,05% ССБ от веса вяжущего
Режим обработки	Эталон	H=500 гаусс, v=0,5 м/сек	H=500 гаусс, v=0,5 м/сек	—
Техническая вибровязкость смеси в сек	22	22,1	15,2	15,6

Рис. 1. Пластограммы цементной смеси на магнитообработанной и обычной воде

I — эталон, $V/C=0,25$; II — на магнитообработанной воде, $V/C=0,25$; III — на магнитообработанной воде, $V/C \neq \text{const}$, техническая вибровязкость = const

Анализ данных показывает, что в первоначальный период, когда реологические свойства определяют качество смеси, эффект действия ССБ и магнитообработанной воды аналогичен. Вибровязкость цементного теста с добавкой ССБ или с обработанной водой снижается приблизительно на 30% по сравнению с эталоном.

Процессы структурообразования цементных образцов на обычной и обработанной воде определяли рычажным коническим пластометром системы МГУ. Для построения кривой структурообразования цементного теста производили 2—3 опыта при одних и тех же условиях, результаты их осредняли. На рис. 1 даны пластограммы цементного теста на магнитообработанной и обычной воде при одинаковом водоцементном отношении или одинаковой технической вибровязкости, на рис. 2 — при использовании ССБ.

Анализ пластограмм показывает, что в зависимости от качества смеси меняется ее период формирования. Например, период формирования цементного теста на магнитообработанной воде равен 6 ч 50 мин, для эталона это время равно 6 ч 31 мин. При снижении водосодержания смеси на магнитообработанной воде период формирования составляет 6 ч 6 мин.

Скорость структурообразования у образцов III группы (магнитообработанная вода и уменьшенное V/C) выше, чем у эталонных I группы, а у образцов II группы (магнитообработанная вода и постоянное V/C) эта величина соответственно ниже.

Несколько иная картина наблюдалась при использовании ССБ. В этом случае период формирования был удлинен на 120 мин по сравнению с эталоном, а скорость структурообразования образцов значительно снизилась. Как указывается в работе [3], это объясняется тем, что на цементных зернах прочно агрегирует пленка, препятствующая процессу взаимодействия составляющих смеси.

При применении магнитообработанной воды коллоидные частицы, приобретая форму эллипсоидов вращения, произвольно слипаются и удерживают относительно большее количество воды, что создает дополнительное препятствие химическому взаимодействию между ингредиентами цементной смеси. Однако такое состояние коллоидных частиц является метастабильным и постепенно релаксирует к первоначальной форме. Очевидно, в таком случае скорость структурообразования смеси на магнитообработанной воде и эталона не должна отличаться значительно, что подтверждается опытами.

Для изучения реологических свойств бетонных смесей исследовался состав с расходом вяжущего 220, 320 и 460 кг/м³. Бетонные смеси на магнитообработанной воде имеют пониженную жесткость по сравнению с эталонными. Наибольший эффект пластификации смеси наблюдается у составов с расходом вяжущего 220 кг/м³. При одинаковом расходе воды снижение жесткости составляет в этом случае 33 сек (60 и 27 сек соответственно) или 24 сек (40 и 16 соответственно).

Использование этого эффекта позволило снизить водосодержание бетонной смеси на магнитообработанной воде при сохранении заданной ее удобоукладываемости. Например, как показано в [1], в бетонных смесях с расходом цемента 220 кг количество воды можно уменьшить до 22 л на 1 м³ (при жесткости смеси 60 сек), в составах с расходом вяжущего 320 кг расход воды уменьшается до 21 л (при жесткости смеси 30 сек). Результаты испытаний были математически обработаны, что позволило выразить величину снижения расхода воды в бетонных смесях на магнитообработанной воде по сравнению с эталонными на обычной воде.

Рис. 3. Схема применения магнитных аппаратов на БСУ горизонтальной формовки ЗКПД-1 Ташкентского ДСК-1

1 — песок; 2 — щебень; 3 — цемент; 4 — весовые дозаторы; 5 — водомеры; 6 — активированная вода; 7 — электромагнитные активаторы воды; 8 — вода; 9 — дозирочное отделение БСУ; 10 — табло сигнальное; 11 — вольтметр; 12 — выключатель; 13 — силовой шкаф; 14 — пульт управления; 15 — бетономешалки; 16 — бункера; 17 — бетон

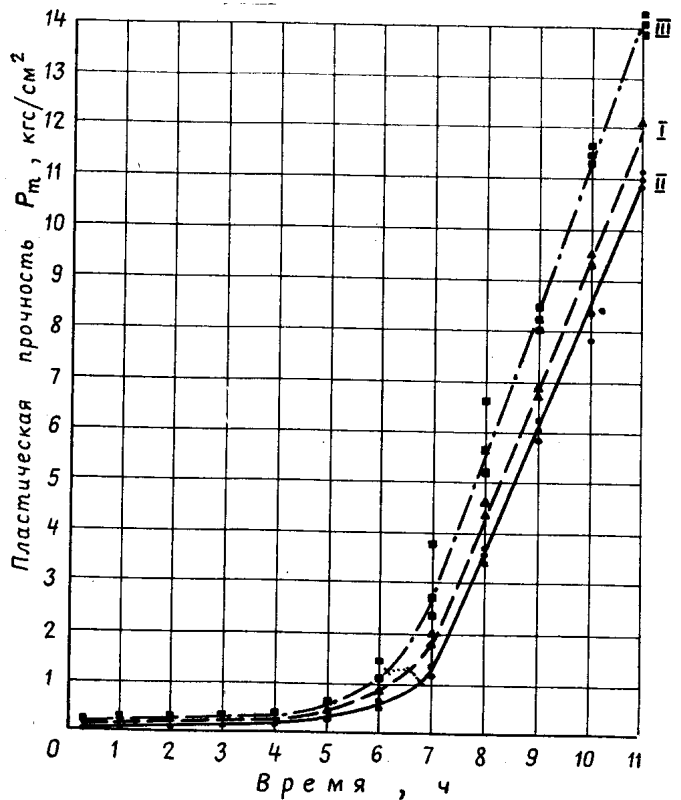
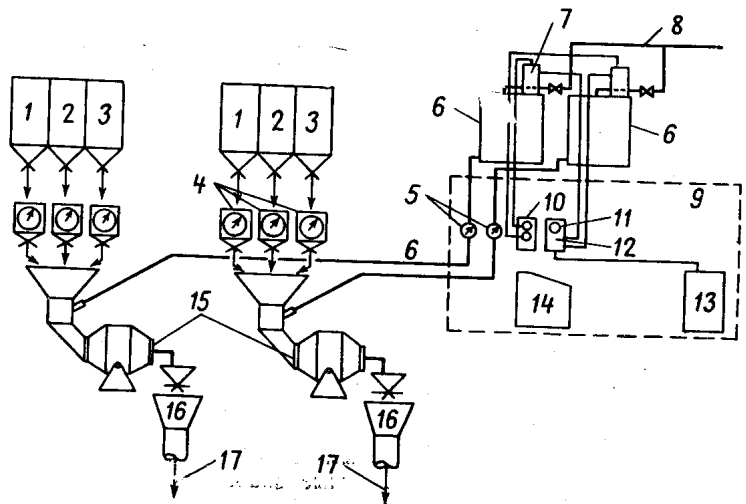
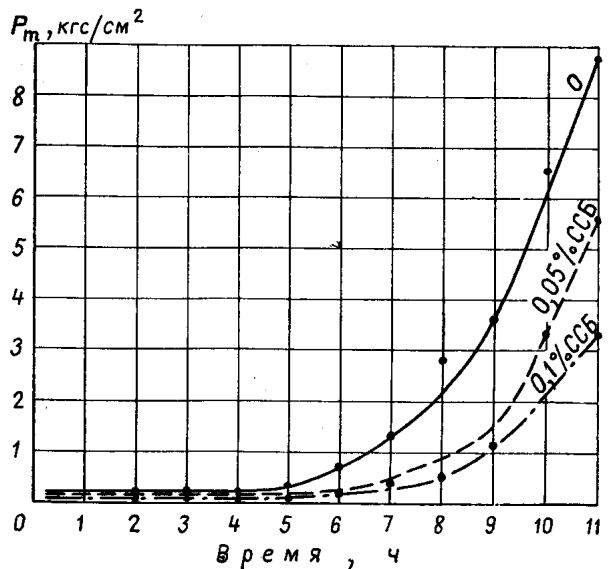


Рис. 2. Пластограммы цементной смеси с добавкой ССБ и без нее — эталон



Уравнение регрессии имело вид:

$$\Delta B = -58,4 + 0,18 t + 707 \frac{1}{t} + 0,04 Ц + 11000 \frac{1}{Ц},$$

где ΔB — снижение расхода воды на 1 м^3 смеси в л;

t — жесткость бетонной смеси по техническому вискозиметру в сек;

$Ц$ — расход цемента на 1 м^3 смеси в кг.

Эта формула справедлива при использовании портландцемента и смесей жесткостью в пределах 30—60 сек.

Проводились многочисленные эксперименты по сопоставлению прочности при сжатии образцов на магнитнообработанной и обычной воде. Во всех случаях учитывали фактор изменения реологических свойств бетонной смеси и соответственно снижали расход воды для получения ее одинаковой удобоукладываемости. При твердении в нормальных условиях у образцов в возрасте 3 и 7 суток превышение прочности при сжатии составляло 40—50 кгс/см², в 28-суточном — 50—60 кгс/см².

Математическая обработка результатов исследований позволила получить зависимость дополнительного прироста прочности бетона на магнитнообработанной воде от состава смеси. Уравнение имело следующий вид:

$$\Delta R = 83,83 - 0,085 Ц,$$

где ΔR — дополнительный прирост прочности в кгс/см² при сжатии бетонных образцов на магнитнообработанной воде по сравнению с контрольными на обычной воде (нормальное хранение, возраст 28 сут., жесткость смеси 30—60 сек);

$Ц$ — расход цемента на 1 м^3 бетонной смеси в кг.

Изучение физико-механических свойств тяжелых бетонов на магнитнообработанной воде проводилось путем сопоставительных испытаний и сравнений с аналогичными образцами на обычной воде и данными СНиП.

Таблица 2

Вид воды и условия хранения образцов	$R_{куб}$ в кгс/см ²	$R_{пр}$ в кгс/см ²	$R_{раст}$ в кгс/см ²	Эксперимент. данные		E_0 эксп. т/см ²	E_0 СНиП, т/см ²
				$R_{пр}$	$R_{раст}$		
				$R_{куб}$	$R_{куб}$		
V_0 норм. хр.	270	154	39	0,570	0,144	318	300
V_M норм. хр.	320	245	44	0,765	0,137	430	325
V_0 ест. хр.	312	193	41	0,620	0,131	386	320
V_M ест. хр.	405	285	40	0,704	0,121	430	350
V_0 норм. хр.	330	259	39	0,585	0,118	336	325
V_M норм. хр.	420	289	58	0,625	0,135	402	360
V_0 ест. хр.	330	253	30	0,767	0,091	345	325
V_M ест. хр.	460	290	42	0,631	0,091	430	370

Примечание. V_0 — обычная вода, V_M — магнитнообработанная вода. Жесткость смеси 60 сек., состав бетона 1:2,3:7.

$V/Ц=0,45$ для обычной воды, $V/Ц=0,4$ для магнитнообработанной воды. Первые четыре образца — в возрасте 7 сут., пятый — восьмой образцы — в возрасте 28 сут.

Результаты испытаний, приведенные в табл. 2, показывают, что в 7- и 28-дневном возрасте кубиковые образцы на магнитнообработанной воде при твердении в нормальных и естественных условиях имели дополнительный прирост прочности от 50 до 90 кгс/см². Одновременно отмечали превышение призмной прочности (40—80 кгс/см²). Отношение $\frac{R_{пр}}{R}$ составляет 0,7—0,75, что соответствует требованиям СНиПа и близко по значению к контрольным образцам.

