

ДИБК.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН



12
1969



БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА
СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

1969

ДЕКАБРЬ

№ 12

Содержание

Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева 150 лет	1
<i>В. М. Москвин, С. Н. Коротков, В. Н. Макарец, В. В. Писарев.</i> Деформации цементного камня, ра- створа и крупного заполнителя при раннем замо- раживании бетона	2
<i>О. С. Иванова.</i> Кинетика нарастания прочности бе- тона при замораживании и оттаивании	6
<i>А. В. Логойда, Е. Н. Ухов.</i> О температурных гра- ницах применения бетонов с противоморозными добавками	9
Производственный опыт	
<i>Б. И. Березовский.</i> Бетонные и железобетонные ра- боты в условиях Крайнего Севера	12
<i>И. А. Физдель.</i> Прогрев замоноличенных стыков железобетонных конструкций зимой	15
<i>Н. Н. Данилов, В. Б. Цыбикдоржиев.</i> Термообра- ботка бетона в шелевидных стыках колонн ин- фракрасным излучением	17
<i>Я. Р. Бессер.</i> Применение добавки нитрита натрия при бетонировании конструкций в зимних усло- виях	19
<i>А. З. Клячин, Г. Н. Катаев.</i> Совместная работа це- ментного раствора и стальной обоймы при пони- жении температуры	21
Теория, исследования, расчеты	
<i>И. Г. Совалов, А. И. Творогов.</i> Импульсный элект- ропрогрев бетона	23
<i>А. А. Парийский.</i> Тепловыделение бетонов, укладки- ваемых с предварительным электроразогревом бе- тонных смесей	26
<i>И. Б. Заседателев, Б. А. Крылов, Е. И. Богачев.</i> Внутренний теплосбмен при форсированном элект- роразогреве бетонных смесей	28
<i>В. П. Чернышев, А. Е. Десов.</i> Поляризационно-опти- ческий метод оценки усадочных напряжений в бе- тоне	31
Дискуссии	
<i>И. М. Красный.</i> Исследование морозостойкости мел- козернистых бетонов	33
Диссертации	
<i>В. А. Беликов.</i> Исследование несущей способности внецентренно сжатых колонн из высокопрочного бетона	36
В помощь проектировщику	
<i>П. Ф. Дроздов.</i> Расчет многоэтажных зданий из объемных блоков	39
Информация	
<i>К. Д. Некрасов, Ю. М. Иванов.</i> 23-я сессия Испол- кома РИЛЕМ	43
Всесоюзная конференция по легким бетонам	44
Содержание журнала за 1969 год	45



Ленин вошел в историю как пламенный борец за свободу и счастье трудящихся. Он беззаветно боролся за победу социализма. „Это — великое дело, — писал Ленин, — и на такое дело не жалко всю жизнь отдать“. И вся его жизнь была отдана делу рабочего класса, трудового народа, делу революции, делу коммунизма. Ильич был непримиримым к врагам, принципиальным в политике, гибким в подходе к решению конкретных проблем. Неразрывная связь с массами, чуткость и внимательность к людям, скромность, требовательность к себе и другим — таков немеркнущий образ нашего вождя и учителя.

Из Постановления ЦК КПСС «О подготовке к 100-летию со дня рождения Владимира Ильича Ленина»

Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева 150 лет

Основанная в декабре 1819 г. Инженерная Академия в середине XIX века становится центром военно-инженерной и строительной науки. Выдающиеся питомцы Академии А. Э. Теляковский, Ф. Ф. Ласковский, А. Ф. Плюцинский, К. И. Величко, Н. А. Буйницкий своими трудами создали русскую фортификационную школу, занявшую ведущее место в мировой фортификационной науке. Пример патриотического служения Родине показали саперы — герои Севастопольской обороны 1853—1854 гг., Плевны и Шипки 1877—1878 гг., обороны Порт-Артура в 1904 г., руководимые воспитанниками Академии Э. И. Тотлебенем, К. И. Величко, Р. И. Кондратенко.

Замечательные традиции Академии, высокий патриотизм ее воспитанников, особенно ярко проявились в годы Великой Отечественной войны. Всеми миру известен бессмертный подвиг генерал-лейтенанта инженерных войск Д. М. Карбышева.

Академия выдвинула выдающихся ученых: в области механики — Н. П. Петрова, Н. К. Кирпичева, М. В. Остроградского, Г. Е. Паукера; химии и технологии материалов — А. Р. Шуляченко и И. Г. Малюгу; путей сообщения — М. Н. Герсеева; электричества — П. Н. Яблочкова и других. Воспитанниками Академии были писатели Ф. М. Достоевский и Д. В. Григорович, композитор Ц. А. Кюи, академик живописи К. А. Трутковский,

основоположник русской физиологии И. М. Сеченов и другие.

А. Р. Шуляченко называли отцом русской цементной промышленности. Благодаря его исследованиям и инициативе в конце прошлого века в России были построены первые цементные заводы, освободившие страну от ввоза цемента из-за границы, разработаны первые нормы на портландцемент. И. Г. Малюга в эти же годы закладывает основы бетоноведения. В своей работе «Состав и способ приготовления цементного бетона» (1897 г.), обобщивший результаты ранее публиковавшихся статей, И. Г. Малюга одним из первых в мире показал, что прочность бетона зависит от водоцементного отношения, разработал способы расчета состава бетона, указал пути получения бетонов высокой крепости. Многие выдвинутые им положения легли в основу науки о бетонах. И. И. Житкевич в начале нашего века изучает и внедряет в практику строительства новый материал — железобетон.

Особенно больших успехов в науке и практике строительства и военно-инженерного дела ученые Академии добились после Великой Октябрьской социалистической революции. В эти годы в стенах Академии работают И. М. Рабинович, М. М. Филоненко-Бородич, Н. С. Стрелецкий, В. М. Келдыш, В. К. Дмоховский, Ф. А. Торопов, Б. Н. Жемочкин, А. Н. Ахутин, А. Ф. Лолейт, Т. Т. Карлсен,

А. И. Добряков, Г. И. Покровский, К. М. Дубяга, М. Н. Геннев, А. А. Гвоздев, С. С. Давыдов, Б. А. Олисов, С. А. Ильясевиц, О. Е. Власов, В. З. Власов, А. П. Сеницын, Б. Г. Скрамтаев, В. М. Москвин и многие другие.

Большой вклад ученые Академии внесли в технологию бетона и других строительных материалов, в разработку методов расчета различных железобетонных конструкций, особенно на динамические нагрузки, в совершенствование методов возведения железобетонных сооружений.

Широко известны труды Б. Г. Скрамтаева, опубликовавшего 440 статей и книг, он автор и участник разработки многих нормативных документов, определявших направление технического прогресса в строительстве, им много сделано для разработки и внедрения в строительство новых цементов и бетонов.

П. М. Миклашевский являлся одним из авторов и инициаторов внедрения вибрационного способа уплотнения бетонной смеси, Б. А. Кувыкин изучал гидротехнический бетон, И. И. Егоров — прочность сцепления заполнителя и раствора. П. Ф. Шубен-

кин — бетон для аэродромных покрытий, Ю. М. Баженов — способы расчета состава бетона, специальные бетоны и их особые свойства.

Учеными Академии было многое сделано для разработки технологии высокопрочного бетона, мелкозернистого бетона для строительства в районах, где отсутствует щебень, малощебеночного, крупнопористого и некоторых специальных видов бетона, были усовершенствованы современные способы расчета состава бетона, изучены его особые свойства.

В области расчета железобетонных конструкций и их проектирования много сделано В. М. Келдышем и С. С. Давыдовым. Раньше других в нашей стране динамические свойства бетона начали изучать А. А. Гвоздев и А. П. Сеницын. А. Л. Амбарцумян и Н. Н. Попов развивают методы расчета железобетонных конструкций на действие динамических нагрузок.

За большие заслуги в подготовке специалистов и в развитии науки Академия награждена орденом Ленина и орденом Красного Знамени.

УДК 666.97.972:539.37

Деформации цементного камня, раствора и крупного заполнителя при раннем замораживании бетона

Д-р техн. наук В. М. МОСКВИН, кандидаты техн. наук С. Н. КОРОТКОВ,
В. Н. МАКАРЦЕВ, инж. В. В. ПИСАРЕВ

При замораживании в раннем возрасте в бетоне могут возникнуть большие структурные изменения, в результате чего значительно ухудшаются его основные физико-механические свойства. При этом также имеют место значительные объемные деформации составляющих бетон материалов, что, по видимому, оказывает большое влияние на формирование структуры бетона, а также на его основные свойства.

В последние годы метод измерения деформации бетона стал все шире использоваться при объяснении кинетики структурных нарушений в бетоне при его тепловой обработке [1] или при воздействии отрицательных температур [2, 3]. Получены новые сведения о физических процессах, происходящих в бетоне, подвергающемся совместному воздействию температуры и влажности.

В то же время очень мало данных о деформациях составляющих бетон материалов и о их влиянии на формирование структуры бетона в различных температурно-влажностных условиях, в частности о деформациях цементного камня, раствора и крупного заполнителя при раннем замораживании бетона. Это было вызвано отсутствием необходимой методики исследования и аппаратуры, которая позволила бы с большой точностью измерять

температурные деформации составляющих бетон материалов.

В наших опытах для этой цели использовался среднетемпературный dilatометр, разработанный во Всесоюзном научно-исследовательском институте физико-технических и радиотехнических измерений [3]. Dilатометр с кинематикой П. Г. Стрелкова позволяет изучать изменение линейных размеров образцов при колебании температуры от +100 до -100°C. Схема прибора дана на рис. 1. На плоском полированном столике устанавливают образец, на который помещают накладку из плавленного кварца. В нее упирается стержень-толкатель, изготовленный также из кварца. На другом конце толкателя закреплен миниатюрный магнит, который соприкасается своей полированной поверхностью с роликом. На ролике закреплено зеркальце.

Деформации образца передаются через кварцевую накладку толкателю, а последний поворачивает ролик с зеркальцем. Следует подчеркнуть, что проскальзывания магнита по ролику не происходит. Ролик получает вращательное движение, поворачивая закрепленное на нем зеркальце. Изображение светового указателя перемещается в фокальной плоскости автоколлимационной трубы. Оно измеряется окулярным микрометром в делениях

барабана. Если отсчет удлинений превышает шкалу микрометра (800 делений по барабану), световой указатель возвращается на нуль с помощью специального винта.

Исследовались образцы высотой 30 мм и поперечным размером до 20 мм из цементного камня, раствора, крупного заполнителя и арматуры.

В первой серии опытов образцы из цементного теста нормальной густоты изготавливались из портландцемента марки 400 Воскресенского завода и особо быстротвердеющего цемента марки 600 Ново-Здолбуновского завода. Образцы в инваровых формочках в возрасте 12, 16 и 20 ч устанавливались в измерительную камеру дилатометра, в которой охлаждались до -25°C со скоростью около 20 град/час.

На рис. 2 приведены результаты измерений деформаций цементного камня. Из этих данных видно, что независимо от времени предварительного твердения с понижением температуры от $+25^{\circ}\text{C}$ до $-5-7^{\circ}\text{C}$ наблюдаются деформации усадки цементного камня.

При температуре в камере около $-5-7^{\circ}\text{C}$ начинается фазовый переход воды в лед и связанный с этим процесс расширения. В течение 1,0—1,5 мин деформации образца достигают максимальной величины. Образец, подвергнутый воздействию отрицательных температур в более раннем возрасте,

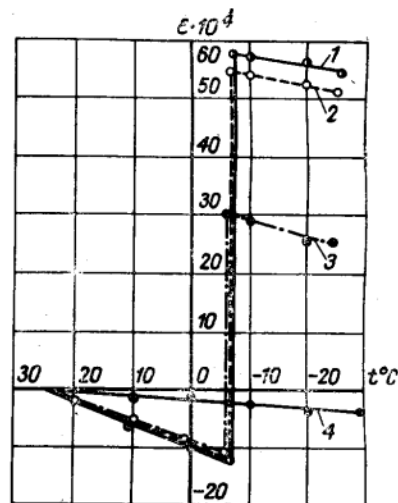
имеет большую величину деформации расширения так как в него до замораживания находилось большее количество свободной воды. Так в образце, замороженном через 12 ч после изготовления, относительные деформации расширения составляли $\epsilon = 58 \cdot 10^{-4}$, а в замороженном через 20 ч — $\epsilon = 30 \cdot 10^{-4}$, т. е. были почти в 2 раза меньше.

При дальнейшем понижении температуры вновь наблюдаются деформации усадки цементного камня.

При использовании вместо портландцемента марки 400 особо быстротвердеющего цемента марки 600, обладающего более высокой скоростью набора прочности, образец, замороженный через 16 ч

Рис. 2. Деформации цементного камня, замороженного в раннем возрасте

1 — замороженный через 12 ч; 2 — через 16 ч; 3 — через 20 ч; 4 — гранитный заполнитель



предварительного твердения, имеет значительно меньшие деформации ($\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$ вместо $\epsilon = 55 \cdot 10^{-4}$, рис. 3).

Различие в деформациях образцов, замороженных в раннем возрасте, зависит от водосодержания цементного камня в момент воздействия отрицательных температур. В цементном камне, замороженном в более раннем возрасте (через 16 ч), большая часть воды находится в свободном состоянии и очень быстро переходит в лед. С увеличением времени предварительного твердения в процессе гидратации цемента все больший объем воды связывается химически, а значительная часть ее переходит в физически прочно связанную, замерзающую при более низких температурах.

Относительно количество воды, переходящей в лед при замораживании предварительно твердевшего бетона, значительно меньше, чем при замораживании свежееуложенного бетона. При замораживании бетона сразу после изготовления в лед переходит около 95% всей воды при температуре -10°C , а при замораживании быстротвердеющего бетона, выдержанного в течение 1—3 дней в нормальных условиях, в лед при -26°C перешло только 69—70% содержащейся воды [4].

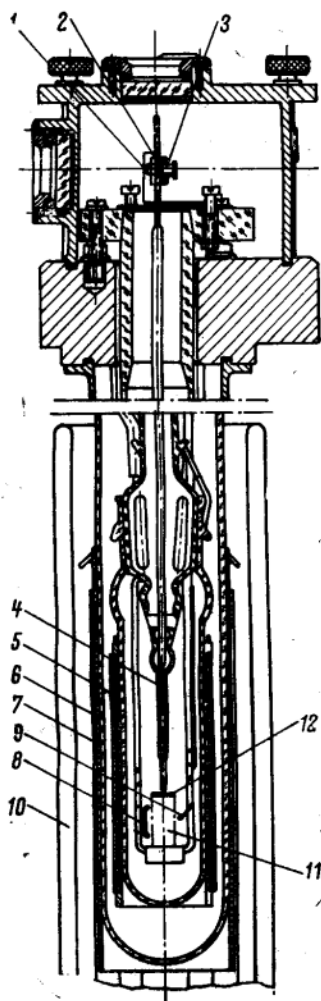


Рис. 1. Принципиальная схема дилатометра

1 — ролик с зеркалом; 2 — магнит; 3 — валик; 4 — кварцевый стержень; 5 — термостат; 6 — стакан; 7 — охлаждающий пояс; 8 — термopара дифференциальная; 9 — термopара абсолютная; 10 — сосуд Дьюара; 11 — образец; 12 — накладка из плавленого кварца

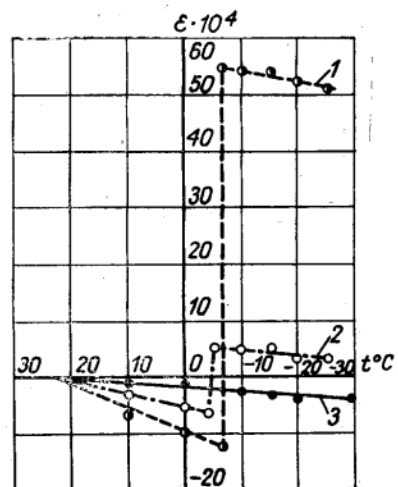


Рис. 3. Влияние марки цемента на деформации цементного камня при его замораживании через 16 ч предварительного твердения при $t = 18^{\circ}\text{C}$
1 — цемент марки 400; 2 — цемент марки 600; 3 — гранитный заполнитель

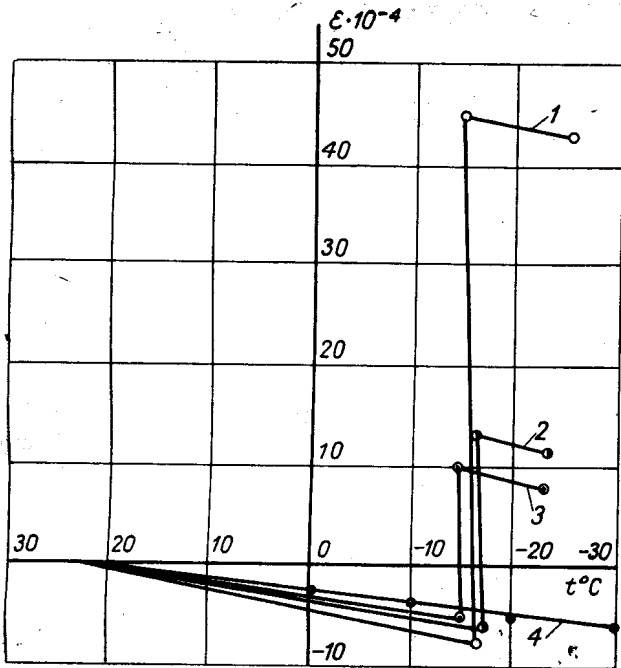


Рис. 4. Деформации цементного теста и раствора, замороженных через 1 ч после изготовления
1 — цементное тесто на БТЦ; 2 — раствор на ПЦ марки 400; 3 — раствор на БТЦ; 4 — сталь 3

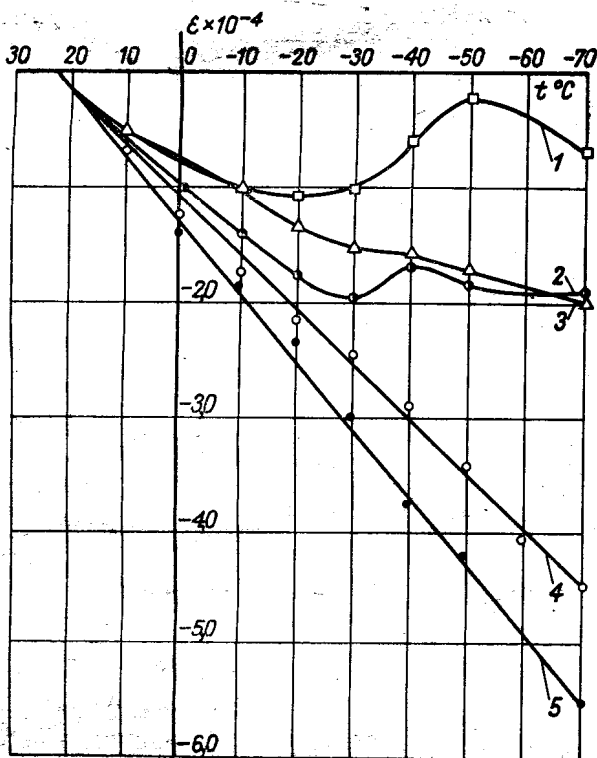


Рис. 5. Деформации крупного заполнителя при отрицательных температурах
1 — известняк Академического карьера; 2 — известняк Веневского карьера; 3 — известняк Пятковского карьера; 4 — гранит Пинкьяранту; 5 — гранит Академического карьера

Надо учесть, что в этом случае вода распределена в мельчайших объемах структуры. Электронно-микроскопическое исследование показало наличие только мелкокристаллического льда, а это приводит к значительно меньшим разрушениям образующихся новообразований цементного камня по сравнению с нарушениями, возникающими при фазовом переходе воды в лед в виде крупных кристаллов льда.