Анализ показал, что абсолютные значения упруго-пластических деформаций были близки к эталонным.

Величина начального модуля упругости призм, изготовленных на магнитнообработанной воде, превышала значения контрольные и по СНиПу в среднем на 20%.

Положительные результаты лабораторных исследований позволили провести опытные производственные испытания метода магнитной обработки воды затвердения на Ташкентском домостроительном комбинате № 1 (рис. 3). Производительность устройств для магнитной обработки воды составляла 50—70 л/мин, что обеспечивало заданный режим работы бетономешалки емкостью 1200 л.

Влияние магнитной обработки воды на бетонную смесь контролировалось по методике, предусматривающей получение оптимального режима обработки при максимальном эффекте пластификации. Результаты производственных испытаний приведены в табл. 3.

Таблица 3

Состав бетона по весу	$V/Ц$	Расход воды в л/м ³	Магн. индукция поля в гауссах	Скорость потока воды через поле в м/сек	Жесткость смеси в сек	Предел прочности при сжатии в кгс/см ²		Влажность песка в %
						1 сут.	28 сут.	
1:1,49:3,98	0,514	176	Эталон	—	40	148	288	2
	0,514	176	900	0,7	20	149	317	
	0,455	156	900	0,7	42	204	389	
1:2,06:4,13	0,575	179	Эталон	—	35	125	250	5
	0,517	162	900	0,7	37	171	355	
1:2,06:4,13	0,575	179	Эталон	—	30	118	240	8
	0,5	160	500	0,5	30	216	346	
1:2,24:4,39	0,575	180	Эталон	—	30	—	229	8
	0,55	166	900	0,7	32	—	304	
	0,55	166	500	0,5	28	—	320	

Как видно из таблицы, после тепловой обработки прочность образцов на магнитнообработанной воде в возрасте 1 сут. во всех случаях была выше прочности эталонных образцов. В зависимости от состава бетона эта разница равнялась 56, 46 и 98 кгс/см², что даже превышало отпускную прочность изделий, равную 70% от R_{28} . После 28 сут. нормального хранения это превышение составило соответственно 101, 105 и 106 кгс/см². Эти результаты показывают, что тепловая обработка положительно влияет на рост прочности при использовании магнитнообработанной воды.

Выводы

Лабораторные исследования и опытная проверка на производстве метода магнитной обработки воды при затвердении бетонных смесей наряду с положительными результатами позволили выявить целый ряд трудностей.

В первую очередь это относится к способу определения вибровязкости смеси. Технический вискозиметр пригоден только для жестких бетонов, для подвижных смесей аналогичных приборов не существует. Весьма трудоемко и сложно установить оптимальный режим обработки воды.

Серьезным препятствием при применении магнитнообработанной воды является повышенная влажность заполнителей для бетонов, что предполагает сезонное использование раскисляемого метода.

Решение этих и других необходимых теоретических, методических и практических задач позволит рекомендовать метод магнитной обработки воды для широкого внедрения в практику производства железобетонных изделий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Арадовский Я. Л., Тер-Осипянц Р. Г. Изделия из бетона на магнитнообработанной воде. «Строительство и архитектура Узбекистана», 1969, № 2.
2. Арадовский Я. Л., Арадовская Э. М. Метод определения оптимального режима магнитной обработки воды. «Строительство и архитектура Узбекистана», 1970, № 2.
3. Конторович С. И., Сегалова Е. Е., Ребиндер П. А. Механизм замедляющего действия добавок поверхностно-активного пластификатора при гидратации окиси кальция. ДАН СССР, т. 129, № 4, 1959.

Совершенствование предварительного разогрева бетонной смеси

Инж. В. Н. АНТОНЕЦ, канд. техн. наук Н. Н. ДАНИЛОВ

Комплекс теоретических и экспериментальных исследований по обработке цементного теста постоянным током переменной полярности (ПТПП), выполненный О. П. Мчедловым-Петросяном и М. Г. Степаненко, показал, что такая обработка способствует более полной гидратации вяжущего и созданию мелкокристаллической структуры цементного камня [1].

В МИСИ им. В. В. Куйбышева разработан способ предварительного разогрева бетонной смеси ПТПП. Продолжительность периода перемены полярности и автоматическое чередование ее обеспечивается схемой (рис. 1), основными элементами которой являются командный электропневматический прибор КЭП и реверсивный магнитный пускатель РП. Для сравнения разогрева бетонной смеси ПТПП и переменным током промышленной частоты (ПТПЧ) в схему лабораторной установки параллельно включена цепь переменного тока.

Исследование влияния разогрева бетонной смеси ПТПП на прочностные характеристики бетона проводилось на тяжелом бетоне состава 1:1,94:3,3 с расходом цемента 350 кг/м^3 ($B/C=0,67$). Бетонную смесь приготавливали в общем замесе, а разогревали одновременно в двух бункерах: в одном ПТПП с периодом перемены полярности 15, 30, 45, 60 и 0 сек, в другом — ПТПЧ. Разогрев бетонной смеси длился 15 мин до температуры 70°C , затем смесь укладывали в формы $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$.

Расход воды для неразогреваемой смеси уменьшен на 10—15%. После укладки смеси, вибрирования и суточного выдерживания в формах образцы распалубливали и помещали в камеру нормального хранения.

Разогрев бетонной смеси постоянным током без перемены полярности не приводит к увеличению прочностных показателей, а при перемене полярности (оптимальный период перемены полярности $\tau_{пер}=45$) способствует повышению прочности.

Эксперименты, проведенные по описанной методике для определения влияния ПТПП на прочность при растяжении и на сцепление арматуры с бетоном, также свидетельствуют об увеличении прочности бетона (табл. 1). Бетонную смесь с $B/C=0,6$ изготовляли на подольском портландцементе. Прочность на растяжение определяли на образцах $10 \times 10 \times 30 \text{ см}$, напряжение сцепления — на образцах $10 \times 10 \times 20 \text{ см}$.

Таблица 1

Способ обработки смеси	Прочность в кгс/см^2 на				Напряжения сцепления через 28 сут. в кгс/см^2
	сжатие		растяжение		
	3 сут.	28 сут.	3 сут.	28 сут.	
Разогрев ПТПЧ	91,5	205	7	22,4	26,3
Разогрев ПТПП, $\tau_{пер}=45 \text{ сек}$	105	230	8,9	26,4	30,5
Без разогрева	84	201	6,6	23,6	24,3

Коэффициент эффективности разогрева ($k_{эф}$) при растяжении в 2—1,5 раза выше коэффициента эффективности при сжатии. На прочность бетона при растяжении существенное влияние оказывает чистота поверхности заполнителя, которая значительно повышается за счет разрушения глиняных флюкул на поверхности песка при прохождении через цементный раствор постоянного тока [2].

Коэффициент эффективности возрастает при увеличении водосодержания, расхода цемента и температуры разогрева до 90°C . Существенное влияние оказывает лежалость цемента.

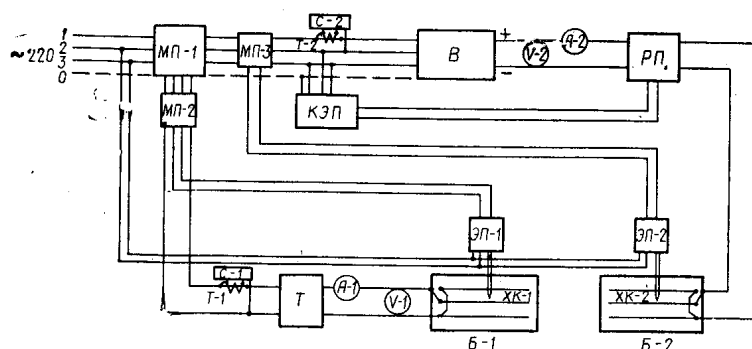


Рис. 1. Схема лабораторной установки для разогрева бетонной смеси МП-1, МП-2, МП-3 — магнитные пускатели; РП — реверсивный магнитный пускатель; В — выпрямитель; Т — трансформатор; КЭП — командный электропневматический прибор; V-1, V-2 — вольтметры; А-1, А-2 — амперметры; ЭП-1, ЭП-2 — потенциометры; С-1, С-2 — счетчики; Т-1, Т-2 — трансформаторы тока; ХК-1, ХК-2 — термометры; Б-1, Б-2 — бункера

При разогреве смеси на цементе, значительно потерявшем при хранении исходную активность, $k_{эф}$ увеличивается до 1,5 в ранние сроки твердения и до 1,2 в 1-месячном возрасте [3].

При разогреве бетонной смеси исследовали температурное поле бункера. Температуру в отдельных точках бункера (рис. 2) фиксировали хромель-копелевыми термометрами и записывали на автоматическом электронном потенциометре ЭПП-09. В качестве контрольной точки принята точка 1. Из рис. 3 видно, что температурные перепады между точками при разогреве смеси постоянным током переменной полярности меньше по сравнению с перепадами при разогреве переменным током. Положительное влияние на формирование температурного поля оказывают электроосмические колебания жидкой фазы, способствующие интенсивному теплообмену между зонами бункера.

Электроды бункера при разогреве бетона постоянным током без перемены полярности покрываются гидратом окиси железа, а при разогреве постоянным током с переключением полюсов в течение 2 лет коррозия не привела к заметным изменениям электродов и бункера.

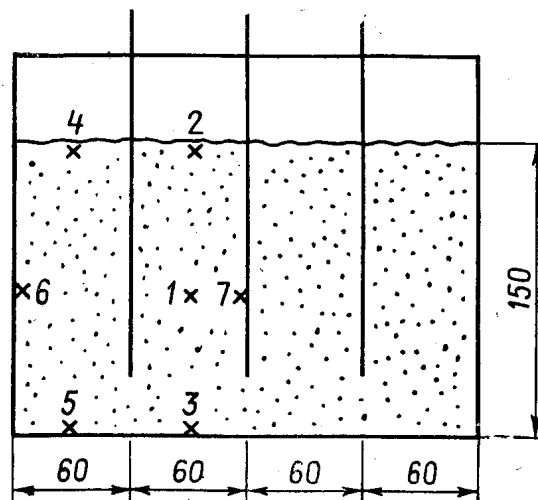


Рис. 2. Схема расстановки термометров в сечении поперечной оси бункера

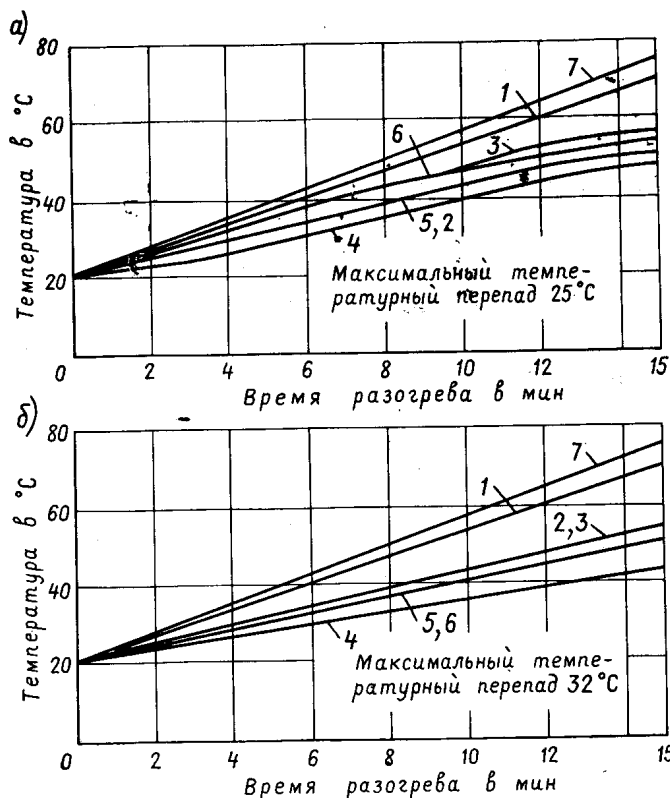


Рис. 3. Характер изменения температуры в сечении бункера по поперечной оси бункера при разогреве бетонной смеси
 а — ПТПП с периодом перемены полярности 45 сек; б — ПТПЧ.
 Номера кривых соответствуют точкам на рис. 2

Предложенный способ разогрева бетонной смеси апробирован при изготовлении стеновых блоков на строительстве Троицкой ГРЭС Южуралэнергостроя. Блоки изготавливались из тяжелой бетонной смеси с расходом цемента 310 кг/м^3 и $V/C_1 = 0,6$. Использовался быстротвердеющий портландцемент Чернореченского и портландцемент Еманжелинского заводов марки 400. Разогрев бетонной смеси до 70°C производился в бадах емкостью $0,5 \text{ м}^3$ в течение 20 мин. Преобразование переменного тока в постоянный осуществлялось двигателем-генератором мощностью 60 кВт, а автоматическое переключение полярности — системой двух контакторов постоянного тока и командоаппаратурой.

После разогрева бетонную смесь укладывали в деревянную опалубку. Зимой для обеспечения термосного выдерживания блоки покрывали полиэтиленовой пленкой и слоем шлаковаты.

Прочность бетона контролировали испытанием образцов $20 \times 20 \times 20 \text{ см}$ на сжатие в 3- и 28-суточном возрасте. Результаты испытания образцов на прочность при сжатии представлены в табл. 2.

В производственных условиях исследовали влияние добавки (1% от расхода цемента) на эффективность разогрева смеси. Установлено, что активирующее воздействие ПТПП на бе-

Цемент	Способ обработки смеси	$R_{28}^{\text{сж}}$ в кг/см^2	$k_{\text{эф}}$	$R_{28}^{\text{сж}}$ в кг/см^2	$k_{\text{эф}}$
Чернореченский	Разогрев ПТПЧ	92	—	173	—
	Разогрев ПТПП $\tau_{\text{пер}} = 45 \text{ сек}$	115	1,25	199	1,15
Еманжелинский	Разогрев ПТПЧ	112	—	213	—
	Разогрев ПТПП $\tau_{\text{пер}} = 45 \text{ сек}$	136	1,22	239	1,12

тонную смесь с добавкой NaCl сохраняется. Прочность образцов в 3-суточном возрасте из смеси, разогретой ПТПП, выше прочности образцов из смеси, разогретой ПТПЧ, на 28% и в 28-суточном возрасте — на 10%.

Для сохранения постоянного времени разогрева и предотвращения перегрузок силового оборудования необходимо регулировать напряжение, подаваемое на электроды бункера. Использование в качестве преобразователя Д-Г позволило плавно менять напряжение в широких пределах.

Применение преобразователей с регулируемым выходным напряжением способствует созданию постоянного ритма производства, рационального использования мощности и автоматизации процесса разогрева. Установку можно использовать как в заводских, так и в постройных условиях. В последнем случае преобразователь с системой контакторов и приборы для контроля и управления монтируются на автоприцепе. За счет сокращения расхода цемента себестоимость 1 м^3 бетона можно снизить на 1,5% по сравнению с бетоном при электро-разогреве ПТПЧ.

Выводы

Экспериментальные исследования и производственная проверка подтвердили эффективность применения электроразогрева бетонной смеси постоянным током переменной полярности. Этот способ позволяет повысить степень гидратации вяжущего и получить бетон более высокой прочности по сравнению с разогревом переменным током промышленной частоты, особенно в ранние сроки твердения.

Сокращается период термосного выдерживания бетона, снижается расход цемента.

В качестве преобразователей тока могут быть использованы двигатели-генераторы или полупроводниковые выпрямители с регулируемым выходным напряжением.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мчедлов-Петросян О. П., Степаненко М. Г. Электрохимическая активация цементов. Доклады АН СССР, 1961, т. 141, № 1.
2. Воробьев Ю. Л., Мельниченко П. А., Степаненко М. Г. Электрическая обработка цементных растворов на загрязненных песках. Труды ХИИТ, вып. 54, 1962.
3. Антонен В. Н. Предварительный электроразогрев бетонной смеси. Сборник трудов ХПИ, вып. XI. Мосты и автомобильные дороги. Хабаровск, 1970.

Морозостойкость высокопрочных бетонов

Инж. А. Д. ПЕНЬКОВ

Высокопрочный бетон должен обладать большой плотностью, обеспечивающей достаточную его водонепроницаемость и морозостойкость. Высокие эксплуатационные характеристики таких бетонов основываются на правильно рассчитанных составах бетонной смеси с применением качественных заполнителей и достаточно вязкого цементного клея [1]. В то же время только при невысоких расходах тонкомолотого (высокомарочного) цемента и воды можно получить одновременно и прочный и стойкий бетон.

Как известно, повышение расхода цемента приводит к некоторому снижению капиллярной пористости, наиболее нежелательной для долговечных бетонов, но способствует росту усадочных деформаций. В связи с этим рекомендуется, чтобы расход цемента для конструкций, подверженных действию суровых климатических условий, не превышал 400—450 кг/м³. В настоящее время расход цемента для бетонов повышенных марок составляет, как правило, более 550—600 кг/м³, что несомненно может отразиться на их стойкости.

Для оценки морозостойкости и водонепроницаемости высокопрочных бетонов на тонкомолотых высокомарочных цементах был проведен ряд экспериментов.

Морозостойкость бетонов прочностью 700—900 кгс/см² определялась на образцах-кубах с ребром 10 см, а цементного камня — на образцах-балочках размером 4×4×16 см. В качестве вяжущего использовали высококачественный среднеалюминатный портландцемент марки 700 (удельная поверхность 5000 см²/г) Коркинского завода. Мелкозернистыми заполнителями были известняковый и кварцевый пески. В качестве крупнозернистого заполнителя использовали гранодиоритовый, кварцитовый, известняковый щебень, а также портландцементный клинкерный гравий (табл. 1).

Таблица 1

Вид крупного заполнителя	Расход материалов в кг/м ³				В/Ц	Техническая вязкость в сек	Объемный вес бетона через 28 сут. в кг/м ³
	цемент	песок	щебень фракции				
			5—10 мм	10—20 мм			
Кварцит . . .	545	440	382	1053	0,25	80	2440
Гранодиорит . .	568	455	422	1014	0,26	70	2455
Известняк . . .	535	430	419	1036	0,26	80	2450
Клинкер	558	450	260	1250	0,28	70	2590

Примечание. Щебень предварительно замачивали.

Результаты испытаний на переменное замораживание и оттаивание цементного камня и бетонов водного, нормального хранения и пропаренных¹ представлены на рис. 1 и 2 и табл. 2 и 3. Как видно из графиков, через 400 циклов цементный камень водного хранения из тонкомолотого цемента марки 700 по сравнению с камнем из цемента марки 500 одинакового химико-минералогического состава имел меньший коэффициент морозостойкости по пределу прочности при сжатии. Коэффициент морозостойкости цементного камня по прочности на изгиб, сохраняя ту же зависимость, был на 18% ниже ранее вычисленного коэффициента.

Пропаривание образцов-балочек снижало морозостойкость цементного камня, особенно сильно это отразилось на показателях прочности при изгибе. Нужно отметить, что уже через 150—200 циклов испытаний основная масса цементных балочек была расколота на две, реже — три части, которые в дальнейшем (к 400 циклам) практически не изменили своего внешнего вида и имели очень высокие величины предела

¹ Тепловая обработка при 80°C по режиму 4+4+6+3, выявленному из 10 образцов, у которых контролировалась прочность, содержание СаО и т. п.

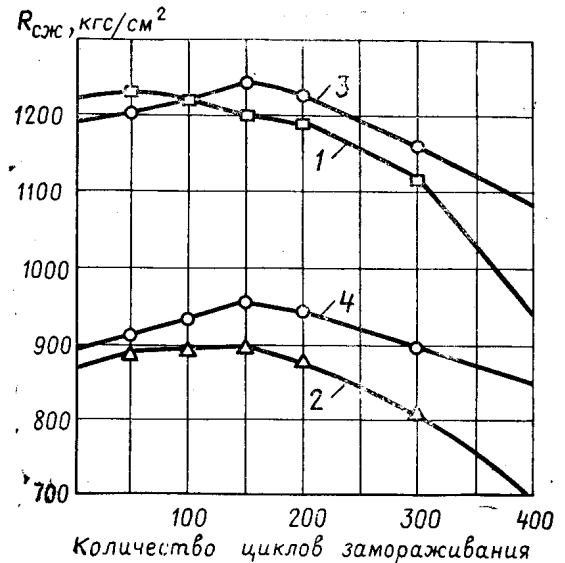


Рис. 1. Зависимость прочности при сжатии цементного камня от количества циклов замораживания
1 и 4 — пропаренный соответственно марки 700 и 500; 2 и 3 — нормального твердения соответственно марки 500 и 700

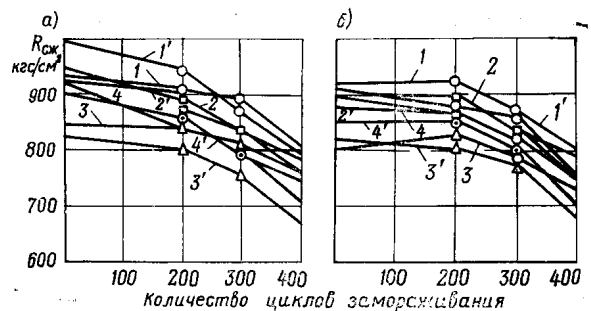


Рис. 2. Зависимость прочности бетонов при сжатии от количества циклов замораживания бетонов на кварцевом песке (а) и на известняковом (б)

1, 1' — на кварцитовом щебне нормального хранения и пропаренный; 2, 2' — на гранодиорите; 3, 3' — на известняке; 4, 4' — на клинкере

Таблица 2

Цемент	В/Ц	Прочность в кгс/см ² через 400 циклов замораживания и оттаивания при		Коэффициент морозостойкости при	
		сжатии	изгибе	сжатии	изгибе
Портландский марки 500	0,25	850	84,1	0,95	0,79
		697	29	0,81	0,52
Портландский марки 700	0,28	1092	73	0,90	0,67
		944	34	0,77	0,49

Примечание. Над чертой — показатели для образцов нормального водного твердения; под чертой — для пропаренных.

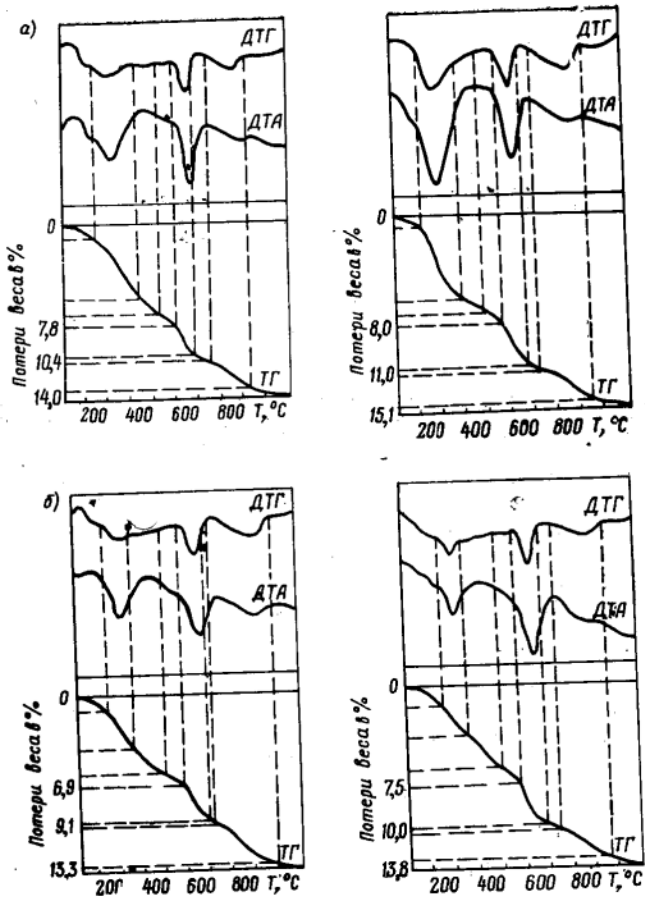


Рис. 3. Дериватограммы гидратированного цемента нормального твердения (а) и пропаренного (б) Слева цемент марки 500, справа — марки 700

Таблица 3

Вид заполнителя в бетоне	В/Ц	Прочность в кгс/см ² при сжатии через 400 циклов замораживания и оттаивания при		Коэффициент морозостойкости при	
		нормальном твердении	пропаривании	нормальном твердении	пропаривании
Кварцит	0,28	801	788	0,84	0,81
		809	761	0,86	0,84
		772	777	0,83	0,83
Гранодиорит . . .	0,29	782	750	0,87	0,81
		703	670	0,86	0,84
Известняк	0,285	726	684	0,89	0,83
		734	759	0,79	0,84
Клинкер	0,32	780	727	0,88	0,81

Примечание. Над чертой — показатели для образцов бетона на кварцевом песке; под чертой — на известняковом.