Во второй серии опытов на портландцементе марки 400 завода «Гигант» и БТЦ марки 400 Воскресенского завода изготавливались образцы из цементного теста нормальной густоты и раствора с $V/C=0,4$. Через час после изготовления образцы замораживались при температуре -10°C в измерительной камере дилатометра.

Как видно из рис. 4, характер деформаций, происходящих при замораживании раствора, аналогичен изменениям линейных размеров образцов цементного теста. Однако максимальная величина относительных деформаций расширения, вызванная фазовым переходом воды в лед, в растворяющей составляющей значительно меньше. Так, например, при использовании быстротвердеющего цемента они составляли $13 \cdot 10^{-4}$, а у образцов цементного теста, замороженного в аналогичных условиях, — $45 \cdot 10^{-4}$. Это вызвано, видимо, также меньшим водосодержанием растворных образцов по сравнению с образцами цементного камня.

При замораживании растворных образцов через 1 ч после затворения не отмечалось большой разницы между деформациями обычного и быстротвердеющего цемента.

Деформации образцов крупного заполнителя при отрицательных температурах измерялись с использованием гранитов Академического карьера и Пинкьяранту, известняков Академического, Веневского и Пятковского карьеров (рис. 5). Как видно из рис., по мере понижения температуры наблюдается уменьшение размеров образцов. Однако для известняковых заполнителей это явление справедливо лишь до температуры -30°C , после чего в линейных изменениях образцов происходят некоторые аномалии.

Например, у известняка Академического карьера в интервале температур $-30-50^{\circ}\text{C}$ наблюдается некоторое увеличение размеров образца. При дальнейшем понижении температуры до -70°C вновь отмечается уменьшение линейных размеров. У известняка Веневского карьера также отмечается небольшое увеличение размеров образца при температурах $-30-40^{\circ}\text{C}$, но оно значительно меньше, чем в первом случае, — всего $0,35 \cdot 10^{-4}$. Образец известняка Пятковского карьера в этом температурном интервале имеет лишь некоторый перелом в кривой относительных деформаций.

Деформации образцов заполнителей из гранита в исследуемом температурном интервале изменяются практически по прямой линии. Заполнители из рассматриваемых гранитных пород имеют максимальную величину относительных деформаций, в два и более раза превышающую аналогичные величины известняковых пород, из которых наибольшая наблюдалась у известняков Веневского и Пятковского карьеров.

Сопоставление данных о деформациях цементного камня, раствора и заполнителей при воздей-

ствии на них отрицательных температур показывает, что между ними имеется большая разница, обусловленная в основном фазовым переходом воды в лед. Различие в температурных деформациях составляющих бетон материалов несомненно может явиться одной из причин, вызывающих структурные нарушения бетона, замороженного в раннем возрасте.

Уменьшение величины деформаций при замораживании цементного камня или раствора (например, увеличение времени предварительного твердения, использование быстротвердеющих цемента и т. д.) приводит к наименьшим структурным нарушениям, происходящим как в цементном камне и растворе, так и в зоне их контакта с крупным заполнителем.

Исследования бетона, замороженного сразу и через 4 ч после его изготовления, показали, что потери его прочности на изгиб особенно велики. Электронно-микроскопическим исследованием [4] обнаружено большое количество следов разрушения в зоне контакта между крупным заполнителем и растворной частью бетона.

При замораживании быстротвердеющего бетона через 8—16 ч после его изготовления разница в деформациях между растворной частью и крупным заполнителем становится незначительной, потери прочности сцепления раствора с крупным заполнителем также невелики, а разрушений в контактной зоне практически не обнаружено.

Особенно велики потери прочности сцепления бетона с арматурой при замораживании бетона сразу после его изготовления. В этом случае разница в деформациях между арматурой и раствором весьма существенная (см. рис. 4). Очевидно, на определенной стадии структура бетона достигает такой степени упрочнения, что оказывает несколько большее сопротивление не только передвижению воды к центру кристаллизации, но и задерживает рост кристаллов льда. Возникает большое количество мелких кристаллов льда, которые уже не в состоянии создать условия для возникновения больших местных деформаций и сильно разрушить структуру бетона. Это должно сказаться и на физико-механических свойствах бетона — прочности, водопроницаемости, морозостойкости и т. д. Поэтому стадию структурообразования бетона, по достижении которой бетон может быть заморожен без риска ухудшения его структуры и основных свойств, следует называть критическим возрастом. Она характеризуется завершенностью процессов гидратации, в результате чего основная масса воды связывается химически и физически, а оставшаяся часть свободной воды распылена в упрочняющей структуре бетона.

Так как бетон приготавливают на цементах различных марок, видов и минералогического состава, т. е. с весьма различной интенсивностью твердения в начальные сроки, то понятие «критический возраст» находится в прямой зависимости от этих факторов. За последние 30—40 лет в связи с увеличением тонкости помола и активности выпускаемых цементах время достижения этой необходимой степени структурообразования постепенно сокращалось с 7 суток в 30-х годах до 3 суток в 40-х годах, а в случае применения быстротвердеющих и особо быстротвердеющих цементах составляет в настоящее время 1 сут.

Быстротвердеющий бетон достигает через 1 сутки твердения в стандартных условиях прочность, равную 35—40% 28-дневной [5]. Такой бетон при замораживании теряет в ряде случаев не более 10—15% своей прочности. Водонепроницаемость такого бетона, его сцепление с арматурой после замораживания практически не изменяются по сравнению с бетоном нормального твердения.

Проведенные в последние годы в НИИЖБе работы [6] подтвердили эти данные, что позволило внести в СНиП некоторые изменения.

Выводы

Примененная в исследованиях аппаратура и методика позволяет получать достоверные данные о деформациях цементного камня, раствора и крупного заполнителя при раннем замораживании бетона.

По достижении бетоном критического возраста деформации его растворной части значительно уменьшаются, их разница с деформациями крупного заполнителя снижается до минимума, что не вызывает нарушений в контактной зоне.

Бетон, замороженный в критическом возрасте, практически не имеет структурных нарушений, основные физико-механические свойства его не отличаются от свойств бетона, твердевшего в нормальных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Миронов С. А., Малинина Л. А. Ускорение твердения бетона. 2-е изд. Госстройиздат, 1964.
2. Москвин В. М., Капкин М. М., Мазур Б. М., Подвальный А. М., Стойкость бетона и железобетона при отрицательной температуре. Госстройиздат, М., 1967.
3. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Терехин Л. Н. Коэффициенты температурного расширения и температурные деформации строительных материалов. Стандартгиз, 1968.
4. Коротков С. Н. Некоторые особенности структуры и свойств быстротвердеющего бетона, замороженного в раннем возрасте. «Бетон и железобетон», № 9, 1957.
5. Москвин В. М., Коротков С. Н. О применении быстротвердеющего бетона в холодное время года. «Строительная промышленность», № 9, 1956.
6. Миронов С. А., Крылов Б. А., Иванова О. С. О сроках распалубки бетонных конструкций в зимнее время. «Промышленное строительство», № 2, 1967.

Кинетика нарастания прочности бетона при замораживании и оттаивании

Канд. техн. наук О. С. ИВАНОВА

Исследования, выполненные в последние годы в НИИЖБ, показали, что воздействие отрицательных температур на бетон раннего возраста не только приостанавливает рост прочности, но и разрушающе действует на его структуру. Бетоны, замороженные сразу же после приготовления, прироста прочности на морозе практически не имели, кроме выдерживаемого при температуре -5°C , который набрал 8% R_{28} после 4-часового оттаивания. Аналогичные бетоны марки 200 и 300, приготовленные на Новоздолбуновском и Белгородском цементе М600 подвижностью смеси 1—3 см, находившиеся в течение 28 и 90 суток при температурах -10 , -20 и -50°C после 4 ч оттаивания имели прочность в пределах 1,5—4,5 $\text{кг}/\text{см}^2$, что составляло 0,46—1,4% R_{28} (рис. 1).

Результаты опытов хорошо согласуются с полученными ранее данными по фазовому состоянию воды, которые показали, что при -5°C в бетоне, замороженном сразу после приготовления, более 92% воды переходит в лед. При -20°C эта величина достигает 94%, а при -45°C увеличивается до 97%. Следовательно, твердение на морозе не может происходить, если в бетоне нет достаточного количества воды в жидкой фазе.

Иная картина при замораживании бетона, достигшего к моменту заморзания какой-либо прочности.

Количество жидкой фазы в бетонах, замороженных с более высокой прочностью, при одной и той же отрицательной температуре увеличивается (табл. 1). Можно предположить, что чем большую прочность бетон приобрел до заморзания, тем существеннее она должна нарастать. Однако опыты показали, что гипотеза справедлива лишь до определенной степени.

Наибольший прирост прочности при испытании после 4 ч оттаивания наблюдался у бетонов, замороженных с 15 до 45% от R_{28} . После 28-суточного пребывания при температуре -5°C и 4 ч оттаивания прочность их оказалась выше, чем до замораживания, на 23—28% (см. рис. 1). Бетон прочностью 70—80% и более от марочной за 28 суток выдерживания при этой же температуре прироста прочности практически не имел.

Сходная картина при выдерживании бетона в холодильных камерах с температурой -20 и -50°C . Однако абсолютные и относительные величины прироста прочности у бетонов одного возраста при понижении температуры падают (табл. 2).

Причина существенного различия в характере увеличения прочности бетонов, замороженных на разных стадиях твердения, в их релаксационных свойствах. В течение первых 3 суток в бетоне интенсивно накапливается гель, что изменяет его пористость. За этот промежуток времени, как показывает расчет по формулам д-ра техн. наук

Г. И. Горчакова, гелевая пористость увеличивается на 60% за счет уменьшения примерно на такую же величину капиллярной. К 7 суткам гелевая пористость возрастает еще почти на 20% (рис. 2). К этому времени она изменяется не только количественно, но и качественно: при увеличении объема твердой фазы мелкие поры скорее заполняются продуктами новообразований.

Наличие плотных оболочек новообразований, затрудняющих перенос влаги в глубь цементного зерна, тормозит увеличение на морозе прочности бетона, достигшего к моменту заморзания 70% и

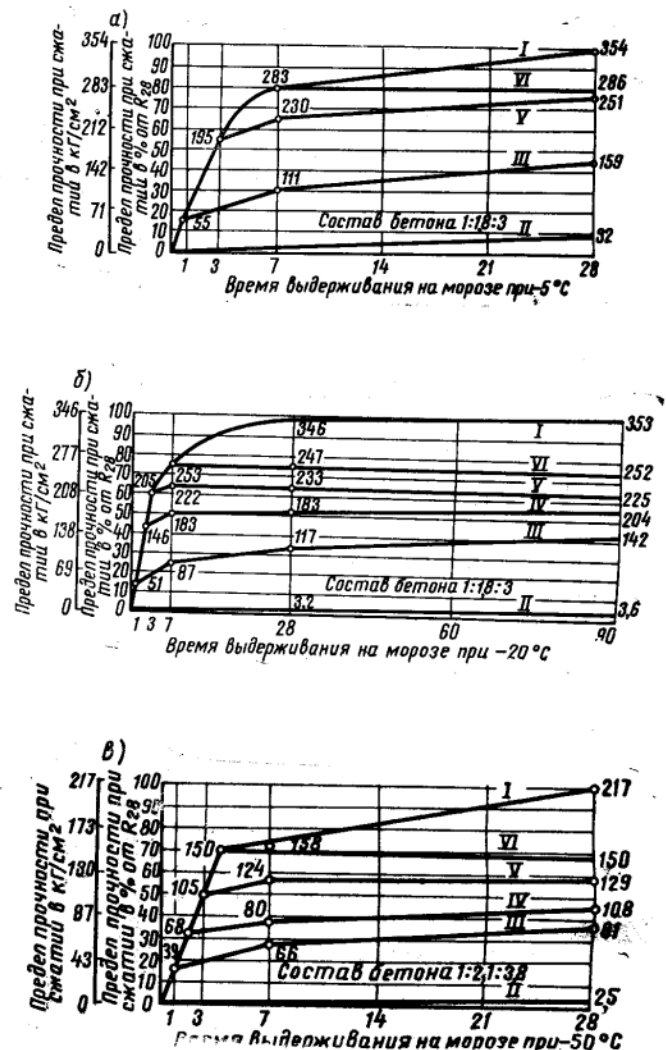


Рис. 1. Увеличение прочности бетона при выдерживании его при температурах -5°C (а), -20°C (б) и -50°C (в), определенное после 4-часового оттаивания

I — при твердении в нормальных условиях; II — при замораживании сразу после приготовления; III—VI — при замораживании соответственно в возрасте 1, 2, 3 и 7 суток

более от R_{28} . К тому же вязкость воды при понижении температуры сильно возрастает. По данным Пауэрса, вязкость воды при прохождении через цементный гель с порами диаметром $2 \cdot 10^{-7}$ см приблизительно в 50 000 раз выше вязкости воды при обычной температуре [1].

Таблица 1

Количество воды в %, перешедшей в лед при замораживании бетона разной прочности

Температура замораживания 0°C	Бетон, замороженный сразу после изготовления	Бетон, замороженный с прочностью		
		15% R_{28}	50% R_{28}	70% R_{28}
-5	92	58	27	25*
-15	93	74	58	44
-45	97	87	65	57

* При -6°C

Таблица 2

Прирост прочности бетона после 28 суток пребывания на морозе и 4-часового оттаивания

Прочность бетона до замораживания в % R_{28}	Увеличение прочности бетона в % после выдерживания при температуре		
	-5°C	-20°C	-50°C
0	6-10	1	0,5
15-20	25	19	10
40-50	21	10	5
70-80	0	0	0

Бетоны меньшей прочности (в возрасте 1-3 суток) еще не претерпели таких существенных структурных изменений. Это способствует более быстрому протеканию процессов твердения и нарастания их прочности на морозе при температурах, близких к 0°C . Этим, видимо, объясняется наибольшее увеличение прочности после оттаивания в бетонах 1-3-суточного возраста до замораживания.

Наличие процессов твердения при отрицательной температуре, в частности при -5°C , подтверждается результатами экспериментов по изучению степени гидратации цемента, выполненными совместно лабораториями методов ускоренного твердения и испытания бетонов НИИЖБ. Степень гидратации цемента определялась методами химического и дифференциального термического анализа в образцах из цементного теста нормальной густоты (Белгородский цемент М600 по ГОСТ 310-41) в возрасте 1, 3, 7 и 28 сут. Образцы помещались в



Рис. 2. Изменение пористости бетона в процессе твердения

холодильную камеру с $t = -5^{\circ}\text{C}$. Эндотермический эффект, характеризующий дегидратацию окиси кальция, в образцах, выдержанных на морозе, как правило, выше, чем в образцах до замораживания (рис. 3). В образцах, твердевших при -5°C в течение 60 сут. он выше, чем в близнецах, находившихся при этой же температуре 28 сут. Результаты показывают, что с повышением прочности бетона до замораживания скорость гидратации цемента на морозе уменьшается (несмотря на большее количество воды в жидкой фазе).