прочности при сжатии, что подтверждает результаты опытов С. В. Шестоперова [2]. При внешнем осмотре поверхностей разлома (очень ровной фактуры) во всех без исключения случаях обнаруживались небольшие раковины диаметром 2—4 мм. Можно предполагать, что цементный камень такой структуры рвала расширившаяся при замерзании вода, которая со временем получила возможность просачиваться через стенки микропор в воздушные полости (это стало возможным благодаря частичному вымыванию гидроксида кальция и, как следствие его, увеличившейся открытой пористости). На поверхностях всех испытываемых образцов выделялся сероватый налет кристаллической гидроксида кальция.

Измерение динамического модуля упругости отдельных уцелевших цементных балок к 400 циклам замораживания и оттаивания показало снижение данной величины (до 25%) по сравнению с исходной (перед испытаниями на морозостойкость).

Результаты исследования цементного камня из вяжущего различной активности, твердевшего в водных условиях и в пропарочной камере, в достаточной мере подтверждают ранее полученные данные о высокой степени морозостойкости цементного камня плотной структуры. Можно также предположить, что на величину напряжений, возникающих в цементном камне при циклическом замораживании и оттаивании, влияет комплекс факторов, из которых решающими являются неравномерность распределения температур и влажности по сечению образца, а также увеличивающаяся в агрессивных условиях пористость из-за выщелачивания гидроксида кальция.

Оценивая долговечность пропаренных цементов, ряд исследователей считает, что при правильно выбранных режимах твердения возникающие структуры с преобладанием микрокапилляров не менее морозостойки, чем цементный камень нормального твердения. Вполне определенную роль при этом играет пониженное содержание гидроксида кальция (в случае пропаривания) — как следствие меньшей степени гидратации цемента по сравнению с твердением в нормальных условиях.

Эксперименты с гидратированным цементом (рис. 3) свидетельствуют о меньших количествах Са(ОН)₂ при пропаривании. Так, по дериватограммам цементного камня из вяжущего марки 500 содержание гидрата окиси кальция в образцах нормального твердения было на 0,4% выше, чем в пропаренных по оптимальному режиму; для цемента марки 700 это превышение составило 0,5%. И все же морозостойкость пропаренного цементного камня была всегда наименьшей (см. табл. 2).

Сравнивая морозостойкость высокопрочных бетонов нормального твердения на кварцевых и известняковых песках, можно отметить вполне определенное увеличение морозостойкости (до 12%) при замене естественного песка карбонатным (причем у пропаренных бетонов этот эффект не отмечали). Во всех остальных случаях тепловлажностная обработка по оптимальному режиму не ухудшала морозостойкость. Потери веса образцов через 400 циклов замораживания и оттаивания не превышали, как правило, 1,5%, причем наибольшая величина потерь наблюдалась у бетонов на клинкерном заполнителе. Из четырех использованных видов заполнителя лучшую морозостойкость имели бетоны на известняке, что подтверждают опыты, ранее проводившиеся с обычными бетонами.

Определение водонепроницаемости бетонов при давлении в 12 атм по ГОСТ 4800—59 показало, что ни в одном из образцов не обнаружилось признаков фильтрации воды.

Степень водонепроницаемости бетонов оценивали по показателю гидравлического градиента H_r ($H_r = \frac{P}{h}$, где P — давление воды в кгс/см², h — высота подъема воды в см).

В результате испытаний установлено, что по сравнению с бетонами на кислых породах (кварците, гранодиорите) карбонатный бетон имел наибольшую величину гидравлического градиента (3,76).

Сравнение водонепроницаемости бетонов в возрасте 1 и 6 мес. показало, что длительная выдержка при благоприятных условиях положительно повлияла на дальнейшее формирование структуры. Проницаемость бетонов различных составов снизилась от 40 до 60%. Пропаривание бетонов на природных кварцевых песках мало сказалось на их проницаемость, тогда как пропаривание бетонов на искусственном известняковом песке увеличивало проницаемость на 8—15% по сравнению с бетоном нормального хранения.

Выводы

Испытания на водонепроницаемость и морозостойкость бетонов марок 600—800 на тонкомолотом высокоактивном цементе с повышенным расходом крупного заполнителя подтвердили высокую структурообразующую роль карбонатов, а также принципиальную возможность получения плотного и долговечного материала при пропаривании бетонов и сравнительно большом расходе цемента (до 550 кг/м³).

ЛИТЕРАТУРА

1. Шумилин Ф. Г., Пенников А. Д. Высокопрочные бетоны в условиях Южного Урала. «Бетон и железобетон», 1970, № 4.
2. Шестоперов С. В. Долговечность бетона. М., Автотрансдат, 1955.

Технико-экономическое сопоставление железобетонных и стальных колонн в одноэтажных промышленных зданиях

Кандидаты техн. наук Н. А. УШАКОВ, В. В. НЕСТЕРОВ (ЦНИИПромзданий)

В одноэтажных зданиях прокатных и трубных цехов с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т и пролетами 24 м и больше используются стальные стропильные фермы, а колонны могут применяться стальные или железобетонные. Поэтому технико-экономическое сопоставление рационального применения железобетонных и стальных колонн представляет значительный интерес.

Такие исследования проводил ЦНИИПромзданий совместно с Гипрометом. Объектами для сравнения приняты здания трубоволокнильного отделения трубоэлектросварочного цеха (проект Гипромета) и мелкосортного стана 250 (проект Приднепровского Промстройпроекта — варианты здания с железобетонными колоннами и Челябинского института Проект-стальконструкция — вариант со стальными колоннами).

Значительное влияние на стоимость зданий с железобетонными колоннами оказывает длина температурных блоков. В швах необходимо устанавливать парные колонны и фермы, что при длине блоков 72 м и шаге несущих конструкций 12 м вызывает увеличение числа колонн и ферм на 17%. Поэтому в зданиях с железобетонными колоннами целесообразно увеличивать размеры температурных блоков, хотя это и требует некоторого увеличения бокового армирования колонн крайних участков.

Для каждого здания рассматриваются три варианта устройства колонн: стальных (вариант I) и сборных железобетонных (вариант II) при одинаковых длинах температурных блоков; сборных железобетонных колонн (вариант III) при устройстве температурных блоков меньшей длины. Необходимость рассмотрения III варианта объясняется тем, что ранее были разработаны типовые железобетонные колонны с учетом устройства температурных блоков длиной по 72 м, а в более поздних выпусках серии КЭ-01-52 эта длина была увеличена.

В первых двух вариантах здание трубоволокнильного отделения разбивалось на два температурных блока длиной 168 и 204 м каждый, а здание мелкосортного стана — на два блока по 216 м. Трубоволокнильное отделение разбивалось на четыре блока: один длиной 84 м и три по 96 м, а здание мелкосортного стана разбивалось на шесть блоков по 72 м.

Основные параметры сопоставляемых вариантов зданий приведены на рис. 1.

Покрытия зданий всех вариантов выполнялись из сборных железобетонных плит размером 3×6 м для мелкосортного стана 250 и 3×12 м для трубоволокнильного отделения по стальным фермам. Фонари принимались стальные с железобетонными бортовыми плитами. Фундаменты выполнялись из монолитного железобетона. Шаг колонн принят равным 12 м с промежуточными стальными фахверковыми стойками по крайним рядам. Наружные стеновые ограждения — из железобетонных стеновых панелей ПСБ-5 размером 1,2×6 м.

Конструкции зданий рассчитаны на нагрузки II ветрового района по СНиП II-A.11-62. Расчетная нагрузка на покрытие, включая снеговую и собственный вес плит, 450 кг/м².

Во всех вариантах зданий учитывались затраты на монолитные железобетонные фундаменты под колонны, стальные и сборные железобетонные колонны, стальные подкрановые балки, стальные стропильные фермы, связи, фонари с бортовыми плитами, железобетонные плиты покрытий, стеновые панели и стальные фахверковые стойки.

Технико-экономическую оценку конструкций производили по приведенным затратам, включающим стоимость в деле, капитальные вложения в базу строительной индустрии с нор-

мативным коэффициентом эффективности 0,12, эксплуатационные расходы, а также с учетом расхода стали, бетона и трудоемкости работ на строительной площадке.

Расчеты выполнялись для строительства в Московской и Иркутской областях при оптовых ценах на сборные железобетонные конструкции по преysкуранту 06-08 (1970 г.) соответственно для III и VI поясов в сметных ценах на стальные конструкции по ценнику № 1, часть II для I и 15 территориальных районов.

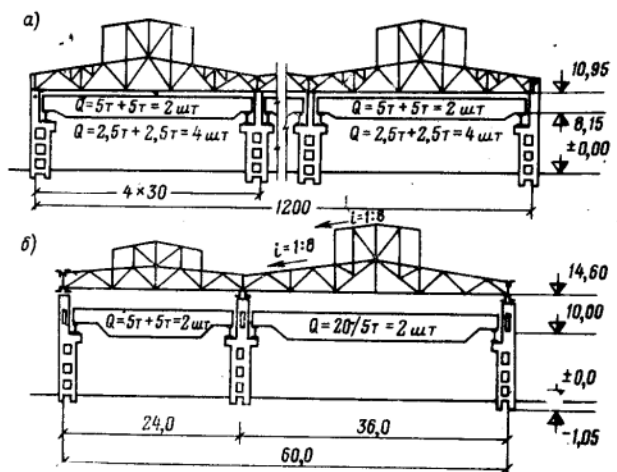
Дальность перевозки сборных железобетонных плит покрытия 3×6 м и стеновых панелей принята равной 45 км, а плит покрытия 3×12 м — 65 км.

При определении стоимости фундаментов учитывались затраты на бетонную смесь и арматуру, на изготовление фундаментов и зимние удорожания. Накладные расходы учтены в размере 16,8% для строительных работ и железобетонных конструкций и 8,3% для стальных конструкций.

Плановые накопления приняты в размере 6% на все виды затрат, для всех материалов и конструкций.

Капитальные вложения для монолитных конструкций определялись по прямым затратам на производство товарного бетона, арматурных каркасов и опалубки, с учетом затрат на производство цемента, заполнителей (песка и щебня), проката, арматуры и пиломатериалов, включая заготовку леса.

Для сборных железобетонных конструкций определялись прямые капитальные затраты и сопряженные затраты в цементную промышленность, производство нерудных материалов, металлоформ и в черную металлургию. Для стальных конструкций определяли прямые капитальные затраты на заводах строительных металлоконструкций и сопряженные затраты в черную металлургию. В капитальных вложениях в производство цемента, стального проката учитывались сопряженные затраты в энергетическую, топливную, сырьевую базу (добычу известняка, каменного угля, железной руды, ее обогащение, производство огнеупоров), а также затраты в пред-



Основные параметры здания трубопрокатного цеха, трубоволокнильного отделения (а) и здания мелкосортного стана 250 (б). Вариант с железобетонными колоннами

Таблица 1

Технико-экономические показатели колонн здания трубоволокнистого отделения

Показатели	Единица измерения	Вариант I		Вариант II		Вариант III	
		Колонны стальные	С учетом затрат на смежные элементы (фермы, фундаменты)	Колонны сборные железобетонные	С учетом затрат на смежные элементы	Колонны сборные железобетонные	С учетом затрат на смежные элементы
Расход стали	кг	18,6	57,3	10,4	48	11,2	51,5
Стоимость «в деле»	руб.	4,6	17,4	4,2	17,5	4,5	18,5
		5,3	20,6	5,05	21	5,4	22,5
Капитальные вложения	»	8,8	27,9	6,15	25,9	6,55	27,4
		9,5	30,6	6,8	28,8	7,3	30,4
Приведенные затраты	»	7,3	26,1	6,2	25,7	6,2	27,2
		8,3	30,5	7,3	30,4	7,85	32,2

Стоимостные показатели в числителе — для Московской области, в знаменателе — для Иркутской области. В приведенные затраты включены также эксплуатационные расходы.

шестью существующие переделы в составе металлургических заводов (производство кокса, агломерата, чугуна, стали). Следует отметить, что для стального проката капитальные вложения в металлургическое производство (в составе завода) составляют примерно половину сопряженных затрат с учетом смежных отраслей.

При расчетах удельных капитальных вложений к нормативам для Московской области были введены поправочные коэффициенты, учитывающие удорожающее влияние экономико-географических факторов на сметную стоимость предприятий строительной индустрии в восточных районах страны, составляющее 21—28% по отношению к предприятиям в центральных районах страны.

Результаты исследований показывают, что при одинаковой длине температурных блоков применение железобетонных колонн вместо стальных в зданиях трубоволокнистого отделения при строительстве в южных, центральных районах европейской части страны и на Урале (I—V пояса оптовых цен) дает экономию приведенных затрат 0,4 руб. и экономию расхода стали — 9,3 кг (10%)*.

В восточных районах страны (VI—VIII пояса оптовых цен) использование железобетонных колонн обеспечивает только снижение расхода стали, так как по приведенным затратам варианты I и II эквивалентны, о чем свидетельствуют данные табл. 1.

Применение железобетонных колонн сокращает сроки монтажа каркаса зданий, но увеличивает приведенный расход бетона на 4,3 см и вес взаимозаменяемых конструкций — колонн и фундаментов на 87 кг/м². При одинаковых расходах материалов на фермы, плиты покрытия, фонари, подкрановые конструкции и стены перерасход бетона при устройстве колонн и фундаментов составит 37,8%, а их вес увеличится на 28,8%.

Затраты на остальные конструктивные элементы здания (стенные ограждения, плиты покрытия, подкрановые балки, фонари со связями и бортовыми плитами) одинаковы во всех рассматриваемых вариантах, поэтому это не влияет на выбор материала для колонн.

При определении экономической эффективности применения колонн достаточно ограничиться затратами по трем элементам: колоннам, фундаментам и фермам со связями.

В зданиях мелкосортного стана 250 применение железобетонных колонн дает более высокий экономический эффект, обеспечивая по сравнению со стальными лучшие показатели также и в районах страны, в которых установлены высокие оптовые цены на сборный железобетон (V—VIII пояса). Применение железобетонных колонн обеспечивает снижение стоимости здания на 0,4—0,7 руб., экономию капитальных вложений 5,6—5,9 руб. и экономию приведенных затрат 1,6—1,8 руб. при сокращении расхода стали на 18,4 кг, но вместе с тем увеличивает вес колонн и фундаментов на 94 кг, или на 28%, а расход бетона на 4 см (табл. 2).

По сравнению со II вариантом III вариант во всех случаях дает увеличение сметной стоимости зданий, капитальных вложений и приведенных затрат. Поэтому железобетонные колонны с температурными блоками малой длины применять не рекомендуется, а в качестве основного варианта с железобетонными колоннами принимается вариант II.

Строительство рассматриваемых одноэтажных зданий обходится с одинаковыми трудозатратами на строительной площадке как при применении стальных, так и железобетонных колонн. Однако во всех случаях применение железобетонных колонн вместо стальных позволяет экономить капитальные вложения в базу строительной индустрии, сумма которых для зданий трубоволокнистого отделения составляет 6% к затратам по колоннам, фундаментам и фермам, а для зданий мелкосортного стана еще больше — 16%.

* Технико-экономические показатели приводятся на 1 м² площади зданий.

Таблица 2

Технико-экономические показатели колонн здания мелкосортного стана 250

На 1 м² площади здания

Показатели	Единица измерения	Вариант I		Вариант II		Вариант III	
		Колонны стальные	С учетом затрат на смежные элементы (фермы, фундаменты)	Колонны сборные железобетонные	С учетом затрат на смежные элементы	Колонны сборные железобетонные	С учетом затрат на смежные элементы
Расход стали	кг	29,4	82,2	12,8	64	14,8	68,2
Стоимость «в деле»	руб.	6,9	22,8	6,1	22,1	6,7	23,5
		8	27,8	7,25	26,7	8,05	28,3
Капитальные вложения	»	13,7	38,8	7,9	33,2	9,25	35,7
		14,9	42,5	8,85	36,6	10,4	39,4
Приведенные затраты	»	10,8	34,4	8,7	32,6	9,7	34,6
		12,3	40,7	10,3	38,9	11,5	41,3

Стоимостные показатели в числителе — для Московской области, в знаменателе — для Иркутской области. В приведенные затраты включены также эксплуатационные расходы.

Вывод

В прокатных и трубных цехах при наличии мостовых кранов грузоподъемностью до 30 т можно рекомендовать применение сборных железобетонных колонн при строительстве в районах страны, относящихся к I—VIII поясам, оптовых цен на сборные железобетонные изделия с устройством температурных блоков длиной не менее 144 м.

УДК 693.554

Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона

Канд. техн. наук Ю. И. МЕШКАУСКАС, инж. А. А. КЕНСГАЙЛА

В настоящее время потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона определяются по методике СНиП. II-V.1-62* [1], а именно (при натяжении арматуры на упоры):

от усадки $\sigma_1 = 450 \div 550 \text{ кгс/см}^2$ в зависимости от вида мелкого заполнителя и от ползучести по формуле

$$\sigma_2 = \alpha_n k_n \frac{R}{R_0} [\sigma_0 + 3 R_0 (\eta_0 - 0,5)], \quad (1)$$

где $\alpha_n = 0,8 \div 0,9$ — коэффициент, зависящий от вида мелкого заполнителя.

В связи с подготовкой к пересмотру нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций лабораториями теории железобетона и конструкций из легких бетонов НИИЖБ Госстроя СССР предлагается более упрощенный способ определения потерь напряжений арматуры от ползучести легких бетонов, а именно:

$$\sigma_2(t) = \beta(t) \sigma_2' + \sigma_2'', \quad (2)$$

$$\sigma_2' = \begin{cases} 2000 \eta_0 k_1 \text{ при } \eta_0 \leq 0,6, \\ 4000 (\eta_0 - 0,3) k_1 \text{ при } \eta_0 > 0,6; \end{cases} \quad (3)$$

$$\sigma_2'' = \begin{cases} 550 \eta_0 \text{ при } \eta_0 \leq m, \\ A \eta_0 - B \text{ при } \eta_0 > m; \end{cases} \quad (4)$$

A, B и m — параметры, зависящие от марки легкого бетона; $k_1 = 0,8$ — при тепловлажностной обработке;

$k_1 = 1$ — при естественном твердении.

Изменяемость величины потерь во времени учитывается переменным коэффициентом

$$\beta(t) = \frac{4t}{100 + 3t}.$$

В результате исследований потерь предварительного напряжения арматуры центрально обжатых элементов от ползучести и усадки конструктивного керамзитобетона пониженной объемной массы [4] нами предложены следующие зависимости (при $t = \tau_0 = 100$ сут.):

для определения потерь от усадки

$$\sigma_1 = 1000 k_n k_1 k_2 \quad (5)$$

и потерь от ползучести

$$\sigma_2 = k k_2 k_3 n_n \frac{R}{R_0} [\sigma_{00} + R_0 (\eta_0 - 0,5)],$$

где k_n, k, k_1, k_2 и k_3 — коэффициенты, учитывающие вид арматуры, степень обжатия η_0 , размерность сечения и условия окружающей среды [4].

Согласно формулы (6) потери учитываются по прямолинейной зависимости в областях условно линейной ($\sigma_0 \leq 0,5 R_0$) и нелинейной ($\sigma_0 > R_0$) ползучести.

Влияние ненапрягаемой арматуры на потери от усадки во всех этих предложениях не учитывается. Однако оно может быть учтено переменным эмпирическим коэффициентом

$$k_n = 1 - \frac{\mu_a}{0,025 + \mu_a}.$$

С целью более полного представления о потерях предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона и взаимосвязи потерь с трещиностойкостью и жесткостью при изгибе внецентренно обжатых элементов проводились соответствующие исследования. Полученные экспериментальные результаты рассматривались с позиций трех вышеизложенных способов расчета как наиболее сходных и упрощенных.

Испытанию подвергались 36 балок сечением $10 \times 16 \text{ см}$ и длиной 240 см, разделенных на 4 группы, соответствующие двум составам керамзитобетона (проектная прочность $R_{28} = 200$ и 400 кгс/см^2) и двум видам нижней напрягаемой арматуры (стержневая класса А-IV марки 80с $\varnothing 10 \text{ мм}$ и высокопрочная проволока $\varnothing 5 \text{ мм}$ по ГОСТ 8480-63). В каждой группе балок для отдельной степени начального обжатия ($\eta_0 \approx 0,25; 0,50; 0,65$); испытывались по 3 близнеца, один из которых изолированный.

Обжатие — отпуск с натяжных устройств арматуры, натянутой до $\sigma_{01} = 5000 \div 5750 \text{ кгс/см}^2$ ($\varnothing 10$) и $\sigma_{01} = 9000 \div 11000 \text{ кгс/см}^2$ ($\varnothing 5$) — осуществлялось после 10-суточного естественного твердения при достижении керамзитобетоном 0,7—0,8 проектной прочности. Составы керамзитобетона и некоторые его свойства приведены в таблице.

Материалы	Единица измерения	Расход материалов на 1 м ³ бетона марки	
		200	400
Керамзитовый гравий 5-10 мм ($\gamma_3 = 550 \text{ кг/м}^3, R_3 = 23,5 \text{ кгс/см}^2$)	м ³	0,770	0,780
Керамзитовый песок 2,5-5 мм ($\gamma_3 = 700 \text{ кг/м}^3, R_3 = 28,7 \text{ кгс/см}^2$)			
Кварцевый песок 0,16-0,2 мм	»	0,385	0,340
Цемент марки 400	кг	0,290	0,165
Отношение В/Ц	—	350	600
		0,714	0,477
Прочность R_{28}	кгс/см ²	210-245	375-385
Модуль упругости E_{28}	кгс/см ² · 10 ⁻³	146-151	160-170
Деформации усадки образцов сечением 10x10 см при $t=100$	$\epsilon_{ус} \cdot 10^4$	40-47	50-58

Длительное время образцы находились в закрытом помещении с температурой воздуха 16—23°C и относительной влажностью 50—70%.