Анализ данных убеждает, что более высокая степень гидратации цемента (например, в образцах, выдержанных на морозе 28 и 60 сут.) еще не обуславливает высокой прочности после оттаивания. Так, степень гидратации в образцах, замороженных сразу после приготовления и выдержанных при -5°C в течение 28 и 60 сут. высокая, и мало отличается от таковой в образцах, замороженных с прочностью 27, 41 и 67% R_{28} . Однако их

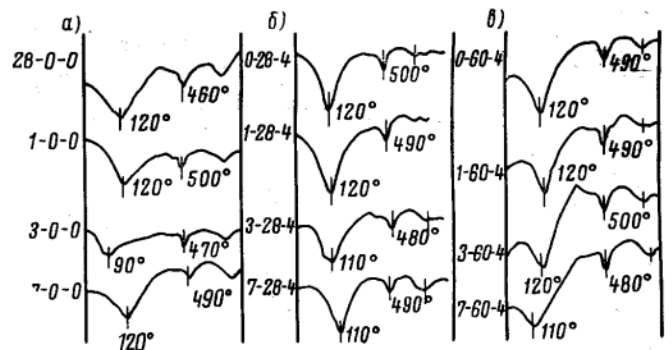


Рис. 3. Результаты дифференциально-термического анализа и количества химически-связанной воды в цементном тесте, не подвергнутому замораживанию (а) и выдержанному на морозе при -5°C в течение 28 (б) и 60 (в) суток

[Первая цифра (0, 1, 3, 7, 28) обозначает возраст образцов до замораживания; вторая (0, 28, 60) — время пребывания на морозе; третья (0, 4) — время оттаивания]

Количество химически-связанной воды по данным	28-0-0 1-0-0 3-0-0 7-0-0				0-28-4 1-28-4 3-28-4 7-28-4				0-60-4 1-60-4 3-60-4 7-60-4			
	Химического анализа	ДТА	Прочность при сжатии		Химического анализа	ДТА	Прочность при сжатии		Химического анализа	ДТА	Прочность при сжатии	
Химического анализа	15,6	7,0	8,5	10,8	11,9	12,8	12,96	13,1	13,3	13,5	13,58	13,63
ДТА	16,0	7,0	8,5	11,0	12,0	13,1	13,3	13,4	13,5	13,7	13,9	13,9
Прочность при сжатии	813	223	335	544	275	589	581	541	372	682	597	536

Влияние температуры замораживания и времени оттаивания на прочность бетона

Время выдерживания до замораживания в ч	Прочность бетона до замораживания в % R_{28}	Замораживание до -1°C		Замораживание до -20°C		Выдерживание при -20°C в течение 3 сут.	
		Оттаивание в камере нормального хранения					
		до $+2^{\circ}\text{C}$	4—5 ч	до $+2^{\circ}\text{C}$	4—5 ч	до $+2^{\circ}\text{C}$	4—5 ч
12	28/8,1	37/10,7	81/23	42/12	58/17	29/8,4	53/15
24	106/31	113/33	125/36	100/29	126/36	104/30	131/38
48	190/55	177/51,5	200/58	185/53	207/50	181/52	199/58
72	236/68	221/65	239/69	218/63	236/68	211/61	237/68

Примечание: Состав бетона 1:1,9:2,8; цемент М600 Новороссийского завода $R_s = 346 \text{ кг/см}^2$.

прочность на сжатие после оттаивания оказалась наименьшей — всего 34 и 46% R_{28} (соответственно после 28 и 60 сут. при -5°C). Это позволяет сделать вывод, что на морозе протекают процессы растворения минералов цементного клинкера и насыщения раствора продуктами гидратации, которые вследствие низких температур длительное время находятся в коллоидном состоянии. Этим обстоятельством (наряду с большим растворением извести при низких температурах) объясняется увеличение степени гидратации в бетонах, замороженных в раннем возрасте.

Гелевые оболочки вокруг негидратированной части зерна цемента длительное время остаются проницаемыми, и вода, диффундируя через поры геля, вовлекает в реакцию гидратации все новые порции цемента. Скорость этой реакции зависит от прочности бетона до замерзания. Чем выше эта прочность, тем ниже скорость гидратации цемента на морозе при прочих равных условиях. В то же время при отрицательных температурах, видимо, нет благоприятных условий для образования кристаллического сростка, прочностью которого обуславливается прочность цементного камня.

Результаты исследований показывают, что прочность бетона, длительное время выдерживающегося при отрицательных температурах, после 4-часового оттаивания была выше прочности до замораживания.

Однако с нашей точки зрения не совсем правильно на основании этих данных делать вывод о твердении бетона при отрицательных температурах.

Подвергающийся замораживанию бетон проходит через 3 этапа: охлаждение до 0°C , замерзание и оттаивание. Большой теоретический и практический интерес представляет роль каждого этапа в увеличении прочности.

Было изготовлено несколько серий образцов $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$ из бетона марки 300, которые после достижения ими прочности 28, 106, 190 и 236 кг/см^2 (время предварительного выдерживания соответствовало 12, 24 и 72 ч) помещались в холодильную камеру с температурой -20°C .

Одна партия образцов охлаждалась только до -1°C , после чего они оттаивали в камере при нормальных условиях до 2°C и сразу же испытывались, а их близнецы продолжали оттаивать в течение 4—5 ч до достижения бетоном температуры окружающей среды. Другие образцы охлаждались до -10 и -20°C с разной скоростью. После определения прочности из образцов отбирались пробы, которые обезвоживались спиртом и передавались в химическую лабораторию для определения степени гидратации цемента.

Анализ данных (табл. 3 показывает, что роль каждого из трех этапов в увеличении прочности бетона после оттаивания возрастает или уменьшается.

При быстром охлаждении бетона с 8—31% R_{28} прочность не успевает увеличиться и при оттаивании до $+2^{\circ}\text{C}$ почти не отличается от исходной (средний прирост составляет $\pm 2\%$ R_{28}). Трехсуточное пребывание такого бетона при -20°C не только не способствует увеличению прочности по сравнению с образцами, охлаждающимися до -1°C , а наоборот, приводит к наименьшему ее

приросту. Это хорошо согласовывается с фазовым состоянием воды в бетоне и деструктивными явлениями, возникающими при более глубоком замораживании.

Наиболее интересен вопрос о дальнейшем нарастании прочности при оттаивании образцов до температуры окружающей среды.

Как видно из табл. 3 этот этап характеризуется интенсивным нарастанием прочности независимо от температуры замораживания, причем, как правило, чем меньше прочность бетона до замерзания и менее глубоко его охлаждение, тем большую он набирает прочность за те же 4—5 ч оттаивания.

Бетоны, достигшие к моменту замерзания более 50% R_{28} при оттаивании до $+2^{\circ}\text{C}$ не только не имели прироста прочности, но почти во всех случаях она оказалась на 1—6% ниже прочности до замерзания. Однако, после 4—5 ч оттаивания она достигала первоначального значения или даже несколько превышала его.

Данные по прочности бетона хорошо согласовываются с данными химического анализа по определению степени гидратации в бетоне на разных этапах замораживания.

Особый интерес представляет вопрос о нарастании прочности в естественных зимних условиях.

Из некоторых работ [2, 3] известно, что прочность бетона нарастает в естественных зимних условиях даже более интенсивно, чем в холодильных камерах.

Отличие естественных зимних условий от холодильных камер в исключительной неустойчивости температуры наружного воздуха, колебания которой даже в течение суток в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера достигают 30°C . Количество суточных колебаний температуры наружного воздуха в 1965 и 1966 гг., например, в Якутске составило — 119, Норильске — 45 и Красноярске — 42, причем в последнем городе в 27 случаях температура упала от положительных значений до -5°C [4].

Сравнение нарастания прочности в естественных условиях и в холодильных камерах проводилось на образцах $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$, из бетона состава 1:1, 8:3,0 с $V/C=0,46$ и состава 1:3,1:4,5 с $V/C=0,72$ при одинаковой подвижности смеси, характеризуемой осадкой конуса 1—3 см.

Таблица 4

Изменение прочности бетона на морозе в холодильной камере при температуре -20°C и в естественных условиях зимы 1965—1966 гг.

Время выдерживания до замораживания в сут.	В/Ц = 0,46				В/Ц = 0,72			
	Прочность до замораживания в кг/см^2 в % R_{28}	В оттаявшем состоянии после 90 сут. выдерживания		До замораживания в кг/см^2 в % R_{28}	В оттаявшем состоянии после 90 сут. выдерживания			
		в холодной камере	в естественных условиях		в холодной камере	в естественных условиях		
0	0	1,3/0,5	214/62	0	0	124/52		
0,5	12/3,5	24/7,0	217/63	13/5	20/8,5	120/50		
1	96/28	139/41	307/89	53/22	74/31	176/74		
2	188/54	207/60	308/89	92/38	115/48	176/74		
3	205/59	225/65	313/91	121/51	138/58	206/87		
7	255/74	248/72	312/90	175/74	176/74	229/96		
28	345/100	332/97	337/98	238/100	235/99	243/102		

Образцы разделили на 2 партии. Одна из них находилась в течение 3 месяцев в естественных условиях. Температура наружного воздуха за этот период колебалась от -32 до 6°C . Другие образцы помещали на такой же срок в холодильную камеру с $t = -20^{\circ}\text{C}$.

Результаты (табл. 4) показывают, насколько быстрее нарастает прочность бетона в естественных зимних условиях по сравнению с жесткими температурными условиями холодильных камер.

Прочность бетонов, выдержанных в естественных зимних условиях, оказалась намного выше прочности образцов, находившихся в холодильной

камере. Однако следует иметь в виду, что морозостойкость таких бетонов не может быть высокой.

Выводы

Нарастания прочности бетона при отрицательных температурах не происходит. Оно происходит главным образом в процессе оттаивания бетона при положительной температуре. Бетон набирает прочность до замораживания и после оттаивания и практически не увеличивает ее на морозе.

Наибольший прирост прочности после оттаивания наблюдается в бетонах, замороженных при $15-50\% R_{28}$, причем при выдерживании бетона при более высоких отрицательных температурах он выше. При понижении температуры замораживания прирост прочности после оттаивания уменьшается.

В естественных зимних условиях с частыми колебаниями температур и даже переходом их за 0°C довольно заметно увеличение прочности бетона. Наибольший прирост прочности (на $35-50\%$) также отмечен в бетонах, замороженных с прочностью $20-50\% R_{28}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пауэрс Т. Статья редактору журнала «Бетон и железобетон». «Бетон и железобетон», 1961, № 12.
2. Киреевко И. А. Бетонные, каменные и штукатурные работы на морозе. Госстройиздат УССР, 1962.
3. Мионов С. А. Теория и методы зимнего бетонирования. Госстройиздат М., 1956.
4. Новгородский В. И., Снежко З. П., Рюмин К. И. О долговечности железобетонных конструкций в условиях низких отрицательных температур. Труды V всесоюзного совещания-семинара по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях. Тюмень, 1968.

УДК 666.972.004.14

О температурных границах применения бетонов с противоморозными добавками

Канд. техн. наук А. В. ЛАГОЙДА, инж. Е. Н. УХОВ

В «Руководстве по применению бетонов с противоморозными добавками» [1] указывается, что бетоны с максимальными добавками хлористых солей ($3,0\% \text{NaCl} + 4,5\% \text{CaCl}_2$), нитрита натрия ($8-10\%$) или поташа ($12-15\%$) допускается применять при температурах бетона соответственно не ниже -15 , -15 и -25°C . При введении меньших количеств солей бетон должен выдерживаться при более высоких температурах.

Однако некоторые исследователи [2] рекомендуют применять бетоны с противоморозными добавками при более низких температурах, по существу допуская их замораживание уже сразу после укладки. Отмечается [2], что кратковременные понижения температуры оказывают даже положительное влияние на процесс твердения бетона в дальнейшем.

Учитывая это в НИИЖБ под руководством проф. С. А. Миронова изучалось влияние замораживания на свойства бетонов с противоморозными добавками различного состава (табл. 1). До замораживания бетонные образцы выдерживались при

расчетных температурах, а затем охлаждались, причем в некоторых случаях ниже эвтектической температуры замерзания растворов солей. Продолжительность выдерживания на морозе составляла 28 сут. Часть образцов затем выдерживалась в течение такого же срока в стандартных условиях.

Прочностные показатели образцов, представленные на рис. 1, свидетельствуют о том, что бетон, подвергнутый замораживанию в течение 3—7 сут., как сразу после укладки, так и с некоторой начальной прочностью через 28 сут. пребывания на морозе показывает прочность, равную $86-93\% R_{28}$. После дополнительного 28-суточного выдерживания в стандартных условиях прочность его составила $102-111\%$ прочности эталонов. И только прочность образцов, постоянно хранившихся при -15°C даже после выдерживания в стандартных условиях составила всего $68-71\% R_{28}$. Присутствие добавок ССБ, как показали специально выполненные исследования, практически не влияет на прочностные показатели бетона.

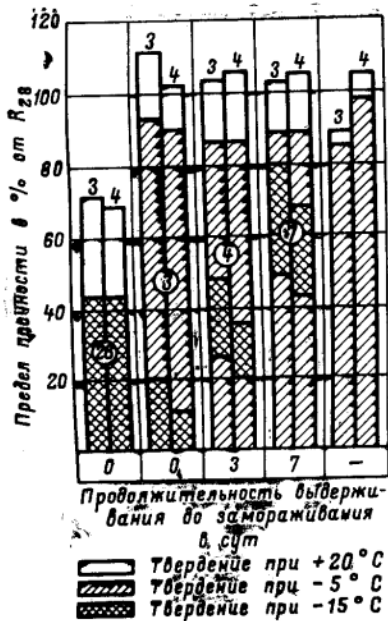


Рис. 1. Влияние замораживания на последующее твердение бетонов составов 3 и 4. (Цифры в кружках показывают продолжительность замораживания в сутках)

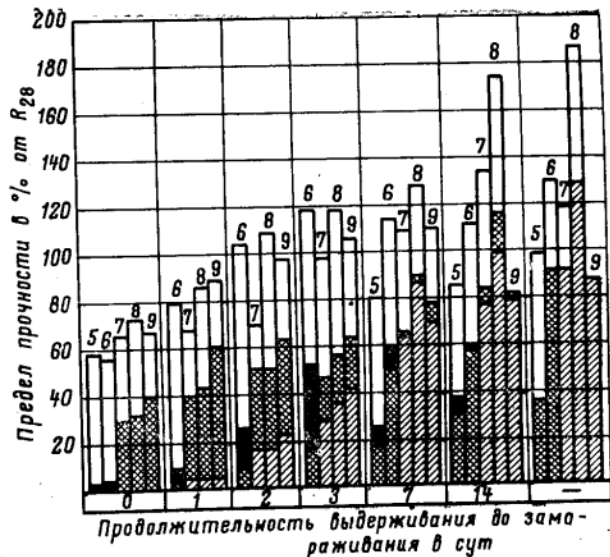


Рис. 2. Влияние замораживания на последующее твердение бетонов составов 5-9. (Обозначения как на рис. 1; черным показано твердение при -25°C)

Однако прочность образцов из бетона составов 1 и 2 (на двух портландцементов каждый), выдержанных в течение первых 7 сут. при -50°C , а затем при -24°C через 28 сут. твердения на морозе составила 6—28% от прочности эталонов. После дополнительного 28-суточного хранения в стандартных условиях она увеличилась только до 48—62%.

Таким образом замораживание свежееуложенного бетона может привести к различному эффекту, по-видимому, в зависимости от состава бетона, поскольку температура замораживания существенно не влияет на его прочность в последующем.

В то же время из данных, представленных на рис. 2, следует, что независимо от температуры охлаждения, после месячного выдерживания в стандартных условиях бетон набирает 100%-ную прочность, если до замораживания его прочность равнялась 30—50 кг/см^2 . Исключение составляет только бетон состава 5. Характеризуясь высоким значением V/C , а в связи с этим и низкой температурой замерзания жидкой фазы, он даже после выдерживания при расчетной температуре едва достигает марочной прочности.

Сравнивая водопоглощение образцов, хранившихся 28 сут. на морозе (рис. 3), необходимо отметить, что резкое увеличение открытой пористости бетонов, рекомендуемых составов [1], определяющей плотность и морозостойкость бетона, прекращается при наборе ими до замораживания прочности 50 кг/см^2 . При достижении бетонами составов 8 и 9 прочности соответственно 100 и 150 кг/см^2 , т. е. около 50% их марки, последующее замораживание не приводит к увеличению пористости.

Из рис. 3 виден различный характер изменения водопоглощения бетона в зависимости от его состава и прочности до замораживания. У бетонов с $V/C=0,72$ и менее (составы 6, 8 и 9) происходит уменьшение водопоглощения по мере увеличения прочности до замораживания. При больших значениях V/C (составы 5 и 7) пористость образцов, наоборот, увеличивается по мере повышения прочности до замораживания.

При замораживании свежееуложенного бетона с большими V/C происходит самоуплотнение вследствие температурного сжатия материалов, миграции и вымораживания воды, а также сублимации льда. Поэтому прочность, приобретаемая бетоном перед замораживанием, может препятствовать (составы 5 и 7) или способствовать (состав 8) процессу уплотнения. Это и является причиной наблюдаемого в ряде случаев повышения прочности бетона, подвергнувшегося замораживанию. Расширение бетонов с низкими V/C (составы 6 и 9) в результате образования льда превосходит положительное влияние температурного фактора на формирование структуры, в связи с чем с увеличением времени выдерживания при расчетных температу-

Таблица 1

Номер состава	Состав бетонной смеси по весу	V/C	Расход портландцемента в кг/м^3	Добавка	Количество добавки в % от веса цемента	Температура замораживания раствора затвердевания в $^{\circ}\text{C}$	Эталон*	
							V/C	R_{28} в кг/см^2
1	1:2,26:4	0,60	300	$\text{K}_2\text{C}_2\text{O}_7$	15	-8,9	0,60	236; 242**
2	1:2,3:4,1	0,50	300	K_2CO_3	15	-11,2	0,50	285; 322**
3	1:2:3,5	0,55	333	$\text{K}_2\text{CO}_3 + \text{CCB}$	5+0,75	-4,5	0,65	280**
4	1:1,5:3	0,45	395	$\text{K}_2\text{CO}_3 + \text{CCB}$	5+0,75	-5,7	0,50	324**
5	1:3,4:15,2	0,90	221	NaNO_2	10	-5,1	0,94	151**
6	1:1,5:3	0,44	400	NaNO_2	10	-9,6	0,56	327**
7	1:3,4:5,2	0,91	217	NaNO_2	6	-2,9	0,94	151**
8	1:3,4:5,2	0,72	227	NaNO_2	6	-3,8	0,76	201**
9	1:1,5:3	0,50	378	NaNO_2	6	-4,7	0,56	327**
10	1:2,15:3	0,60	342	K_2CO_3	0÷15	0÷-8,9	0,60	245***
11	1:1,28:1,57	0,40	553	K_2CO_3	0÷15	0÷-15,4	0,40	442***

* Бетон без добавок, отличающийся от приведенных составов (кроме составов 1, 2 и 8, 9) расходом воды при равной подвижности или жесткости смеси.

** В образцах $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$.

*** В образцах $10 \times 4 \times 4 \times 4 \text{ см}$.

Таблица 2

Условия выдерживания образцов в сут. (°C)	Водопоглощение бетона в %, номера составов бетона				
	5	6	7	8	9
28 (-5)*	6,94	4,85	6,74	5,42	4,77
28 (20)	7,45	4,40	7,43	6,15	4,47
28 (-5)* + 28 (20)	6,82	4,17	6,51	6,13	4,59
56 (20)	7,03	3,90	6,99	5,84	4,21

* Для составов 5 и 6 температура -15°C.

рах пористость бетона уменьшается. Эти положения подтверждаются изменениями объемного веса бетона в сравнении с бетоном нормального хранения, а также данными табл. 2.

Прочностные показатели образцов, хранившихся при переменных температурах (рис. 4), а также их водопоглощение (табл. 3) показывают, что бетон без добавки и с 5%-ной добавкой поташа, замороженный сразу же после укладки, получил значительные нарушения структуры. В результате резко увеличилась их пористость и уменьшилась прочность. При этом пористость оказалась близкой или значительно большей пористости эталонов.

При введении 10 и 15% поташа, обеспечившем более низкую температуру замерзания жидкой фазы [3], пористость бетона была меньше, чем у эталона. Поэтому образцы состава 10 стандартного хранения и содержащие 10—15% поташа прошли 110 циклов попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии без явных признаков разрушения, а содержащие 5% поташа и

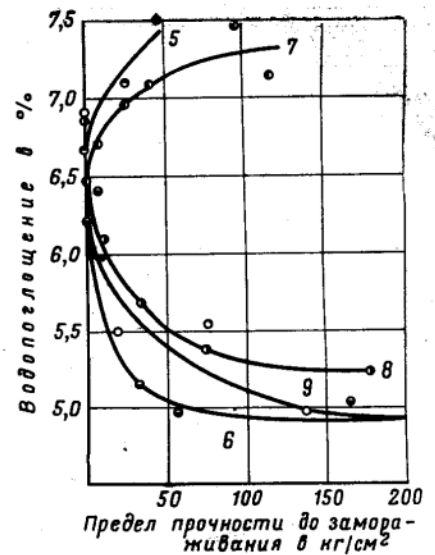


Рис. 3. Зависимость водопоглощения от прочности до замораживания бетонов составов 5—9

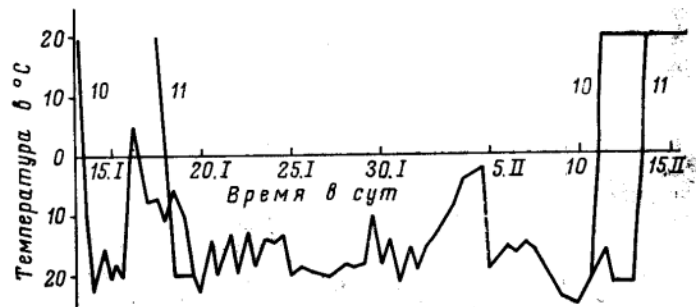


Рис. 4. Температура твердения бетонов составов 10 и 11

Таблица 3

Номер состава бетона	K ₂ CO ₃ в % от веса цемента	Температура замерзания раствора затворения в °C	Условия хранения образцов	Прочность в кг/см² % R ₂₈				Водопоглощение образцов в 28-суточном возрасте в %
				при сжатии через		при изгибе через		
				28 сут.	56 сут.	28 сут.	56 сут.	
10	—	0	Стандартные	245	252	52	69	6,27
				100	103	100	133	
10	—	0	Естественные	17	86	1	—	6,54
				7	35	2	—	
10	5	-2,7	То же	60	132	11	21	6,36
				25	54	21	40	
10	10	-5,5	•	168	227	33	41	5,04
				69	93	63	79	
10	15	-8,9	•	205	224	39	47	4,90
				84	100	75	90	
11	—	0	Стандартные	442	458	90	94	5,66
				100	104	100	104	
11	—	0	Естественные	51	236	3	58	6,76
				12	53	3	64	
11	5	-4,0	То же	145	268	49	70	6,70
				33	61	54	78	
11	10	-8,9	•	322	379	79	72	5,49
				73	86	88	80	
11	15	-15,4	•	187	266	56	73	4,87
				42	60	62	81	

без добавки, подвергнувшись замораживанию, разрушились уже через 40 циклов.

Таким образом, для получения бетона высокого качества его необходимо выдерживать при расчетной температуре до получения проектной или критической прочности, если в последнем случае временное замедление или полное прекращение твердения в период понижения температуры не замедлит темпа строительства. За критическую прочность может быть принята прочность не менее 50 кг/см², а для бетонов высокой плотности или морозостойкости — не менее 50% марки.

При замораживании бетона с меньшей прочностью резко ухудшаются его основные строительно-технические свойства. При этом, как правило, нарушения структуры тем больше, чем меньше прочность бетона до замораживания. Поскольку структурные нарушения происходят в момент перехода воды (жидкой фазы) в лед, продолжительность замораживания может отразиться только на темпе твердения бетона, но не на его качестве.

Этот вывод справедлив для всех возможных случаев замораживания бетона, учитывая, что при замерзании растворов нитрита натрия возможны большие нарушения структуры и более интенсивное твердение на морозе при меньшей длительности замораживания.

Выше была указана минимальная температура при которой возможно выдерживание бетонов с противоморозными добавками до получения проектной или критической прочности. Естественно, что в зависимости от массивности конструкций, применяемой опалубки, условий обветривания, температуры укладываемой смеси и других факторов, температура бетона отличается от температур воздуха на различную величину.

Минимальную температуру воздуха, при которой можно бетонировать ту или иную конструкцию, легко определить расчетом по видоизмененной формуле проф. Б. Г. Скрамтаева [1, 4] и данным интенсивности твердения бетонов при расчетных температурах [1]. Если невозможно выдержать бетон при расчетной температуре, конструкцию необходимо утеплять, т. е. сочетать с выдерживанием по методу термоса, причем требуемая мощность теплоизоляции может быть определена по тому же расчету.

И только при модуле поверхности свыше 12 массивность неутепленной конструкции можно не учитывать. Температуру бетона с небольшой погрешностью можно приравнять к температуре наружного воздуха.

Из выполненных исследований видно, что температурная область применения практически не ограничена, если к бетону не предъявляются требования по плотности или морозостойкости, а получение проектной прочности требуется в сроки от 90 сут. и более. Введение добавок в этом случае предохраняет смесь от замерзания, делая ее удобоукладываемой при отрицательных температурах, и придает бетону способность твердеть при отрица-

тельных температурах еще задолго до наступления потепления или оттепели. Этот случай применения бетонов с добавками можно рассматривать как «облагороженный» способ замораживания или применения бетона, твердеющего на морозе, в зависимости от того, подвергнется ли он замораживанию и с какой прочностью.

Выводы

Преждевременное замораживание бетонов с противоморозными добавками приводит к увеличению пористости и снижению морозостойкости.

Для получения бетона высокого качества он должен выдерживаться при расчетных температурах до приобретения прочности не менее 50 кг/см^2 , или 50% марки в зависимости от предъявляемых к нему требований.

При отсутствии специальных требований к интенсивности твердения, плотности и морозостойкости бетон с противоморозными добавками может замораживаться и до приобретения указанной прочности.

ЛИТЕРАТУРА

1. НИИЖБ. Руководство по применению бетонов с противоморозными добавками. Стройиздат. М., 1968.
2. Смелик В. Д. Влияние переменных температур на твердение бетона с добавкой поташа. Материалы совещания по совершенствованию методов бетонирования монолитных конструкций, зданий и сооружений, в том числе в зимних условиях. Красноярск, 1967, Сб. 2, вып. 1.
3. Миронов С. А., Лагойда А. В., Ухов Е. Н. Твердение бетона с химическими добавками на морозе. «Бетон и железобетон», 1968, № 3.
4. Лагойда А. В., Ухов Е. Н. Расчет охлаждения бетона с противоморозными добавками. «Промышленное строительство», 1968, № 10.

Производственный опыт

УДК 693.54(211)

Бетонные и железобетонные работы в условиях Крайнего Севера

Канд. техн. наук Б. И. БЕРЕЗОВСКИЙ, руководитель Норильского сектора технологии строительства Красноярского Промстройинпроекта

В районах Севера имеются специфические особенности, которые необходимо учитывать при совершенствовании организации и технологии бетонных работ. Работы здесь большую часть года выполняются при низких отрицательных температурах и ветрах. Даже летом необходимо использовать способы ускорения набора прочности, чтобы достигнуть проектной прочности бетона, укладываемого в фундаменты на вечномёрзлых грунтах.

В районах со среднемесячными температурами воздуха летом ниже $+15^\circ$ необходимо круглогодично использовать способы зимнего бетонирования конструкций, так как низкие среднемесячные температуры и короткий теплый период не обеспечивают нормальных условий для быстрого набора бетоном прочности.

В расчетах по тепловой обработке и термосном выдерживании бетона обычно исходят из значений температур наружного воздуха. Коэффициенты 1,3—1,5, учитывающие влияние ветра на теплопотери бетонной смеси, недостаточно точны.

Целесообразнее вводить в расчеты значения эквивалентной температуры — условной отрицательной температуры,

для которой при ветре, равном нулю, теплопотери бетона будут такими же, как и при отрицательной температуре наружного воздуха $t_{н.в}$ и скорости ветра v (в абсолютных величинах).

Экспериментальные работы, выполненные Норильским НИО, показали возможность использовать для расчетов формулу эквивалентной температуры, предложенную ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева:

$$t_3 = t_{н.в} + \frac{2}{3}v.$$

При укладке бетонной смеси в густоармированные конструкции из-за низких температур наблюдается примораживание частиц бетона к арматуре, просветы между стержнями забиваются. Поэтому при проектировании для условий с низкими температурами должны подбираться сечения элементов с низким процентом армирования, просветы между стержнями увеличиваться, особенно в верхней зоне конструкций путем установки меньшего числа стержней большего диаметра или расстановки их в 2—3 яруса по высоте. Стержни второго

яруса должны укладываться у боковых граней либо в средней части сечения элементов. Расстояние в свету между рядами их должно быть не менее 35 мм. Стержни верхней арматуры целесообразно сдвигать к боковым граням сечения элементов, с образованием в средней части сечения зазоров 70—80 мм.

Жесткие смеси зимой укладывать сложно, бетон быстро замерзает. Поэтому пластичность бетонной смеси увеличивают до 40% по сравнению с нормами, принятыми для летних условий.

Нормы СНиП III-B.2-62 предусматривают отогрев арматуры диаметром более 25 мм перед укладкой бетонной смеси при температуре наружного воздуха ниже -10° . Это требование, вызванное необходимостью обеспечения хорошего сцепления арматуры с бетоном и предотвращения возможного образования ледяной (водяной) пленки между бетоном и арматурой, при низких температурах трудно выполнимо, и на практике, как правило, не соблюдается.

Однако качество забетонированной конструкции не снижается, если температура укладываемого бетона по абсолютному значению выше температуры наружного воздуха на 15—20 $^{\circ}$ (например, при предварительном разогреве смеси в бункерах), а также при вибрировании смеси, когда охлажденные у арматуры слои бетона перемешиваются с более теплыми.

При трудностях снабжения бетонных заводов заполнителями в зимнее время необходимо летом создавать запасы материалов и обеспечить условия их нормального хранения.

В районах с вечномёрзлыми грунтами не только зимой, но частично и летом производится оттаивание заполнителей, подогрев их до расчетных температур. Особенно велики теплозатраты при отогреве заполнителей с большой льдонасыщенностью.

Важным является вопрос об обеспечении строек высококачественным цементом. В большинство районов Севера цемент доставляется один раз в год во время навигации. Длительное хранение в бумажных мешках, часто в необорудованных складских помещениях приводит к потере активности, цемент слеживается, образует комки. Завоз в Норильск цемента из южных районов Сибири обходится дорого. Назрел вопрос о завозе на крупные стройки Севера цементного клинкера.

При организации работ на строительных площадках арматурные каркасы, плиты опалубки заготавливают в утепленных цехах. При наружных температурах ниже -30°C гнутье арматуры из обычных сталей не производится. Сварочные работы выполняются специальными электродами.

Бетонные работы должны производиться при ускоренной и непрерывной укладке бетонной смеси и максимальной концентрации фронта работ.

Приготовление, транспортирование и укладка бетонной смеси в конструкции разрешается при температуре наружного воздуха до -40° . В особых случаях ее можно вести при более низких температурах, например по хоботам непосредственно из самосвалов.

При возведении монолитных железобетонных конструкций в условиях Севера работы ведутся большую часть года при низких отрицательных температурах и сильных ветрах. Из-за погодных условий части простой людей и техники. Трудоемкость работ меняется, в определенные периоды резко возрастает. Выдерживание уложенного в конструкции бетона длится дольше, чем обычно: в связи с большой продолжительностью холодного периода года прочность бетона к концу выдерживания приходится доводить до 100% R_{28} ; затраты энергии и расход утеплителей при этом увеличиваются. Все это ведет к удорожанию работ.

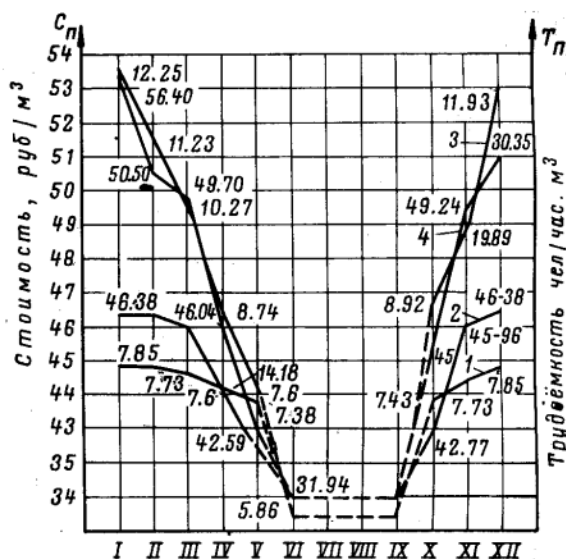


Рис. 1. График стоимости и трудоемкости бетонирования 1 м³ железобетонных конструкций марки бетона 200-м способом электродного электропрогрева

1 — трудоемкость производства бетонных работ по ЕНиР и местным расценкам без учета зимних коэффициентов; 2 — месячная стоимость работ по ЕНиР и местным расценкам без учета зимних коэффициентов; 3 — месячная трудоемкость с учетом расчетной продуктивности работ; 4 — месячная стоимость бетонирования с учетом расчетной продуктивности работ

Норильский сектор технологии строительства Красноярского Промстройинипроекта проанализировал изменение стоимости и трудоемкости возведения монолитных конструкций в зависимости от времени года для условий Норильска.

В табл. 1 приведены значения коэффициентов продуктивности на бетонных работах, подсчитаны с учетом простоев башенных кранов из-за плохой погоды и снижения производительности труда в зимнее время.

На рис. 1 даны графики стоимости и трудоемкости бетонных работ при возведении 1 м³ железобетонной конструкции с модулем поверхности, равным 9, из бетона М-200. Необходимые показатели удельной себестоимости и трудоемкости бетонирования определялись с использованием методики канд. техн. наук А. И. Бизяева¹.

На графике указаны также расчетная летняя стоимость и трудоемкость производства бетонных работ. Из анализа графиков могут быть получены расчетные месячные коэффициенты удорожания (K') и коэффициенты увеличения трудоемкости (K'') по сравнению с летними месяцами (табл. 2).