Опытные значения потерь предварительного напряжения арматуры от усадки определялись исходя из свободных деформаций усадки неизолированных призм $10 \times 10 \text{ см}$ (рис. 1). Из рисунка видно, что принятые величины σ_1 в действующих нормах [1] для данного вида керамзитобетона занижены в 1,5—2 раза; что потери предварительного напряжения арматуры от усадки керамзитобетона изменчивы [4] и при их определении необходимо учесть такие факторы, как размеры сечения, вид арматуры и условия окружающей среды.

Опытные значения суммарных потерь предварительного напряжения арматуры (от усадки и ползучести), проявившиеся

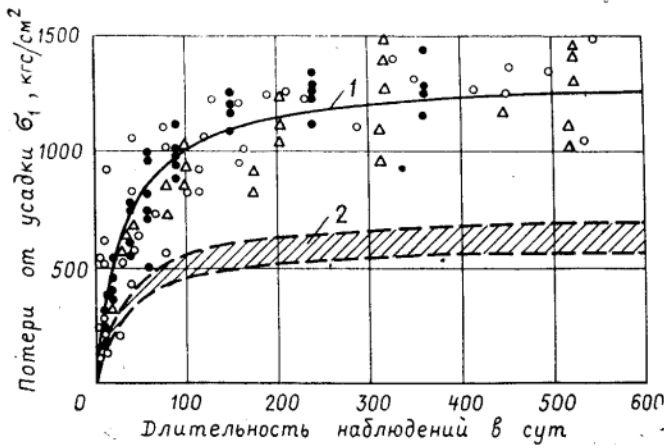


Рис. 1. Потери предварительного напряжения арматуры от усадки керамзитобетона

1 — по предлагаемой зависимости (5); 2 — по СНиП II-V.1-62*;
 ● — опыты А. Кенгайла; ○ — опыты Ю. Мешкаускаса; △ — опыты Ю. Гаюскаса

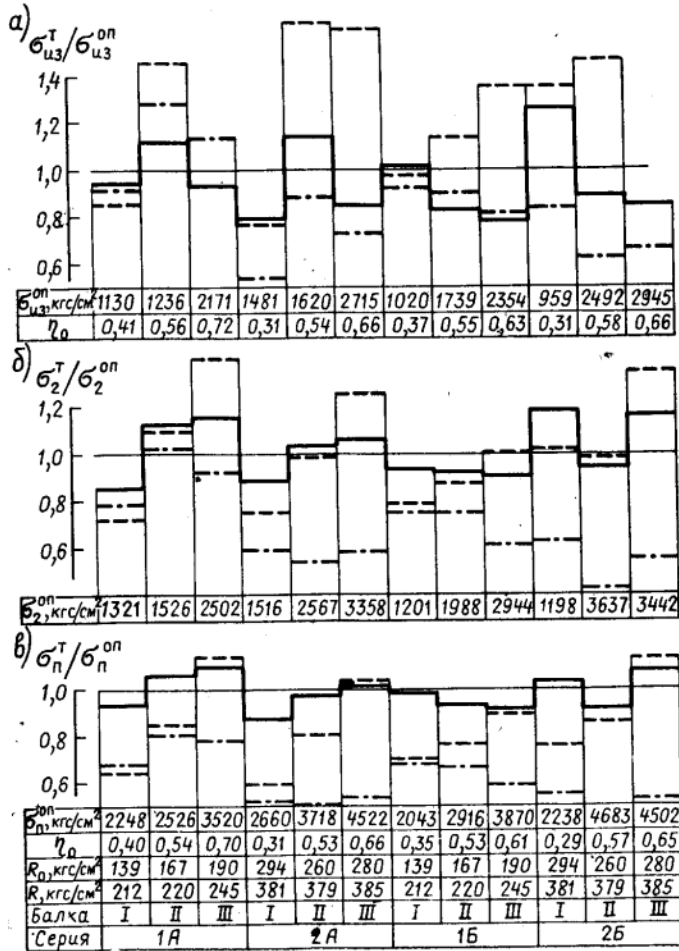


Рис. 2. Сопоставление опытных и теоретических потерь предварительного напряжения арматуры при $t - \tau_0 = 100$ сут.

а — от ползучести и усадки; б — от ползучести; в — от ползучести и усадки изолированных образцов; — по формулам (5) и (6); - - - по СНиП II-V.1-62*; - - - по предложениям НИИЖБА

ся как в процессе обжатия, так и на последующих этапах испытаний, определялись по общепринятой методике [2], а потери от ползучести — путем арифметического разделения полных деформаций на деформации усадки и ползучести, т. е.

$$\epsilon_n(t) = \epsilon(t) - \epsilon_{ус}(t),$$

где $\epsilon_{ус}(t)$ — относительные деформации усадки необжатого керамзитобетона.

Такой подход не учитывает влияния напряжений на усадку [3], однако является простым и для практических целей обеспечивающим достаточную точность, тем более что в конечном итоге рассматриваются суммарные потери.

Исследованиями установлено (рис. 2), что опытные значения суммарных потерь напряжения арматуры (от усадки и ползучести неизолированного керамзитобетона, во внецентренно обжатых элементах), а зависимости от степени начального обжатия и вида арматуры, достигают $\sigma_{ш} = 2000 \div 4700 \text{ кг/см}^2$ (при $t - \tau_0 = 100$ сут., $\tau_0 = 10$ сут.), в том числе от ползучести — $\sigma_2 = 1200 \div 3600 \text{ кг/см}^2$. Лишение влагообмена с окружающей средой снижает суммарные потери на 40—50%, а потери от ползучести — на 15—25%. (На графиках а и б рис. 2 приведены средние результаты двух близнецов.)

Из сопоставления (рис. 2) опытных значений потерь с теоретическими, установленными в соответствии с вышеуказанными рекомендациями [формулы (1), (2), (5) и (6)], видно, что наилучшую сходимость обеспечивает метод, предложенный в работе [4], обоснованный результатами исследований центрально обжатых элементов [формулы (5) и (6)]. Теоретические значения суммарных потерь, определенных по этому методу, отклоняются от опытных до $-12 \div +10\%$, а по методам Рекомендаций [1] и Предложений — соответственно до $-40 \div +14\%$ и до -49% (знак минус — занижение, плюс — завышение). Отклонение теоретических значений потерь от ползучести, определенных по (1), (2) и (6), составляет соответственно до $-28 \div +40\%$, $-57 \div +2\%$ и $-14 \div +18\%$, т. е. наилучшую сходимость и достаточную точность обеспечивает использование формулы (6).

Отмеченные значительные расхождения опытных и теоретических по (2) значений потерь, по-видимому, следует объяснить недостаточной экспериментальной обоснованностью входящих в эту формулу параметров, недоучетом сравнительно большого различия деформативных свойств легких бетонов одинаковой прочности. С другой стороны, расхождения можно объяснить отсутствием единого методического подхода при определении опытных значений потерь (например, потерь от пластических деформаций, проявляющихся в процессе обжатия, или влияния упругого восстановления деформаций с учетом снижающихся во времени напряжений обжатия и т. п.).

Изменение потерь во времени как суммарных, так и потерь от ползучести можно определять с помощью известного коэффициента $\beta(t) = \frac{4(t - \tau_0)}{100 + 3(t - \tau_0)}$ [4, 5]. В случае обжатия

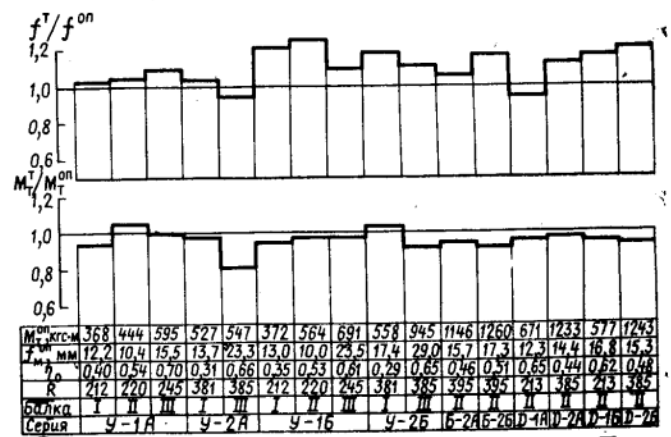


Рис. 3. Сопоставление опытных и теоретических значений M_T и f_k с учетом определения σ_1 и σ_2 по формулам (5) и (6)

Рис. 4. Изменение относительных остаточных напряжений керамзитобетона в зависимости от степени начального обжатия η_0

а, б, в, г — неизолрированные образцы; д, е, ж, з — изолированные образцы; а, в, д, ж — керамзитобетон марки 200; б, г, е, з — то же, марки 400; а, б, д, е — арматура класса А-IV; в, г, ж, з — высокопрочная проволока

керамзитобетона естественного твердения напрягаемой арматурой в раннем возрасте (при $\tau_0 = 10 \div 14$ сут.) в интервале $t - \tau_0 < 100$ сут. коэффициент β рекомендуется определять по

$$\beta(t) = \frac{10(t - \tau_0)}{100 + 9(t - \tau_0)}$$

О достоверности данных потерь предварительного напряжения арматуры от ползучести и усадки, определенных по (5) и (6), свидетельствуют и сопоставления моментов трещинообразования и прогибов при $M = 0,6 \div 0,7 M_p$, рассчитанных с учетом этих потерь (рис. 3). Отношения теоретических к опытным значениям моментов трещинообразования и проги-

бов изменяются $\frac{M_T^r}{M_T^{оп}} = 0,92 \div 1,05$ и $\frac{f^r}{f^{оп}} = 0,95 \div 1,2$

(на рис. 3 приведены средние результаты двух близнецов).

Эффективность степени начального обжатия керамзитобетона показана на рис. 4, из которого видно, что при более низкой прочности керамзитобетона (см. таблицу, марка 200) предел начального обжатия в зависимости от вида арматуры (при $t - \tau_0 \leq 100$ сут.) следует ограничить $\sigma_{60}^{макс} \leq (0,5 - 0,65)R_0$. При более высокой прочности (см. таблицу, марка 400) $\sigma_{60}^{макс} \leq 0,3 \div 0,5 R_0$. Для элементов, лишенных влагообмена с окружающей средой (изолированных), предел начального обжатия может быть увеличен на 30—40%.

Эффективность степени начального обжатия керамзитобетона показана на рис. 5, из которого видно, что относительный момент трещинообразования падает с увеличением степени начального обжатия $\eta_0 > 0,45$ для арматуры класса А-IV и $\eta_0 > 0,5$ для высокопрочной арматуры ($t - \tau_0 = 360$ сут.).

Выводы

В целях эффективного использования арматуры в изгибаемых элементах степень начального обжатия целесообразно превышать 0,45 для арматуры класса А-IV и 0,55 — для арматуры из высокопрочной стали. Эти значения могут быть увеличены до 20—25% в случае приложения внешней нагрузки непосредственно после обжатия.

Суммарные потери предварительного напряжения (от усадки и ползучести керамзитобетона) в зависимости от вида арматуры и степени начального обжатия в нормальных условиях достигают $\sigma_{п} = 2000 \div 4700 \text{ кгс/см}^2$ ($t - \tau_0 = 100$ сут.). Изоляция образца снижает суммарные потери на 40—55%.