Высокая стоимость бетонных работ, трудность их выполнения при больших морозах и ветрах, простои из-за неблаго-

¹ Бизяев А. И. Об определении расчетной себестоимости и трудоемкости монолитных бетонных и железобетонных конструкций. Известия вузов. Строительство и архитектура, 1966, № 7.

Таблица 1

Коэффициенты продуктивности на бетонных работах в условиях Норильска

Наименование коэффициентов	Месяцы											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Коэффициент уменьшения трудоемкости (K_y) . . .	0,8	0,8	0,85	0,94	1	1	1	1	1	0,94	0,85	0,8
Процент простоев кранов по погодным условиям . . .	19,4	12,9	11,3	6,7	3,2	—	—	—	1,67	9,7	9,2	17,3
Коэффициент использования рабочего времени (K_n) с учетом потерь времени кранами из-за неблагоприятных погодных условий	0,806	0,87	0,89	0,93	0,97	1	1	1	0,98	0,9	0,91	0,83
Коэффициент уменьшения продуктивности ($K_{np} = K_n \times K_y$)	0,64	0,7	0,76	0,87	0,98	1	1	1	0,98	0,84	0,77	0,66

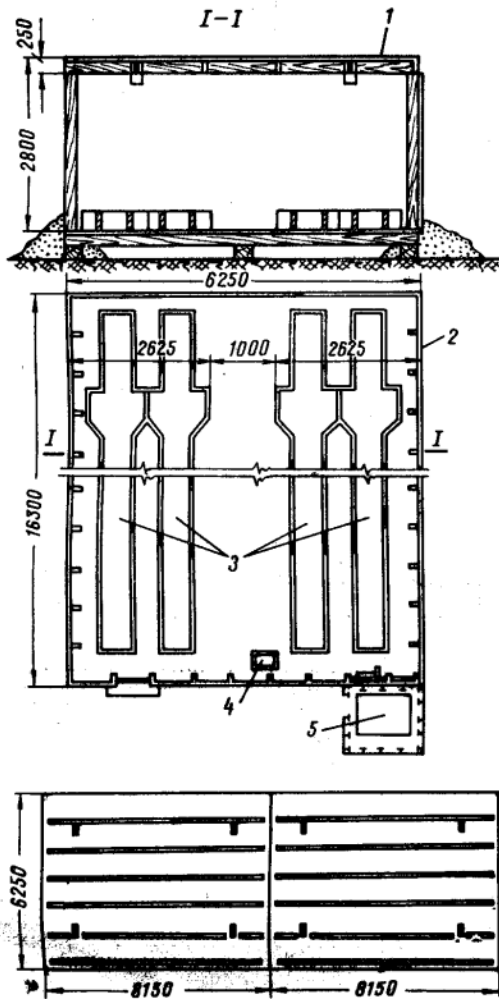


Рис. 2. Схема тепляка-полигона для изготовления тяжелых сборных железобетонных колонн

1 — съемный щит покрытия (1-й слой пергамина с пришивкой рейкой, обшивка досками толщиной 40 мм, прогон 40×200); 2 — 1-й слой пергамина с пришивкой рейкой; 3 — опалубка колонн; 4 — электропечь; 5 — трансформатор

при плохой погоде, часто низкое качество бетонирования заставляют искать пути повышения эффективности бетонных работ.

Таковыми путями являются широкое применение сборных элементов, особенно при выполнении конструкций с высоким модулем поверхности; выбор наиболее экономичных способов производства работ; полигонное изготовление тяжелых сборных железобетонных конструкций типа колонн, ригелей, подкрановых балок и т. п.; быстрое возведение коробки здания и производство мокрых процессов в закрытых помещениях.

Средствами ускорения монтажной прочности конструкций являются применение термоактивного прогрева бетона при ве-

Показатели	На открытом воздухе	Под тепляком
Трудоемкость по СНиП	900 ч-д	900 ч-д
Трудоемкость с поправочным коэффициентом	1188 ч-д	990 ч-д
Продолжительность работы	85 дней	70 дней
Механизмы	Кран БКСМ-5-5А	Бетононасос БН-10
Стоимость маш.-см.	69,53 руб.	24 руб.
Стоимость механизмов	5900 руб.	1005 руб.
Расход электроэнергии на прогрев	146115 кат	26000 кат
Стоимость обогрева	2900 руб.	520 руб. 4,6 руб/час

дении работ в закрытых условиях, а также выполнение работ под укрытием синтетических пневматических тепляков.

Необходимо провести технико-экономическое сравнение способов термоса — электропрогрева бетона, электроподогрева смеси в бункерах, использование бетона в утепленной опалубке и с химическими добавками, выяснить целесообразность производства работ в тепляках.

Нами выполнен анализ себестоимости и трудоемкости бетонирования конструкций при использовании электропрогрева бетона и предварительного разогрева смеси в бункерах для условий Норильска в зависимости от характеристики бетонной конструкции и погодных условий.

Электропрогрев смеси при наружных температурах —30 и —40° осуществляется в утепленной опалубке из двух слоев досок толщиной 25 мм со слоем шлаковаты толщиной 8—10 см.

Удельная стоимость бетонирования ростверка при $t_{н.в} = -40^{\circ}\text{C}$ увеличивается по сравнению со стоимостью бетонирования при $t_{н.в} = 0^{\circ}\text{C}$ на 31—34%, трудозатраты увеличиваются вдвое.

Учет максимального значения дифференцированного коэффициента влияния ветра на энергозатраты при электропрогреве еще больше увеличит разницу удельной стоимости бетонирования в зависимости от температуры наружного воздуха.

Норильский завод железобетонных изделий выпускает элементы весом не более 10 т. Необходимость производства железобетонных балок и колонн весом до 20 т для строящихся объектов Норильского горно-металлургического комбината привело к созданию тепляков-полигонов размером 16,3×6,25 м и высотой 2,8 м. Стены их обшивались необрезными досками толщиной 25 мм с покрытием пергамином. Покрытие выполнялось из двух съемных щитов размером 6,25×8,15 м из обрезных досок толщиной 40 мм.

Внутри тепляка устанавливали бортовую опалубку для изготовления крупноразмерных элементов, а снаружи — трансформатор, от которого внутрь вдоль стен протягивали троллей фазировки для электропрогрева бетона (рис. 2).

Технология изготовления колонн такова. Собирали форму опалубки колонн, устанавливали арматуру в формы с помощью крана, предварительно сняв щиты покрытия тепляка. Арматурные каркасы заготавливались заранее. Затем краном укладывали бетон и производили электропрогрев. После этого форму опалубки разбирали и выгружали готовую продукцию. Цикл производства конструкции длится около 3 суток.

Стоимость 1 м³ сборного железобетона, изготовленного на приобъектном тепляке-полигоне, на 25,5 руб. ниже доставляемого с завода железобетонных изделий.

Таблица 2

Коэффициенты изменения стоимости и трудозатрат бетонных работ

Наименование коэффициентов	Месяцы											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Коэффициент зимнего удорожания стоимости бетонных работ K'	1,53	1,45	1,42	1,31	1,23	1	1	1	1,08	1,28	1,38	1,45
Коэффициент увеличения трудоемкости бетонных работ зимой K''	2,09	1,93	1,76	1,47	1,29	1	1	1	1	1,51	1,68	2,02

Использование тепляка-полигона позволило не только отказать при монолитном варианте от устройства лесов, опалубки, ее крепления, значительных затрат на электропрогрев, но и вести работы в плохую погоду.

Для оценки возможностей использования воздухопертых синтетических тепляков рассматривались варианты возведения водосборного бассейна из монолитного бетона на строительстве вентиляторной градирни при производстве работ под укрытием синтетического воздухопертого тепляка и на открытом воздухе с использованием башенного крана БКСМ-5-6А (табл. 3).

Расчеты показывают, что велики затраты на обогрев тепляка. Для уменьшения теплозатрат целесообразно использовать тепляки с двойными стенками и воздушной прослойкой между ними. Можно также размещать тепляк только над местом производства работ с соответствующей разбивкой участка на захватки. В тепляках большего объема можно отсечь сектор с помощью пленки и обогревать только ту часть, где ведутся работы.

При совершенствовании организации бетонных работ в условиях Севера необходимо учитывать специфические особенности этих районов.

Из-за трудностей снабжения зимой бетонных заводов заполнителями необходимо летом создавать запасы материалов и обеспечивать условия их нормального хранения.

Важной является задача обеспечения строек высококачественным цементом, так как местное производство цемента не обеспечивает потребностей строительства. Для крупных строек необходимо заменить его размолом привозного клинкера.

В целях повышения эффективности бетонных работ рекомендуется:

- шире применять сборные конструктивные элементы;
- изготавливать железобетонные сборные конструкции в тепляках-полигонах;
- производство мокрых процессов осуществлять в закрытых (защищенных) помещениях.

УДК 668.97.035.51

Прогрев замоноличенных стыков железобетонных конструкций зимой

Канд. техн. наук И. А. ФИЗДЕЛЬ

Качество замоноличивания соединений и узлов в конструкциях может оказать решающее влияние на прочность и долговечность зданий. Заделка стыков существенно осложняется в зимнее или в холодное осеннее время, когда рост прочности уложенной смеси в последующие месяцы прекращается.

В настоящее время за зимние месяцы завершается возведение многоэтажных и высотных домов, включая отделочные работы. Рост прочности бетона и раствора, уложенного в конструкции, не должен отставать от принятого в проекте.

При монтаже очередного этажа необходимо, чтобы прочность бетона, уложенного в соединениях конструкции нижележащего этажа, достигала 70%, а к моменту завершения монтажа — 100%. 70-процентная прочность может быть получена уже на 2—3-и сутки после укладки бетона в дело путем термообработки уложенной смеси.

Плохо прогретый бетон или раствор, уложенный в полости между смонтированными конструкциями, зачастую является причиной приостановки монтажа, появления деформаций в конструкциях при весеннем или искусственном оттаивании зданий, значительной коррозии закладных деталей охватывающих узлов, увлажнения и повреждения смежного со стыком сборного железобетона. Это влечет за собой значительные ремонтные работы или переделку бетонирования стыков.

Прогрев небольших объемов уложенного бетона в сопрягаемых конструкциях существенно отличается от используемых методов прогрева монолитного бетона.

При укладке бетона небольших объемов тепло быстро забирается примыкающими к стыку холодными конструкциями, теряется пластичность и не обеспечивается надлежащее уплотнение смеси. Пористость бетона повышается, и следовательно, увеличивается его водопоглощение, снижается конструктивная жесткость здания.

Как показывает опыт Главмосстроя, качественная заделка и ускоренное твердение бетона в стыках достигается при электропрогреве или электрообогреве.

На экспериментальном строительстве 17-этажных зданий со сложной продольной конфигурацией стыков (рис. 1) в сопряжениях несущих железобетонных перегородок с перекрытиями требовалось получить прочность уложенного бетона к моменту монтажа конструкций на следующем этаже не менее 150 кг/см^2 (при проектной марке 300). После монтажа перегородок и настилов перекрытий, выверки всех элементов конструкции предварительно обогревали, стыки и закладные детали очищали от смерзшегося снега и наледи металлическими щетками и специальными тросовыми очистителями.

В труднодоступных местах наледи удаляли тепловым оттаиванием. Для обогрева бетона использовали электронагревательные приборы, оборудованные ТЭНами, выпускаемые Лянозовским механическим заводом. Мощность ТЭНов — 1 кВт, напряжение 36—65 в, длина 0,8 м. ТЭНы монтировали

в специальных инвентарных приставках к стыкам металлических кожухов из листовой стали толщиной 4 мм. В каждом кожухе длиной 1,5—2,5 м крепились от 2 до 4 ТЭНов. Поверх кожухов прикрепляли теплозащитные маты из шлаковаты (рис. 2).

Предварительный обогрев конструкций продолжался от 2 до 6 ч в зависимости от температуры и ветренности погоды. За это время бетон прогревался на расстоянии до 50 см от места обогрева нового бетона. Затем бетонировали стыки;

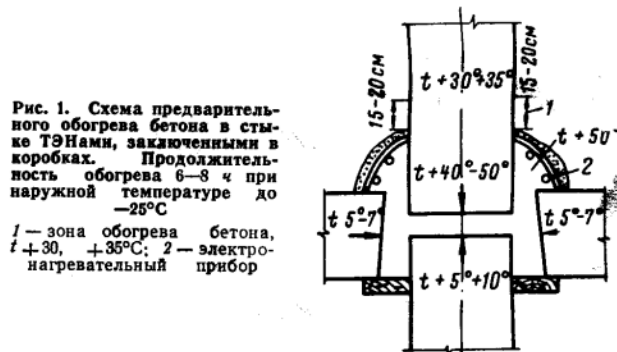


Рис. 1. Схема предварительного обогрева бетона в стыке ТЭНами, заключенными в коробках. Продолжительность обогрева 6—8 ч при наружной температуре до -25°C

1 — зона обгрева бетона, $t + 30^{\circ}$, $+ 35^{\circ}\text{C}$; 2 — электронагревательный прибор



Рис. 2. Обогрев уложенного в стык бетона ТЭНами, смонтированными в специальном кожухе. Сверху кожух утеплен шлаковатой

смесь укладывали с одной из сторон стыка с использованием целевого вибратора. Качество заполнения стыков контролировалось равномерным выходом смеси из противоположной стороны несущей перегородки. По окончании бетонирования смесь дополнительно уплотнялась, лишний бетон удалялся, а поверхность заглаживалась.

При строительстве 14-этажного блочного здания серии И-209А было выявлено, что бетон в выравнивающем железобетонном поясе, имеющем переменную толщину 5—12 см, имел прочность 20—25 кг/см² вместо проектной 200 кг/см². Бетон укладывали в конце октября, монтаж 9-го этажа выполнялся 25 января. Монтаж остальных 5 этажей предполагалось завершить в начале марта.

Для обогрева уложенного в шов бетона по периметру здания был сделан короб, внутри которого расположили в слое песка в один ряд ТЭНы мощностью 4 квт. Бетон прогревали в течение 4 суток при $t=60-70^{\circ}\text{C}$. Это обеспечило рост прочности бетона, которая в момент отключения тока достигла 150—170 кг/см².

Обогрев стыков в подвальных частях зданий домов серии П-49 под несущими перегородками, где толщина швов 4—10 см, производился через боковые наплывы бетона стержневыми или плавающими электродами.

В стыках густоармированных сопряжений конструкций при устройстве выравнивающих железобетонных поясов, на бетон, обойм следует применять только пластичные бетонные смеси с предельной крупностью щебня до 10 мм или мелкозернистый бетон на крупном песке. Расчет и подбор состава бетона производится в строительной лаборатории. Бетон готовится на месте производства работ в бетономешалках емкостью 100 л, в объеме, рассчитанном для заделки нескольких стыков. Температура смеси в момент укладки 25—30°С (рис. 3).

На период заделки стыков электронагревательные прибо-

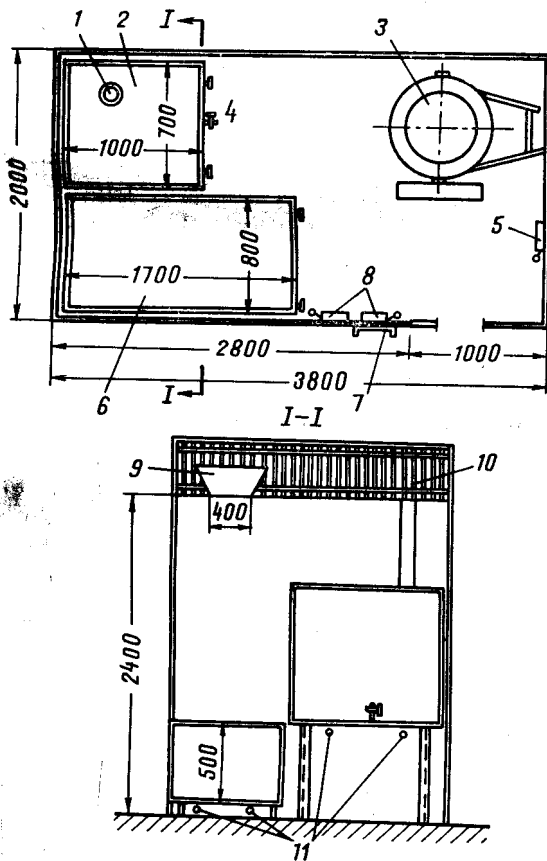


Рис. 3. Схема переносного бетонного узла, оборудованного в металлической инвентарной будке

1 — трубка диаметром 20 мм для воды; 2 — бак для воды емкостью 1 м³; 3 — бетономешалка емкостью 100 л; 4 — вентиль; 5 — рубильник для включения ТЭНов и бетономешалки; 6 — ящик для песка емкостью 1,5 м³; 7 — металлическая лестница; 8 — рубильники для включения подогрева песка и воды; 9 — приемный лоток для песка; 10 — ограждения; 11 — ТЭНы для подогрева песка и воды на 220 в

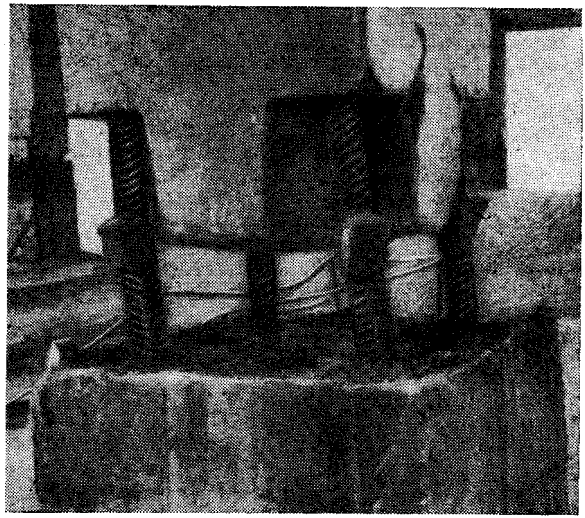


Рис. 4. Вид стыка между сферической частью колонны и железобетонным пеньком перед бетонированием

ры перемещаются на другие участки. После окончания бетонирования стыка их вновь устанавливают на прежнее место.