ЛИТЕРАТУРА

1. НИИЖБ. Рекомендации по проектированию конструкций из легких бетонов. М., 1970.
2. Дмитриев С. А., Калатуров В. А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. М., 1965.
3. Александровский С. В. Экспериментально-теоретические исследования усадочных напряжений в бетоне. В сб.: «Структура, прочность и деформации бетонов». М., 1966.
4. Мешаускас Ю. И. Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести керамзитобетона. «Бетон и железобетон», 1970, № 8.
5. Кенсгайла А. А. Потери предварительного напряжения арматуры внецентренно обжатых элементов от ползучести и усадки керамзитобетона. В сб.: «Производство и применение конструкций из легких и ячеистых бетонов». Вильнюс, 1970.

$$\sigma_{\delta}(t)/R(t)$$

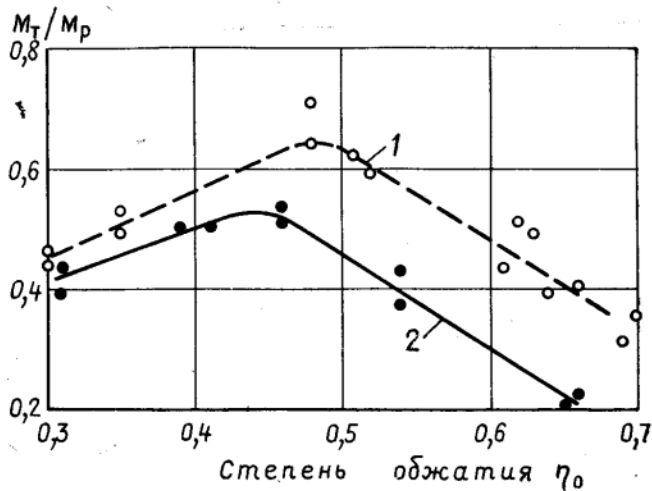
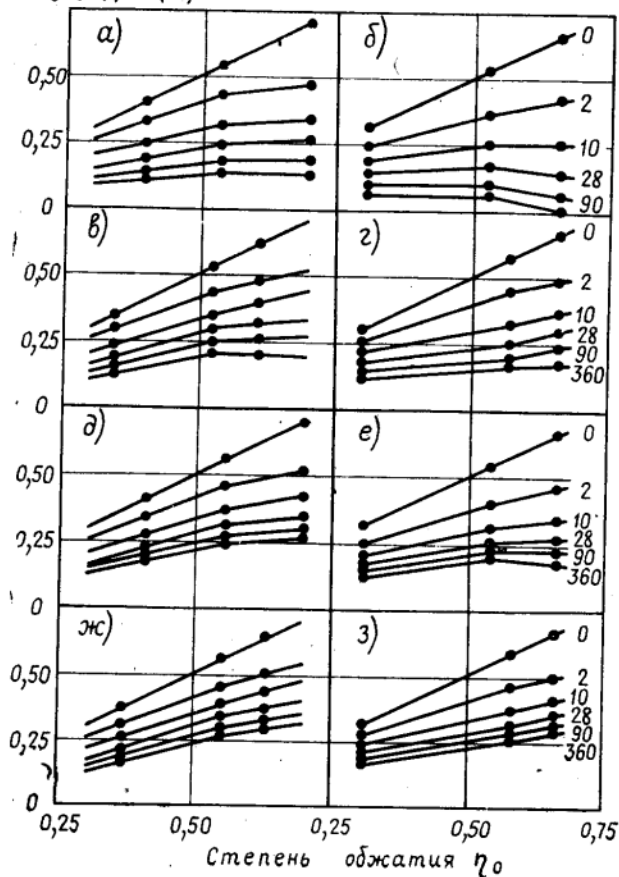


Рис. 5. Зависимость относительного момента трещинообразования от степени начального обжатия η_0
1 — высокопрочная проволока периодического профиля; 2 — арматура класса А-IV

Симпозиум РИЛЕМ

по изучению устойчивости конструкций

В сентябре прошлого года в Буэнос-Айресе состоялся Международный симпозиум по экспериментальному изучению устойчивости на моделях и натуральных конструкциях, подготовленный РИЛЕМ и Аргентинским национальным индустриально-технологическим институтом. В его работе приняли участие представители 19 стран, в том числе Советского Союза.

Одна группа докладов была посвящена результатам исследований плоских и призматических конструкций — колонн, балок, рам, плоских ферм (генеральный докладчик Д. Райт, США). Рассматривались вопросы несущей способности и деформирования отдельных сжатых элементов и элементов, входящих в системы (рамы, фермы, балки и т. п.).

В работах В. Кранстона и Р. Стуррока (Англия), Б. Фуре (Франция) и М. Гроссе (ГДР) изучалось влияние соотношения сторон и формы поперечного сечения на несущую способность гибких сжатых элементов с шарнирными опорами. Работа Н. Гарднера, Р. Годсе и Т. Вонга (Канада) посвящена экспериментальному изучению поперечно обжатых гибких бетонных и железобетонных колонн с разными эксцентриситетами приложения продольной силы. Боковое обжатие осуществлялось проволоочной спиралью с постоянной силой натяжения.

В докладах А. Каппа, А. Фонтана (Италия) и Т. Явора (ЧССР) были изложены результаты исследования продольного изгиба тонкостенных предварительно напряженных балок таврового, уголкового и коробчатого поперечных сечений. П. Адамс и Д. Макгрегор (Канада) исследовали совместную работу железобетонной стенки жесткости и рамы с жесткими узлами в рамно-связевых конструкциях зданий. Испытания проводились по двум схемам, характерным для работы колонн верхних и нижних этажей.

Полезные сведения получены Л. Мачадо и Х. Вега (Аргентина) при изучении на моделях уменьшенных размеров из синтетического материала продольного изгиба несущих стен при различных условиях закрепления их боковых сторон и различных соотношениях размеров стен.

Во второй группе докладов рассматривалась работа плит и оболочек — сферических, цилиндрических, двоякой кривизны (в виде гиперболического па-

раболоида и пологие), складок (генеральный докладчик Э. Джангреко, Италия). Исследовалось влияние граничных условий, характера нагружения и свойств материала на несущую способность конструкций при кратковременном действии нагрузки. Большое внимание уделялось возможности изучения работы конструкций на моделях, в частности, изготовленных на основе полимеров. Однако имитировать работу конструкций из железобетона, используя какие-либо заменители, сложно, поэтому исследования железобетонных конструкций, изложенные в докладах, проведены на моделях из мелкозернистого бетона.

Советские специалисты Г. К. Хайдуков и В. В. Шугаев представили доклад об исследовании на моделях предельного состояния железобетонных оболочек при больших местных прогибах. Для расчета несущей способности таких оболочек эффективным оказывается метод предельного равновесия, но с учетом конечных перемещений к моменту разрушения. Расчет ведется для части оболочки во вмятине, ограниченной кольцевой трещиной и расположенной в четверти пролета по главным осям или диагоналям.

А. Хаас и Х. Ванкотен (Голландия), Д. Вандерпит и Я. Рате (Бельгия) изучали тонкие цилиндрические и сферические круглые в плане оболочки из мелкозернистого бетона. В ряде сообщений были изложены исследования потери упругой устойчивости оболочек небольших размеров из синтетических материалов.

Третья тема докладов — влияние ползучести материалов на несущую способность конструкций и развитие деформаций во времени, а также вопросы динамической устойчивости (генеральный докладчик В. Ольшак, ПНР).

Много внимания было уделено изучению поведения конструкций после потери устойчивости. Специалисты отмечали, что влияние ползучести при длительном действии нагрузки может оказаться решающим для несущей способности тонкостенных конструкций и гибких сжатых элементов. Приводились новые теоретические разработки по расчету сжатых железобетонных элементов при длительном действии нагрузки. Так, в докладе А. А. Гвоздева, Е. А. Чистякова и А. В. Шубика (СССР) рассматривался теоретический метод расчета таких элементов, учитывающий

всю историю нагружения элемента при определении изменения напряженно-деформированного состояния во времени.

Доклады Г. Креуса (Аргентина) и К. Кордина (ФРГ) также были посвящены исследованию влияния длительности действия нагрузки на несущую способность гибких сжатых элементов.

Результаты многолетних наблюдений за деформациями кровельных железобетонных балок натуральных размеров приведены в сообщении М. Циганека, Р. Куды и В. Мелоуна (ЧССР).

Интересны теоретические и экспериментальные исследования устойчивости при ползучести нелинейных сферических оболочек с некоторыми несовершенствами, выполненными З. Быхавским и Г. Копецким (ПНР). Представляет также интерес, особенно с методической стороны, исследование пластин из специального металла с хромопластическими свойствами, проведенное Н. Ионеску (СРР). Этот метод позволяет визуально, без дополнительных приборов, наблюдать за развитием напряженного состояния образцов.

Обсуждение докладов показало, что основное направление в изучении проблемы устойчивости за рубежом — это исследования на малоразмерных моделях из синтетических материалов или легких металлов. Достоинство такого направления — дешевизна, невысокая трудоемкость проведения эксперимента и, в связи с этим, массовость эксперимента. Однако надо иметь в виду, что подавляющее большинство строительных конструкций выполняется из бетона, железобетона и подобных материалов, обладающих специфическими деформативными свойствами. Оценить работу таких конструкций с достаточной степенью достоверности можно на моделях таких размеров, которые позволяют использовать материал натурной конструкции. Поэтому необходимо проводить комплексные исследования. Испытания «условных» моделей могут выявить некоторые закономерности работы конструкций, общий характер деформирования, наиболее напряженные участки конструкций, а это поможет более целесообразно поставить эксперимент на крупномасштабных моделях из материала натуральных конструкций.

Канд. техн. наук Е. А. ЧИСТЯКОВ

Конференции по тонкостенным пространственным конструкциям

В Ростове-на-Дону, в сентябре прошлого года состоялась VIII Всесоюзная конференция по теории оболочек и пластин, организованная Институтом проблем механики АН СССР, Ростовским государственным университетом и др. В ее работе приняли участие около 500 специалистов, в их числе академики АН СССР А. Ю. Ишлинский, Ю. Н. Работнов, члены-корреспонденты АН СССР А. Н. Лурье, И. И. Ворович, А. В. Погорелов и др.

На конференции много внимания было уделено применению тонкостенных конструкций типа оболочек в современном авиастроении (доклад член-корр. АН СССР И. Ф. Образцова), промышленном строительстве (доклад д-ра техн. наук Г. К. Хайдукова), гражданском строительстве (доклад инж. А. П. Морозова и канд. техн. наук Б. В. Миронкова), а также применению в народном хозяйстве мягких оболочек (доклад д-ра техн. наук В. В. Ермолова).

На секциях было заслушено 170 докладов.

Обсуждались нелинейные и динамические задачи теории оболочек, вопросы устойчивости этих конструкций и методы их расчета. Анализировались результаты решений сложных задач (с помощью ЭЦВМ), доведенных до числа и сравнения с опытом.

Большой интерес вызвали доклады по вопросам устойчивости и расчета оболочек с учетом подкрепляющих ребер, методам учета действительных условий на контуре, оптимизации формы поверхности оболочек и складок.

Конференция показала, что дальнейшее широкое применение и развитие железобетонных тонкостенных конструкций в строительстве требует межотраслевых контактов, совершенствования практических расчетов, развития моделирования и натуральных экспериментов.

* * *

В октябре в г. Тбилиси прошла научная сессия советской национальной комиссии по пространственным конструкциям, посвященная расчету тонкостенных пространственных систем по методу предельного равновесия. В этой первой Всесоюзной конференции по применению теории оболочек и складок приняли участие около 200 специалистов научно-исследовательских институтов, работников вузов.

Проф. А. А. Гвоздев отметил целесообразность дальнейшего развития метода предельного равновесия с помощью инженерного и математического подходов для определения несущей способности тонкостенных пространственных систем с учетом реальных деформативных свойств материалов и конструкций.

Были прослушаны доклады проф. А. Р. Ржаницына о развитии метода предельного равновесия пространственных конструкций на основе линейного программирования, проф. Г. К. Хайдукова о методах расчета пространственных конструкций на основе экспериментально-теоретических исследований, проф. Г. Н. Карцевадзе о методах анализа упруго-пластических колебаний сооружений при сейсмическом воздействии, проф. Г. С. Шапиро о динамике пластических конструкций, проф. А. А. Чираса об общей теории оптимизации упруго-пластического тела, канд. техн. наук Н. В. Ахвледиани о кинематическом анализе жестко-пластических армированных оболочек.

Предметом специальной дискуссии на секционных заседаниях явились вопросы несущей способности конструкций при динамических воздействиях.

Обсуждение показало значительное развитие теории предельного равновесия, расширение использования ЭЦВМ и математического программирования, успехи в учете неупругих свойств бетона, больших деформаций и перемещений, решении задач оптимизации по не-

скольким параметрам для конструкций типа оболочек.

Вызвали интерес сообщения об экспериментальных исследованиях в задачах предельного равновесия пространственных конструкций, о применении предельного равновесия в практике проектирования и строительства.

Представлены результаты исследования на моделях из микрожелезобетона цилиндрических оболочек с учетом ползучести бетона и больших перемещений; оболочек покрытых положительной и отрицательной гауссовой кривизны; оболочек фундаментов, различных складок. Изучены сплошные, сосредоточенные и сейсмические нагрузки.

Большое количество опытных данных накоплено по схемам излома и разрушающим нагрузкам железобетонных и других пространственных конструкций, которые убедительно подтверждают практические предложения по расчету их несущей способности.

Несмотря на сложность проблемы непосредственного определения несущей способности конструкций типа оболочек, имеется много примеров использования в практике проектирования метода предельного равновесия. Разработаны экономические расчеты сложных тонкостенных железобетонных конструкций по предельным состояниям с учетом реальных перемещений и трещинообразования, например, преднапряженных вспарушенных панелей-оболочек переменной толщины, панелей-оболочек КЖС, цилиндрических коротких (конструкции НИИСК) и длинных оболочек, гиперболических тонкостенных фундаментов и др.

Научная сессия наметила пути использования метода предельного равновесия для расчета железобетонных тонкостенных и других пространственных конструкций.

Проф. Г. К. ХАЙДУКОВ

Всесоюзный общественный смотр-конкурс на лучшее качество строительства

В целях мобилизации коллективов строительно-монтажных организаций, предприятий промышленности строительных материалов и строительной индустрии на выполнение задач, поставленных Директивами XXIV съезда КПСС по дальнейшему повышению качества строительства, а также руководствуясь постановлением ЦК КПСС от 1971 г. «О дальнейшем улучшении организации социалистического соревнования», Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства, Центральный комитет профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов, Центральное правление Научно-технического общества строительной индустрии и Союз архитекторов СССР с 1 января по 1 октября 1972 г. проводят всесоюзный общественный смотр-конкурс на лучшее качество строительства.

Для руководства смотром-конкурсом и рассмотрения его результатов создана центральная комиссия под председательством Первого заместителя Председателя Госстроя СССР тов. Чен-темирова М. Г.

Победителями смотра-конкурса будут считаться:

1) коллективы управлений строительства, строительных и монтажных трестов, домостроительных комбинатов и приравненных к ним организаций, добившиеся:

высокого качества строительства всех возводимых зданий и сооружений; выполнения заданий, установленных государственным планом;

высокого уровня технической культуры строительного производства;

массового внедрения изобретений и рационализаторских предложений, направленных на улучшение качества строительно-монтажных работ;

2) коллективы строительных и монтажных управлений, передвижных механизированных колонн и приравненных к ним строительно-монтажных организаций, добившиеся:

высокого качества строительства всех возводимых зданий и сооружений, а также промышленных и сельскохозяйственных комплексов, жилых кварталов и микрорайонов;

выполнения заданий, установленных государственным планом;

высокого уровня технической культуры строительного производства;

3) коллективы предприятий промышленности строительных материалов и промышленных предприятий строительной индустрии, добившиеся:

высокого качества всей выпускаемой продукции;

выполнения заданий, установленных государственным планом;

освоения и организации массового выпуска новых прогрессивных материалов, конструкций и изделий, а также снижения трудоемкости их изготовления и стоимости;

4) коллективы проектных и научно-исследовательских организаций, обеспечивающие:

разработку и внедрение прогрессивных и экономичных проектов, улучшенных архитектурно-конструктивных решений зданий и сооружений и своевременный выпуск технической документации высокого качества;

разработку и внедрение научных исследований, способствующих повышению технического уровня строительства, выпуск эффективных строительных конструкций, изделий и материалов, внедрению передовых методов строительного проектирования и производства работ.

Победителям Всесоюзного общественного смотра-конкурса за лучшее качество строительства будут присуждаться дипломы с выплатой денежных премий (максимальный размер премии 4000 руб.)

Материалы по организациям и предприятиям республиканского и местного подчинения, выдвигаемым для присуждения дипломов и денежных премий по итогам смотра-конкурса, должны представляться в комиссии, организованные при Госстроях союзных республик.

Материалы по организациям и предприятиям, подведомственным министерствам и ведомствам в союзных республиках, рассматриваются коллегией указанных министерств и ведомств и республиканскими комиссиями по проведению смотра-конкурса при Госстроях союзных республик и представляются соответствующим союзно-республиканским министерствам и ведомствам СССР.

Организации и предприятия, непосредственно подчиненные общесоюзным министерствам, представляют материалы этим министерствам.

Министерства и ведомства СССР и Госстрои союзных республик материалы и решения о выдвижении организаций или предприятий для присуждения дипломов, денежных премий и грамот, а также о выдвижении общественных организаций, газет и журналов и отдельных работников для награждения грамотами представляют в Центральную комиссию по проведению Всесоюзного общественного смотра-конкурса на лучшее качество строительства не позднее 1 ноября 1972 г.

Центральная комиссия по проведению смотра-конкурса обобщает итоги и представляет в декабре 1972 г. предложения о присуждении дипломов, премий и грамот для рассмотрения на совместном заседании коллегии Госстроя СССР, Президиума ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов, Центрального правления Научно-технического общества строительной индустрии и Союза архитекторов СССР.

УДК 728.9:666.973

Газобетонные изделия в строительстве сельскохозяйственных производственных зданий. Крейс У. И., Нигол Т. К., Оямаа Э. Г. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 4.

На основе многолетних систематических обследований животноводческих зданий в Эстонской ССР и в других республиках анализируются условия эксплуатации ячеистого бетона в таких зданиях. Устанавливаются основные причины возникновения дефектов и разрушений ячеистобетонных элементов и приводятся необходимые условия для успешного применения ячеистобетонных конструкций в сельскохозяйственных производственных зданиях.

Иллюстраций 1, библиографических названий 4.

УДК 666.973.6

Получение ячеистого бетона, стойкого к воздействию углекислого газа. Л. М. Розенфельд, Т. Д. Васильева. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 6.

В статье рассматриваются различные способы повышения стойкости ячеистого бетона к воздействию углекислого газа.

Эффективным является способ, предложенный НИИЖБом и заключающийся в том, что в процессе изготовления ячеистого бетона в его состав вводится до 10% тонкомолотого битума марки Б.

Даны сравнительные испытания на усадку газобетона с добавкой битума и без добавки при воздействии на них 100%-ного углекислого газа. Результаты испытаний показали возможность получения карбостойкого ячеистого бетона.

Иллюстраций 4, библиографических названий 5.

УДК 666.973.6

Стойкость газобетона при низкой температуре. Камерлох Н. А., Линскер В. А., Кесли Э. О. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 9.

Исследовалась морозостойкость газобетона при температуре замораживания -45 и -55°C .

Коэффициент морозостойкости зависит от температуры замораживания, условий оттаивания и состава бетона.

Циклическое замораживание газобетона при -45 и -55°C способствует более быстрому разрушению образцов, чем при аналогичных испытаниях при температуре -15 — -20°C . Но и при таких жестких режимах испытания газобетон характеризуется высокой морозостойкостью, которая значительно выше, чем морозостойкость глиняного кирпича.

Таблиц 2, библиографических названий 5.

УДК 666.973.6./002.612

Автоклавные ячеистые бетоны с карбонатными микронаполнителями. Баранов А. Т., Воробьев А. А., Гарашин В. Р. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 14.

Установлена оптимальная дозировка тонкомолотых карбонатных добавок. Выявлено влияние их на повышение гидратации цемента, увеличение содержания в системе «цемент — песок — вода» низкоосновных гидросиликатов кальция и уменьшение дисперсности новообразований. Иллюстраций 2, библиографических названий 5.

УДК 691.327:666.973.6.002.612

О критериях стойкости ячеистых бетонов. Силаенков Е. С. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 10.

Морозостойкость ячеистых бетонов не определяет однозначно существование деструктивных процессов, развивающихся в них при эксплуатации. Необходимо использовать в качестве критериев трещиностойкости ячеистых бетонов отношение внешнего массообмена и внутреннего массопереноса. Это позволяет определить необходимость и направление изменения свойств бетона для увеличения долговечности изделий. Наиболее перспективным путем повышения трещиностойкости ячеистых бетонов является уменьшение их объемной массы.

Таблиц 3, иллюстраций 3, библиографических названий 2.

УДК 666.97.035.56

Эффективные режимы автоклавной обработки ячеистых бетонов. Горьянов К. Э. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 15.

В статье приводятся результаты исследований режимов автоклавной обработки ячеистобетонных смесей, приготовленных из компонентов различного гранулометрического состава (например 80% — $1925\text{ см}^2/\text{г}$ и 20% — $3050\text{ см}^2/\text{г}$) при формовании из них изделий литьем по комплексной и циклической вибротехнологии.

Сделаны рекомендации по автоклавным режимам для изделий, изготовленных в индивидуальных формах и при резательной технологии.

Указано на целесообразность применения в смесях песков и других компонентов двух гранулометрических составов.

Таблиц 4.

УДК 621.643.255:666.97.035.55

Эффективные методы тепловой обработки виброгидропрессованных труб. Марьямов Н. Б., Шумилин В. И. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 30.

При термообработке виброгидропрессованных труб трубчатыми электронагревателями (ТЭНами) и газовыми инфракрасными излучателями размещение и работа нагревателей в раструбной зоне трубы позволяет интенсифицировать прогрев бетона раструбы, уменьшить до минимума перепад температур бетона по высоте трубы.

Активизируется роль воды в водной рубашке сердечника, уменьшается продолжительность термообработки труб на 3—3,5 ч по сравнению с пропариванием и исключается запаренность атмосферы цеха.

Термообработка труб газовыми инфракрасными излучателями в 3—4 раза дешевле, чем пропаривание (расход природного газа составляет 50—55 м³ на 1 м³ бетона). Экономическая эффективность этого метода термообработки особенно повышается в тех районах СССР, где имеется дешевая электроэнергия.

Иллюстраций 4.

УДК 691.327.002.612

Свойства бетона на магнитообработанной воде. Арадовский Я. Л., Тер-Осипянц Р. Г., Арадовская Э. М. «Бетон и железобетон», № 4, стр. 32.

Приведены результаты научно-исследовательских работ по использованию магнитообработанной воды при изготовлении тяжелых бетонов и изделий из них.

Установлено изменение реологических показателей бетонной смеси, выражающееся в снижении вязкости смеси на магнитообработанной воде.

Приведены данные по установлению оптимального режима обработки воды, освещены результаты изменения пластической прочности цементного теста при реагентном и безреагентном методах обработки.

Выявлены физико-механические свойства бетонов на магнитообработанной воде.

Иллюстраций 3, таблиц 3, библиографических названий 3.

УДК 666.973.6

Автоклавный ячеистый бетон на основе шлакопортландцемента. Сакаев Р. В., Ивлева Г. А., Блюмкина И. М., Птицына Л. И., Безручков А. И. «Бетон и железобетон», 1972, № 4, стр. 13.

Приведены результаты исследований свойств конструктивно-теплоизоляционного пенобетона на основе шлакопортландцемента. Даны физико-механические характеристики пенобетона и результаты статистического анализа испытаний контрольных образцов по прочности и объемной массе. Установлено, что при производстве ячеистого бетона портландцемент марки 400 может быть заменен шлакопортландцементом марки 300. Пенобетон, изготовленный на шлакопортландцементе, удовлетворяет нормативным требованиям ячеистого бетона марки 35 и 25 при объемной массе 700 и 550 кг/м³.

Таблиц 2, иллюстраций 2.