Изотермический прогрев продолжается от 8 до 24 ч в зависимости от объема смеси, температуры наружного воздуха и требований, предъявляемых к прочности бетона в момент отключения электроэнергии.

В многоэтажных каркасных, уникальных и промышленных зданиях и сооружениях встречаются различные типы стыков в несущих колоннах. Объем бетонной или растворной смеси для заделки составляет от 1—2 до нескольких десятков литров.

Бетон в стыках должен быть равнопрочен бетону в основных конструкциях. Необходимая прочность и высокое качество могут быть достигнуты при выполнении всех требований технологии заделки и прогрева бетона.

На строительстве 22-этажного больничного корпуса института им. Вишневого было необходимо забетонировать зимой стыки между сферической частью колонн и пеньком в 54 колоннах над первым этажом (рис. 4).

Электропрогрев бетона в объемах 5—25 л в каждом стыке колонны производился через стержневые электроды или гвозди, пропущенные через деревянную опалубку. Электроэнергию подключали не позднее чем через 15—20 мин после укладки бетона. Высокую прочность бетона (400 кг/см²) получили благодаря правильному подбору составляющих, немедленной укладке свежего бетона в заранее подготовленные стыки и умеренному режиму прогрева. Температура бетона составляла 40—45°С.

Перегрев бетона в стыках зимой столь же опасен, как переувлажнение и обезвоживание летом в жаркую погоду.

Блочные дома, возводимые зимой, для ускорения твердения раствора в швах обогревают огневыми калориферами, создающими высокие температуры воздуха на первых этажах. Перегрев резко снижает качество раствора. Высушенный и обезвоженный затвердевший раствор в швах на глубину 4—5 см легко распадается. Прочность его не превышает 8—10 кг/см² против проектной марки 100. При создании тепловлажностного режима можно добиться некоторого увеличения прочности, но чаще всего приходится удалять слабый раствор на указанную глубину, а открытый шов заполнить нормальным раствором. Стык между смонтированными колоннами можно лишь тогда считать качественным, когда обеспечивается расклинивающий контакт между элементами. Это достигается двумя способами — ударной одной или двухсторонней послойной зачеканкой подаваемой порционно в стык смеси. При таком способе зачеканки достигается довольно высокая прочность бетона — до 1000 кг/см² и более в обжимаемом пространстве.

Вторым способом дополнительное уплотнение удается получить путем заглубления в уложенный бетон круглых стержней диаметром от 4 до 20 мм. Стержни заглубляются спустя 30—40 мин после укладки смеси. В зависимости от ширины шва стержни располагают на одном или двух уровнях по высоте на расстоянии 7—10 см друг от друга. Стержни вытесняют в стороны и в верх часть бетона, тем самым обеспечивается плотный контакт между конструкциями.

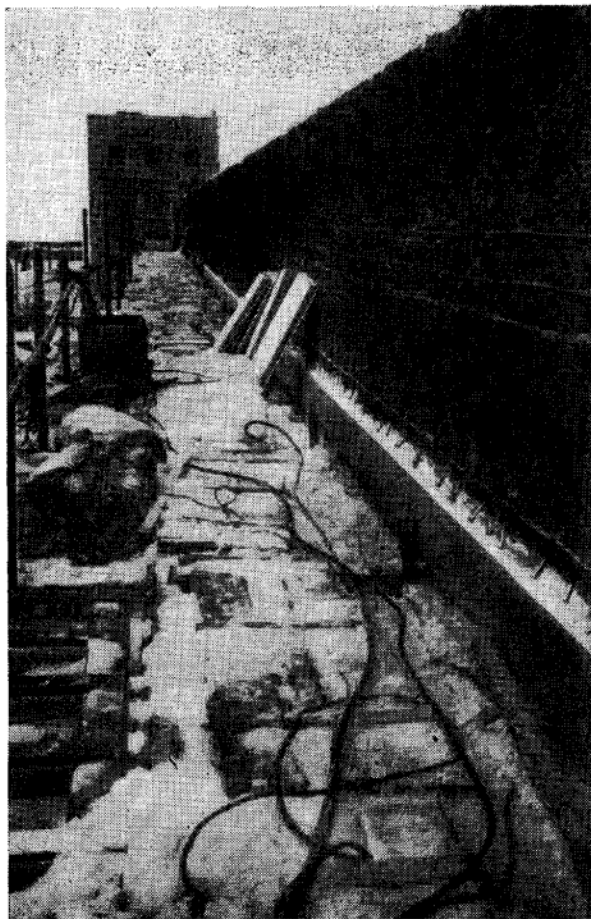


Рис. 5. Электропрогрев раствора при облицовке фасадов мраморными плитами

Мелкие швы размерами 1—2 см, заделываемые высокопрочным бетоном или заиженцементированным цементным тестом составом 1 : 1,5 и 1 : 2,5 (В : Ц) по объему, обогреваются нагревательными панелями, теплым воздухом от электрических воздуходувок, калориферами, ТЭНами с соответствующим укрытием стыка брезентом, тщательно утепленными коробами, матами, электродным обогревом через слой песка, опилок и др.

Для архитектурного оформления зданий широко используются мраморные, гранитные и другие плиты. Зазоры между

облицовкой и кладкой заполняются раствором пластичной консистенции с осадкой стандартного конуса 8—10 см. При низких отрицательных температурах раствор, заключенный в замкнутом пространстве и охлаждаемый со всех сторон конструкциями, замерзает при незначительной начальной прочности.

При кратковременных оттепелях или при весеннем оттаивании из-за недостаточного сцепления раствора с облицовкой плиты выдавливаются от нагрузки вышележащих элементов облицовки. Кроме того, от влажности раствора мрамор течет.

Опыт показал, что при рациональной организации обогрева раствора в узких зазорах можно зимой бесперебойно вести облицовку фасада. После закрепления облицовки к металлическому каркасу, зазоры заполняются раствором на высоту смонтированного яруса облицовочных плит 40—60 см. Температура раствора должна быть не ниже 15—18°C.

В свежеложенный раствор погружают стержни из арматурной проволоки диаметром 4—6 мм. Электроды располагаются через 20—25 см. Прогрев длится обычно 2 суток. К моменту монтажа облицовки следующего яруса раствор в нижележащем приобретает прочность 30—40 кг/см². Температура прогреваемого раствора обычно не превышает 25—30°C. Во избежание интенсивного охлаждения или утечки тепла с внешней стороны облицовочные плиты укрываются брезентом, теплозащитными матами, щитами из древесно-волокнистых плит (рис. 5).

Большой статистический материал по контролю роста прочности раствора, отобранного из тонких швов полносборных и кирпичных зданий в зимнее время в замороженном состоянии и проверенного по методике лаборатории производственных испытаний и исследований НИИ Мосстроя за ряд лет, позволяет сделать ряд выводов.

Качественные цементные растворы, приготовленные на подогретых составляющих, уложенные не позднее чем через 1,5—2 ч с момента приготовления и своевременно обжатые конструкциями обладают способностью набирать прочность при отрицательных температурах. К концу зимнего периода прочность раствора в швах может достигнуть 30—50%, а иногда и выше от проектной марки 100.

Раствор, уложенный в дело, через 2—3 ч частично смерзается до укладки и утрачивает способность к росту прочности в последующее время. Конечная прочность такого раствора достигает только 40—50% проектной. Смерзшиеся и частично разбавленные водой растворы (для придания им снова пластичности) теряют возможность к росту прочности в швах в зимнее время даже после оттаивания и выдерживания при положительной температуре. В сооружениях остается раствор пониженной прочности.

Если раствор не обладает начальной прочностью к наступлению весеннего оттаивания или оттепелям, могут создаться критические условия для возведения зимой конструкций и сооружений, и в первую очередь многоэтажных зданий. Деформации могут сопровождаться раздавливанием слабого раствора, в особенности в зданиях с утолщенными швами, с частичной или полной потерей конструкциями устойчивости и прочности.

УДК 69.057.4

Термообработка бетона в щелевидных стыках колонн инфракрасным излучением

Канд. техн. наук Н. Н. ДАНИЛОВ, инж. В. Б. ЦЫБИКДОРЖИЕВ

В зимний период 1968—1969 гг. МИСИ им. В. В. Куйбышева совместно с трестом Сибэлэваторстрой Главэлэваторспецстроя Министерства сельского строительства РСФСР при возведении корпуса сборной мельницы в г. Карасук Новосибирской обл. осуществили заделку стыков сборных железобетонных колонн сечением 400×400 и 400×600 мм в стаканах фундаментов глубиной 650 мм с применением инфракрасных излучателей. Термообработка щелеобразных стыков велась по принципу предваритель-

ной аккумуляции тепла бетоном стыкуемых конструкций.

Стыкуемые поверхности подвергались нагреву инфракрасными лучами, а на стадии тепловой защиты инфракрасному нагреву подвергался бетон замоноличивания со стороны открытой поверхности стыка. В качестве источника инфракрасного излучения использованы трубчатые электронагреватели (ТЭНы) различных модификаций мощностью 0,75 и 1 кВт.

Для предварительного обогрева стыка применялась специальная металлическая рама (рис. 1) с подвешенными к ней четырьмя электронагревателями мощностью по 0,75 кВт (по ТЭНу у каждого угла полости стыка). Тепловая защита со стороны открытой поверхности стыка обеспечивалась металлическими коробами — отражателями (по 2 короба на 1 стык), с внутренней стороны которых вмонтирован ТЭН мощностью 1,5 кВт (рис. 2). Для создания направленного лучистого потока короб



Рис. 1. Металлическая рама с ТЭНами для предварительного отогрева полости стыка

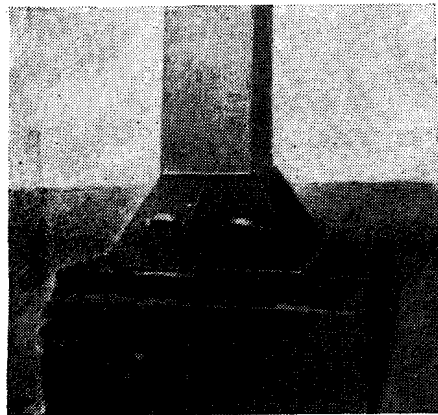


Рис. 2. Короб-отражатель для тепловой защиты бетона стыка

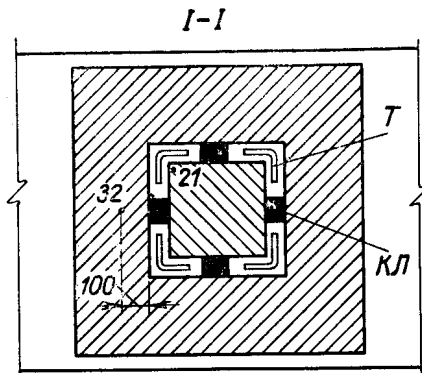
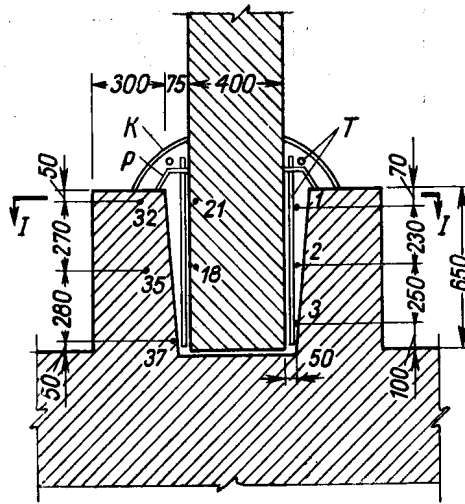


Рис. 3. Схема расположения ТЭНов и термопар до и после замоноличивания стыка колонны с фундаментом

К — короб; P — металлическая рама; T — нагреватели; КЛ — клинья

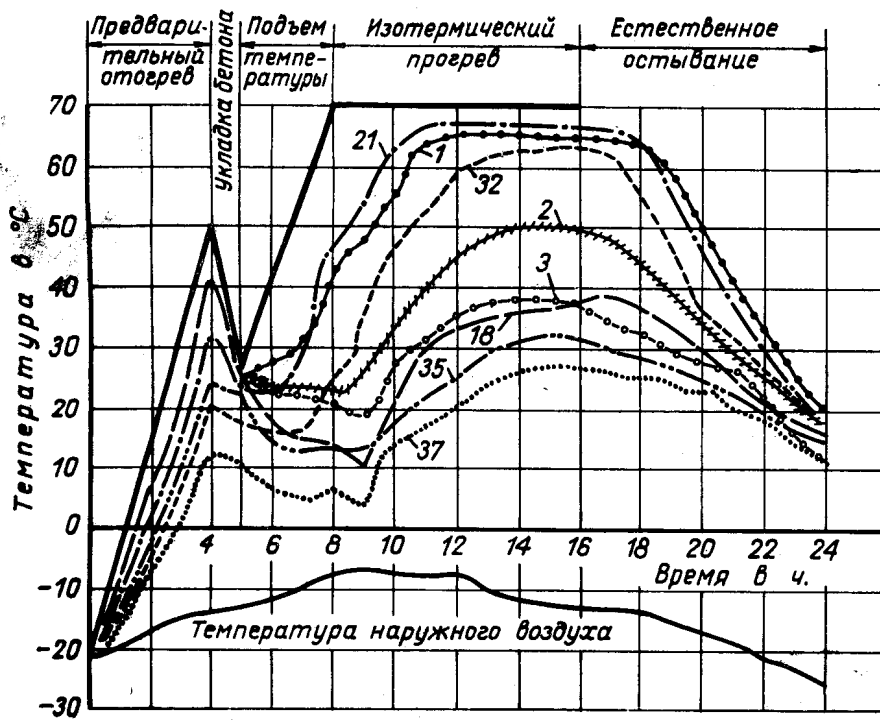


Рис. 4. График изменения температуры при термообработке стыка колонны с фундаментом инфракрасным излучением до и после замоноличивания

с внутренней стороны облицован алюминиевым листом толщиной 1,2 мм.

Замоноличивание стыка колонн с фундаментом осуществлялось в следующей последовательности. В гнездо башмака устанавливали колонну, очищенную от снега. Вокруг колонны на стакане фундамента крепили металлическую раму и ТЭНы подключали к сети переменного тока; рама закрывалась коробом-отражателем. Предварительный отогрев замороженных поверхностей стыкуемых конструкций длился в течение 3—6 ч, в зависимости от температуры наружного воздуха. По окончании прогрева стыка нагреватели отключали, снимали последовательно короб и раму, затем укладывали теплую бетонную смесь слоями толщиной не более 15 см с вибрированием щелевым вибратором.

Затем вновь устанавливали короба-отражатели и вмонтированные в них ТЭНы подключали к электроразводке. При этом температура поверхности нагрева поднималась со скоростью 15°C в час, а изотермическая температура на поверхности нагрева поддерживалась 65—70°C в течение 8—12 ч. Охлаждение бетона заделки велось со скоростью 7°C в час.

На опытных фрагментах стыка и в натуре велись наблюдения за кинетикой формирования температурного поля на стадиях аккумуляции тепла и тепловой защиты. Температуру контролировали термопарами, которые предварительно закладывали в фундамент, а также в полость стыка (рис. 3).

При мощности ТЭНов 3 кВт и температуре наружного воздуха -22°C через 4 ч предварительного прогрева полости стыка нулевая изотерма передвинулась вглубь фундамента на 210 мм. При этом наблюдается некоторая неравномерность температурного поля. Как видно из кривых, изменения температуры (рис. 4) в нижней зоне полости стыка на стадии отогрева интенсивность повышения температуры ниже, чем в верхней, а максимальное повышение температуры наблюдается в средней зоне.

После укладки бетона температура в характеристических точках несколько падает. Затем через 3—4 ч начинает повышаться, достигая максимальной через 9—10 ч с начала бетонирования.

К концу остывания бетон в верхней зоне набирает прочность 70%, в средней зоне 50% и нижней зоне — 30% R_{28} .

Однако некоторый недобор прочности бетоном нижней зоны до момента замораживания (в соответствии с ТУ замораживаемый бетон должен иметь прочность 50% R_{28}) не вызывает опасений, так как находится в «обойме». Специальными исследованиями подтверждена возможность замораживания бетона, работающего в «обойме», при прочности 25—30% R_{28} . В последующем такой бетон набирает прочность, как и обычный бетон, замороженный при прочности 50% R_{28} .

Расход электроэнергии на термообработку одного стыка составил 35—40 кВт·ч.

Выводы

Двухстадийный метод интенсификации твердения бетона щелеобразных стыков является технологичным, так как не требует привлечения при производстве работ других методов энергетического воздействия на бетон.

Применение добавки нитрита натрия при бетонировании конструкций в зимних условиях

Канд. техн. наук Я. Р. БЕССЕР

В качестве противоморозной добавки в растворах и бетонах, применяемых в зимних условиях, используется нитрит натрия — натрий азотистокислый NaNO_2 .

Добавка нитрита натрия позволяет вести монтаж полнообъемных домов и бетонирование монолитных конструкций зимой.

В этом случае раствор (бетон) относительно медленно набирает прочность при отрицательной температуре, но после дополнительного 28-дневного выдерживания в нормальных условиях, как правило, достигает марочной прочности. Этот способ можно рекомендовать во всех случаях, когда среднемесячная температура наружного воздуха не ниже -15°C и по расчету допускается относительно медленный набор прочности бетоном (не более 35% R_{28} через месяц после укладки) и получение проектной прочности после наступления положительной температуры воздуха.

В НИИМосстрое были проведены исследования, определившие влияние температур ниже -15°C на прочность раствора и бетона, изготовленных с добавкой нитрита натрия. На трех видах цемента: шлакопортландском марок 400 и 500, портландском марки 500 и быстротвердеющем портландском марки 500 изготавливались растворы и бетоны с добавкой кристаллического и жидкого нитрита натрия.

Для приготовления смесей применялся горный песок с модулем крупности 2,9, гранитный щебень крупностью до 20 мм.

Состав раствора рассчитывался для марки 100. Подвижность растворной смеси по конусу СтройЦНИЛ принималась равной 8–10 см. Так как нитрит натрия пластифицирует смесь, то для выдерживания заданной подвижности раствора при его добавке уменьшалось количество воды затворения, но несмотря на это, смесь с добавкой, как правило, была более пластичной.

Раствор готовился вручную с тщательным перемешиванием, нитрит натрия предварительно растворялся в воде затво-

рения. Немедленно после изготовления раствор укладывали в стальные формы с поддоном, уплотняли, формы сразу устанавливали в холодильные камеры или в камеру нормального хранения.

Образцы раствора освобождались от формы через 24 ч. Образцы, выдерживаемые при -30°C , находились в формах трое суток.

Состав бетона рассчитывался для марки 200. При приготовлении бетонной смеси ее подвижность принималась равной 6+8 см.

Влияние 10% добавки нитрита натрия от веса цемента на растворы и бетоны, выдержанные в нормальных условиях в течение двух лет, показано на рис. 1.

Образцы раствора и бетона выдерживались на морозе 28 дней: первые три дня при температуре -10°C ; -20°C и -30°C , затем 25 дней при температуре -10°C с последующим 28-дневным, 6-, 12- и 24-месячным хранением в нормальных условиях. Выдерживание на морозе осуществлялось в холодильных камерах. Результаты испытаний раствора и бетона приведены на рис. 2 и в табл. 1. Анализ показывает, что добавка кристаллического и жидкого нитрита натрия для всех цементов, кроме портландского, повышает прочность растворов и бетонов, выдержанных в нормальных условиях.

Отрицательное действие добавки нитрита натрия на прочность раствора и особенно бетона, приготовленных на портландцементе, наблюдается только в 28-дневном возрасте и практически прекращается после 6-месячного выдерживания.

После двухлетнего выдерживания в нормальных условиях растворы и бетоны с добавкой нитрита натрия в 15 случаях из 16 имели прочность, значительно (в среднем на 38%) превышающую прочность образцов такого же возраста, но без добавки. Только прочность бетона на портландцементе без добавки была на 7% выше прочности бетона с добавкой жидкого нитрита натрия.

Таблица 1

Прочность бетона с добавкой 10% кристаллического нитрита натрия, выдерживаемого в различных условиях

Вид цемента	Температура выдерживания на морозе в течение		Прочность при оттаивании после 28-дневного выдерживания на морозе в % R_{28}	Прочность (% R_{28}) после дополнительного выдерживания в нормальных условиях в течение			
	первых 3 суток в $^\circ\text{C}$	последующих 25 суток, в $^\circ\text{C}$		28 дней	6 месяцев	1 года	2 лет
Шлакопортландский М400	-10	-10	38	104	113	134	139
	-20	-10	29	112	123	113	131
	-30	-10	48	100	172	189	203
Шлакопортландский М500	-10	-10	56	152	181	171	155
	-20	-10	44	112	158	155	144
	-30	-10	39	104	138	144	131
Портландский М500	-10	-10	47	89	106	108	125
	-20	-10	45	69	116	112	121
	-30	-10	42	57	120	105	107
БТЦ М500	-10	-10	73	130	188	152	174
	-20	-10	50	103	135	134	140
	-30	-10	51	109	138	152	161

Примечание: Марка бетона на шлакопортландцементе М400 и на БТЦ М500 равна 180 кг/см^2 ; на шлакопортландцементе М500 и на портландцементе М500 — 215 кг/см^2 .

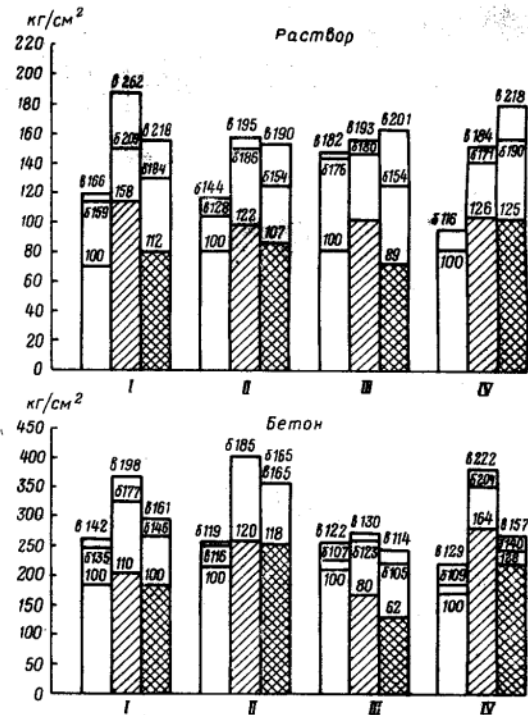


Рис. 1. Влияние добавки NaNO_2 на раствор и бетон, выдержанные в нормальных условиях

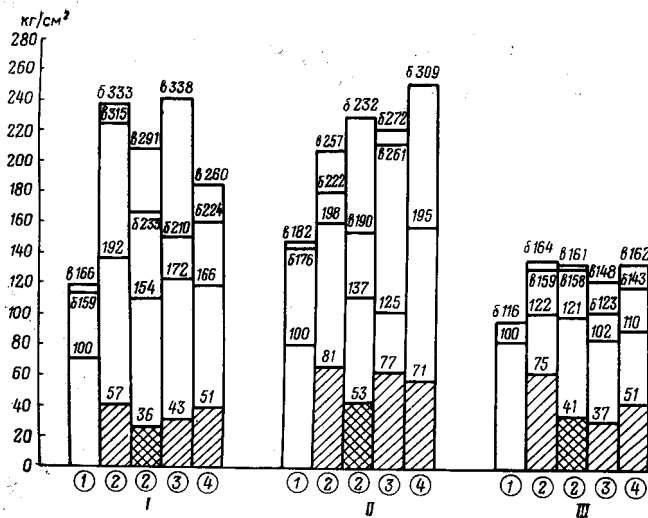


Рис. 2. Влияние температуры выдерживания, вида нитрита натрия и вида цемента на прочность раствора

Результаты испытаний подтверждают, что 10% добавка нитрита натрия от веса цемента с течением времени не уменьшает прочность раствора и бетона.

Образцы раствора и бетона с добавкой нитрита натрия, выдержанные только в нормальных условиях, а также вначале 28 суток на морозе, а затем в нормальных условиях, увеличили свою прочность в 24-месячном возрасте по сравнению с 12-месячной в 45 случаях (74%), не изменили в 8 случаях (13%) и снизили в 8 случаях (13%).

В контрольных образцах раствора и бетона, приготовленных без добавки и выдержанных только в нормальных условиях, в 24-месячном возрасте прочность возросла по сравнению с 12-месячной в 5 случаях (70%), осталась без изменения в 1-м случае (15%) и снизилась в 1-м случае (15%).

Средняя прочность раствора, выдержанного в течение 2 лет в нормальных условиях без добавки, составила 148% R_{28} , а с добавкой, выдержанного 28 суток на морозе, а затем 2 года в нормальных условиях — 214% R_{28} . Для бетона эти цифры соответственно равны 127% R_{28} и 144% R_{28} , что

убедительно подтверждает высокую и устойчивую прочность растворов и бетонов с добавкой нитрита натрия.

В лаборатории методов испытания бетонов НИИЖБа исследовалась микроструктура раствора и бетона сразу после их 28-суточного выдерживания на морозе и после дополнительного 28-, 180- и 360-суточного выдерживания в нормальных условиях, а также изучались новообразования, возникающие в цементном камне при введении добавки нитрита натрия.

Наиболее серьезные повреждения структуры бетона и раствора наблюдались в образцах, изготовленных на портландцементе БТЦ с 10% добавкой кристаллического нитрита натрия и хранившихся первые три дня при -30°C и затем 25 дней при -10°C .

Образцы, хранившиеся 28 дней на морозе (при -30 и -10°C), а затем 180 дней в нормальных условиях, имели нарушенную структуру. Цементный камень испещрен глубокими продольными трещинами, образовавшимися при замораживании образцов.

Все образцы с добавками нитрита натрия, хранившиеся после замораживания в нормальных условиях в течение 180 суток, имеют более плотную структуру по сравнению с образцами, исследованными сразу после замораживания. Уплотнение структуры произошло за счет частичного заполнения образовавшихся при замораживании пустот гидратными новообразованиями в процессе последующего нормального твердения образцов.

Изучение микроструктуры образцов, хранившихся в нормальных условиях в течение года, показало, что эталонные образцы имеют плотную структуру.

Структура образцов, хранившихся 28 дней на морозе при -30 и -10°C , а затем в течение года в нормальных условиях оказалась нарушена в большей степени по сравнению с образцами, хранившимися вначале при -10 и -20° и образцами, хранившимися при -30°C , но с добавкой жидкого нитрита натрия. В цементирующей массе образцов с добавкой кристаллического нитрита натрия, хранившихся вначале при -30°C , наблюдаются большое количество продольных трещин (следы «мороза»), которые в результате последующего нормального твердения образцов в течение года стали более тонкими и короткими, чем в образцах более раннего возраста.

Все образцы годичного возраста отличаются от соответствующих образцов раннего возраста (28 и 180 суток) более плотной структурой — с меньшим количеством трещин и зазоров на контакте с заполнителем.

При рекомендуемой нормами величине добавки нитрита натрия прочность бетона зависит от температуры воздуха, вида цемента и нитрита натрия и для предварительных расчетов может приниматься по данным табл. 2.

На растворах и бетонах с добавкой нитрита натрия Главмосстрой в зиму 1967—1968 гг. смонтировал полнообъемные жилые дома общей площадью 650 тыс. м^2 .

Следует учитывать, что добавка нитрита натрия не допускается при наличии в заполнителях реакционноспособного кремнезема (опала, халцедона, обсидиана, цеолита), при заделке алюминиевых конструкций и проводов с алюминиевой жилой, а также в конструкциях, соприкасающихся с агрессивными водами [3].

В зимы 1966—1968 гг. с добавкой нитрита натрия бетонировались железобетонные конструкции, в которых расчетом допускался относительно медленный набор прочности и получение проектной марки бетона после наступления положительной температуры. Так было уложено более 1500 м^3 бетона в горизонтальные диски жесткости административных корпусов на проспекте Калинина, забетонированы вертикальные диафрагмы жесткости в нижних этажах домов повышенной этажности и т. д., причем стоимость выдерживания 1 м^3 бетона снизилась на 5—7 руб.

Детальные указания по применению безобогревного метода монтажа и бетонирования имеются в утвержденных Главмосстроем «Временных указаниях» [4] и в разработанном НИИЖБ «Руководстве по применению бетонов с противоморозными добавками».

Выводы

При возведении зимой монолитных железобетонных конструкций, в которых проектом допускается относительно медленный набор прочности и достижение проектной марки бетона после наступления положительной температуры наружного воздуха, рекомендуется применять метод бетонирования с применением добавок нитрита натрия.

Растворы и бетоны с добавкой нитрита натрия при температуре до -15°C достаточно интенсивно набирают прочность

Таблица 2

Ориентировочная относительная прочность (в % к R_{28}) раствора и бетона с добавкой кристаллического нитрита натрия

Температура выдерживания в $^{\circ}\text{C}$	Относительная прочность (в % к R_{28}) при сроке выдерживания в сутках			
	3	7	14	28
Раствор и бетон на портландцементе марки 400 и выше				
-10	4	20	40	60
	4	18	35	50
-15	2	10	20	40
	2	10	18	35
-20	0	2	5	10
	0	2	5	10
Раствор и бетон на шлакопортландцементе марки 400 и выше				
-10	0	5	25	50
	0	5	20	45
-15	0	2	10	40
	0	2	10	35
-20	0	0	5	10
	0	0	5	10

Примечания: 1. В числителе указана относительная прочность раствора, в знаменателе — бетона. 2. При использовании жидкого нитрита натрия к показателям таблицы вводится коэффициент 0,8.

и, как правило, достигают проектной марки после дополнительного 28-суточного выдерживания в нормальных условиях.

Исследования подтвердили, что в тех случаях, когда не предъявляются повышенные требования по плотности и морозостойкости, возможно применение растворов и бетонов с добавкой нитрита натрия при относительно кратковременных температурах воздуха до -30°C .

Нормативные документы [1, 2] рекомендуют применять добавку нитрита натрия только до -15°C .

Опыт строительства Главмосстроя доказывает возможность применения добавки нитрита натрия при температурах, доходящих до -30°C , если такая низкая температура является случайной, держится не более 2—3 дней и затем повышается до -10 или -15°C .

При долговременном хранении повышается прочность и улучшается структура растворов и бетонов с добавкой нитрита натрия.

ЛИТЕРАТУРА

1. «Временные указания по замоноличиванию, герметизации и утеплению стыков в крупнопанельных зданиях». Государственный комитет по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР, 1963.
2. «Указания по применению и приготовлению строительных растворов» СН 290—64. Госстрой СССР, Стройиздат, 1965.
3. Руководство по применению бетонов с противоморозными добавками. НИИЖБ, Стройиздат, 1969.
4. Временные указания на приготовление и применение в зимних условиях строительных растворов с добавкой нитрита натрия. (ВСН 22—65) изд. Мосоргстрой, 1965.

УДК 624.075.23:691.328

Совместная работа цементного раствора и стальной обоймы при понижении температуры

Канд. техн. наук А. З. КЛЯЧИН, инж. Г. Н. КАТАЕВ

Осенью 1968 г. при возведении каркаса первого этажа одного из общественных зданий в г. Перми были обнаружены трещины в сварных швах сталежелезобетонных колонн¹. Колонна сечением 400×400 мм состоит из стальной обоймы, образованной двумя равнобокими уголками с шириной полки 200 мм, сваренными «в коробку» шпоночными швами размером $\frac{8-100}{300}$ (рис. 1). Внутренняя полость обоймы заполнена

цементным раствором марки 300. Снаружи устроена железобетонная рубашка.

Трещины возникли в швах колонн с обоймами из двух уголков до и частично после устройства железобетонных рубашек. В последнем случае они вышли на наружную поверхность бетона. Ширина трещин 0,1—1,5 мм. Их возникновение совпало с резкими колебаниями температуры наружного воздуха (от -24°C до нуля и от нуля до -22°C).

В связи с отсутствием внешних воздействий было очевидно, что трещины являются следствием неодинаковых деформаций раствора и стали. Большинство обойм заполнялось, и твердение раствора происходило при положительной температуре, что исключало возможность замерзания «свежего» раствора.

Для выяснения причин появления трещин в сварных швах в Пермском политехническом институте проведены экспериментальные исследования работы цементного раствора в стальной обойме в процессе понижения температуры. При постановке эксперимента в качестве возможных причин различных деформаций раствора и стали рассматривались следующие факторы:

- замерзание свободной несвязанной воды в порах затвердевшего раствора и вызванное этим увеличение его объема;
- неравенство коэффициентов линейного температурного расширения стали и бетона;
- неравномерное распределение температуры в различных точках по сечению сердечника и обусловленный этим перепад температур стальной обоймы и раствора.

Было испытано три серии образцов по 4 шт. в каждой серии. Все образцы выполнены из цементного раствора состава 1:2. Компоненты раствора, а также их соотношения взяты такими же, как и в колоннах обследованного здания.

Опытная установка с исследуемыми образцами-призмами всех серий помещалась в морозильную камеру. Индикаторы устанавливались точно по осям образцов; они измеряли разность приращений длин призм и деревянных стоек рамы. Вместе с призмами для сопоставления исследовались деформации двух стальных стержней сечением 20×20 мм и длиной 310 мм. Стержни были изготовлены из стали той же марки, что и обоймы колонн.

Снижение температуры в камере осуществлялось плавно со скоростью 4—5 град/ч вначале и 1,5—1,0 град/ч в конце

испытаний. При этом температура изменялась от $+8$ до -22°C . При -22°C образцы выдерживались в течение 4 ч. Принятая скорость охлаждения примерно соответствовала изменению температуры в период разрушения сварных швов.

Результаты измерения представлены в виде графиков (рис. 2). По оси ординат откладывалась разность относительных деформаций исследуемых образцов и деревянной стойки-установки. Экспериментальные точки для стальных образцов почти идеально легли на прямую, тангенс угла которой характеризует коэффициент линейного температурного расширения (КЛТР). Поскольку КЛТР — величина постоянная в некотором диапазоне температур, включающем в себя данную область исследования [1], то можно считать, что характер кривых зависимости деформаций призм от температуры будет близок к таковому для кривых разности деформации образцов и дерева. При качественной сопоставительной оценке эти кривые можно считать эквивалентными.

Разность ординат двух каких-либо кривых дает истинную разность деформаций соответствующих образцов. Деформации призм из цементного раствора зависят от водоцементного отношения и влажности: с увеличением В/Ц они уменьшаются. При понижении температуры до -10°C с уменьшением влажности абсолютные значения деформаций увеличиваются; для температур ниже -10°C эта зависимость переходит в обратную. Кривые зависимости деформаций раствора от температуры близки по характеру к идентичным кривым, построенным для цементного камня [2]. КЛТР раствора оказался в

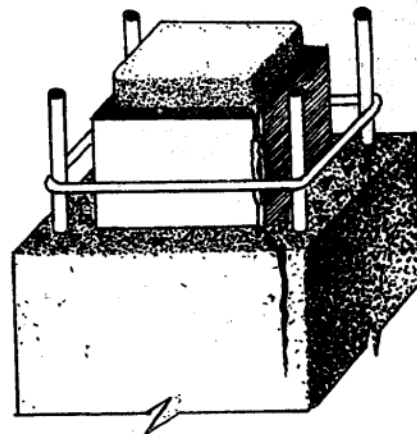


Рис. 1. Состав сечения колонны

¹ Проект этого сооружения разработан ЦНИИЭП зрелищных и спортивных сооружений.

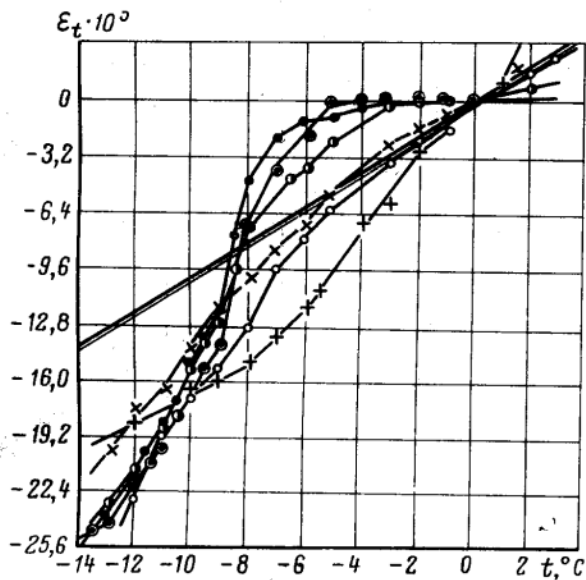


Рис. 2. Зависимость деформаций раствора и стали от температуры
Влажные образцы □ — $V/C=0,6$; ● — $V/C=0,5$; △ — $V/C=0,4$; ○ — $V/C=0,3$; × — воздушно-сухие с $V/C=0,5$; + — сухие; — — Ст. 3

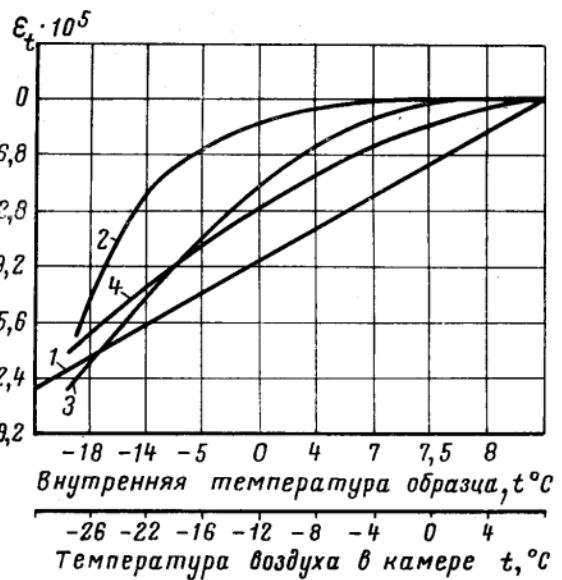


Рис. 3. Изменение деформаций во времени
1 — Ст. 3; 2 — влажные образцы; 3 — воздушно-сухие; 4 — сухие образцы

среднем выше, чем для стали. Исключение составили влажные образцы в диапазоне от начальной температуры эксперимента до $-7 \div -9^\circ\text{C}$.

На рис. 3 представлен график, характеризующий скорость изменения деформаций раствора и стали. При охлаждении образцов температура внутри них на $10-12^\circ\text{C}$ отставала от температуры воздуха в камере и стальных стержнях. Выдерживание влажных образцов при -22°C в течение 4 ч позволило снизить среднюю внутреннюю температуру до -14°C . В результате отставания температуры деформации призм существенно запаздывали до сравнению со стальными стержнями. Разность относительных деформаций $\Delta \epsilon$ достигала $1,7 \cdot 10^{-4}$. По разности можно вычислить усилие, приходящееся на один шпоночный шов:

$$N = \frac{\Delta \epsilon l_1 \cos 45^\circ}{\frac{1}{E_{ст} F_{ст}} + \frac{1}{E_p F_p}} \cdot 0,64$$

где t_n — температура наружного воздуха;
 $t_{вн}^{ср}$ — средняя температура материала призм;
 l_1 — шаг шпоночных швов;
 $E_{ст}$, E_p — модули упругости стали и раствора;
 $F_{ст}$, F_p — площади обоймы и сердечника в продольном сечении (параллельном грани колонны) высотой в 1 см, т. е. $F_{ст} = 2b \cdot l$, $F_p = b_p \cdot l$ (b — толщина обоймы; b_p — ширина сердечника);
0,64 — коэффициент, учитывающий объемную деформацию раствора.

От $\Delta \epsilon = 1,7 \cdot 10^{-4}$ напряжения в швах колонн обследованного здания достигли бы 4000 кг/см^2 . Принимая во внимание некачественное выполнение сварных швов (пережоги) и несоблюдение проектных размеров, для разрушения их достаточно значительно меньших деформаций. При разнице темпера-

туры наружного воздуха и средней температуры раствора в 6° разность деформаций стальной обоймы и сердечника колонны окажется, по-видимому, не ниже полученной на опытных образцах.

Выводы

Наличие в затвердевшем цементном растворе свободной (несвязанной) воды при понижении температуры до -22° не приводит к увеличению его объема.

Коэффициент линейного температурного расширения сухих и воздушно-сухих образцов больше таковых для стали марки ВСт.3. К влажным образцам это положение применимо для области температур ниже $-8, -9^\circ\text{C}$.

При быстром понижении температуры деформации стальной обоймы опережают деформации заключенного в нее цементного раствора. Разность деформаций вызвана неравномерным в данный момент распределением температуры по сечению сердечника. Как следствие этого, перепад между средней температурой раствора и стали. Некоторое влияние оказывает также неравенство коэффициентов линейного расширения влажного раствора и стали $\alpha_p > \alpha_{ст}$. Это является причиной разрушения оварных швов в колоннах обследованного здания.

Для исключения таких явлений в будущем следует избегать подобных конструктивных решений колонн. Защита внутренней полости от коррозии обеспечивается при надежной ее герметизации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Терехин Л. Н. Коэффициенты температурного расширения и температурные деформации строительных материалов. М., Издательство комитета стандартов, мер и измерительных приборов при Совете Министров СССР, 1968.
2. Горчаков Г. И., Капкин М. М., Скрамтаев Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1965.

Импульсный электропрогрев бетона

Канд. техн. наук И. Г. СОВАЛОВ, инж. А. И. ТВОРОГОВ

Способы и оборудование для регулирования режима электропрогрева, применяемые в настоящее время на производстве, как правило, не обеспечивают проведения тепловой обработки бетона по заданному температурному режиму, что приводит к снижению качества бетона, перерасходу электроэнергии и нарушению нормального технологического цикла.

В лаборатории бетонных и железобетонных работ ЦНИИОМТП авторами настоящей статьи разработан импульсный метод электропрогрева бетона. Сущность метода в том, что на электроды подается напряжение, большее или равное максимальному расчетному значению, необходимому в конце прогрева (при максимальном значении удельного сопротивления бетонной смеси), причем электрический ток подается не непрерывно, а импульсами, чередующимися с паузами. При изменении соотношения между продолжительностями импульсов и пауз может быть получено любое количество тепловой энергии в единицу времени, что позволяет вести прогрев в любом заданном температурном режиме.

Автоматическое чередование импульсов и пауз обеспечивается с помощью разработанной схемы (рис. 1), основными элементами которой служат два электронных реле времени типа РВЭ-500. Для пропуска импульсов тока на электроды служит магнитный пускатель расчетной величины. Попеременно работает одно из двух реле. Режим прогрева регулируется поворотом рукоятки на корпусе реле времени 2РВ, задающем продолжительность паузы.

Так как при импульсном электропрогреве используется повышенное напряжение, необходимая для прогрева мощность тока также повышается. Для снижения мощности тока предложена схема (рис. 2). Прогреваемый бетон разделяют на участки (до 12) и импульсы сериями подают на электроды последовательно один за другим. Затем наступает пауза, продолжительность которой задается с помощью реле времени.

Серию импульсов осуществляют многощепным командным прибором МКП на 12 электрических цепей. На вал прибора насажено 12 пар кулачков, замыкающих исполнительные контакты КА. В зависимости от скорости вращения вала, которая меняется в широком диапазоне, получают любую продолжительность замыкания исполнительных контактов, а следовательно, и любую продолжительность импульсов. Каждый из контактов связан с магнитным пускателем, подающим импульс тока на бетон.

В схеме имеются также два промежуточных реле типа МКУ-48 и электронное реле времени РВЭ-500, задающее продолжительность паузы.

Таким образом на схеме (см. рис. 2) паузой разделяются на отдельные импульсы, а серии импульсов. Режимы прогрева регулируются путем изменения продолжительности паузы, т. е. поворотом рукоятки на корпусе реле времени.

При применении этой схемы необходимо учитывать, что в серию импульсов можно включать лишь те участки, которые забетонированы либо одновременно, либо с небольшими интервалами времени. В противном случае будут наблюдаться значительные расхождения по удельному сопротивлению, что вызовет отклонение фактического температурного режима на отдельных участках от расчетного, так как импульсы в серии имеют одинаковую продолжительность. При этом нет необходимости использовать все 12 рабочих контактов прибора МКП; число их, а следовательно, и число отдельных участков, на которые подается серия импульсов, может быть любым.

Прочностные характеристики бетона, прогретого импульсным способом при напряжении 110 и 220 в и обычным способом на пониженных напряжениях (50—70 в), исследовались на бетонах, приготовленных из смесей трех консистенций: жесткой с $B/C=0,4$, малоподвижной с $B/C=0,5$ и подвижной с $B/C=0,6$. В качестве вяжущего применялся портландце-

мент активностью 500 кг/см^2 при расходе 400 кг/м^3 . Бетонные кубы размерами $15 \times 15 \times 15 \text{ см}$ испытывались на сжатие, а бетонные балочки $15 \times 15 \times 55 \text{ см}$ — на изгиб. Прогрев кубов осуществлялся с помощью сплошных пластинчатых электродов, а балочек — с помощью стержневых электродов диаметром 20 мм.

Продолжительность прогрева кубов составляла 4 ч, из которых 3 ч температура поднималась со скоростью 25° в 1 ч, 1 ч длился изотермический прогрев при температуре $93-95^\circ\text{C}$. После этого ток отключали и образцы остывали.

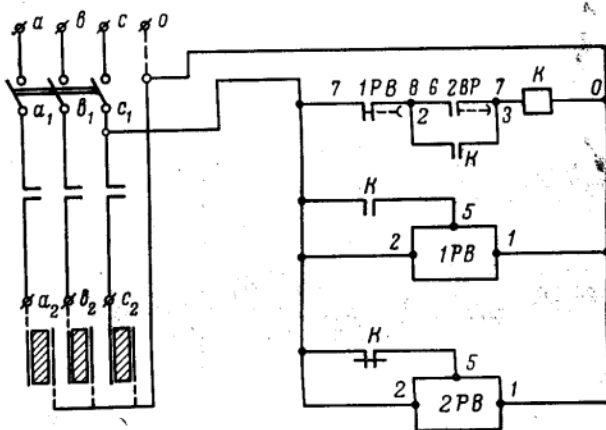


Рис. 1. Принципиальная схема автоматизации импульсной подачи тока на электроды

1PB — реле времени, задающее импульсы; 2PB — реле времени, задающее паузу; K — катушка и контакты контактора

Таблица 1

Консистенция бетонной смеси	Режим и параметры прогрева	Прочность на сжатие в кг/см^2			R_1/R_{28} в %	R_{28}/R_{28} в %
		через 20 ч после прогрева R_1	через 28 суток после прогрева R_{28}	28 сут. нормального твердения R_{28}		
Жесткая	Обычный	191	410		46	98
	Импульсный $V=110 \text{ в}$ Импульс до 20 сек	212	438	418	51	105
	Импульсный $V=220 \text{ в}$ Импульс до 20 сек	176	437		42	105
Малоподвижная	Обычный	135	329		40	98
	Импульсный $V=110 \text{ в}$ Импульс до 40 сек	133	366	334	39	110
	Импульсный $V=220 \text{ в}$ Импульс до 40 сек	139	351		42	105
Подвижная	Обычный	84	251		33	97
	Импульсный $V=110 \text{ в}$ Импульс до 60 сек	95	290	257	37	113
	Импульсный $V=220 \text{ в}$ Импульс до 60 сек	95	287		37	112

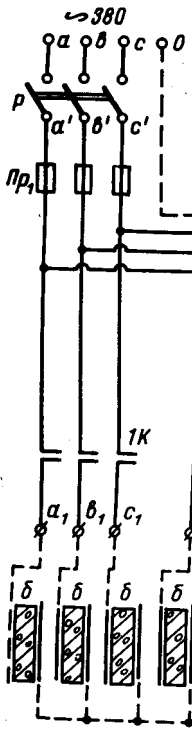
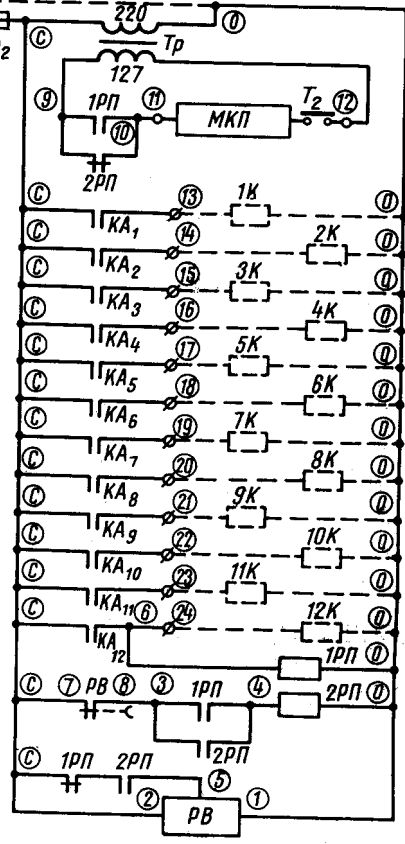


Рис. 2. Схема импульсного электропрогрева бетона, обеспечивающая снижение мощности тока
 МКП — многощелевой командный прибор на 12 электрических цепей; РВ — электронное реле времени типа РВЭ-500; Р — рубильник трехполюсной; Пр — предохранители; 1РП, 2РП — промежуточное реле на 220 в типа МКУ-48; Тр — трансформатор понижающий 220/127 в на 100 вА типа ТПБ-100; Т₁, Т₂ — выключатели тумблерные; КА₁—КА₁₂ — управляющие контакты прибора МКП; 1к—12к — магнитные пускатели (контакторы); «б» — участки прогреваемого бетона



В результате опытов установили, что при применении жесткой бетонной смеси продолжительность импульса не должна превышать 20 сек, малоподвижной — 40 сек, подвижной — 60 сек. При увеличении продолжительности импульсов сверх указанных значений прочность прогретого бетона снижается. В табл. 1 представлены усредненные результаты испытаний на сжатие серий кубов 15×15×15 см, прогретых при импульсном и обычных способах и оптимальных продолжительностях импульсов.

Таблица 2

Режим и параметры прогрева	Прочность на изгиб в кг/см ²			R ₁ /R ₂₈ в %	R ₁ ^{II} /R ₂₈ в %
	через 20 ч после прогрева R ₁	через 28 суток после прогрева R ₂₈ ^I	через 28 суток нормального твердения R ₂₈		
Обычный	16,9	40,5	43	39	94
Импульсный V=220 в Импульс 20 сек	21,2	47,7		49	111

Балки 15×15×55 см формовались из малоподвижной бетонной смеси и прогревались обычным способом и импульсным при напряжении 220 в продолжительностью импульса 20 сек. Режим прогрева: 4 ч подъема температуры со скоростью 15° в час и 1 ч изотермического прогрева при температуре 75—80°С. Балки испытывали на изгиб через 20 ч после отключения тока, а также через 28 сут. нормального хранения. Кроме того, испытывали эталонные образцы после 28-суточного нормального твердения. Балки испытывали без выемки электродных стержней. Для аналогии в балки нормального твердения также закладывались электродные стержни. Результаты испытаний балок на изгиб даны в табл. 2.

При прогреве на балках изучали также температурное поле. Температура в отдельных точках образца фиксировалась с помощью хромель-копелевых термопар (рис. 3) и записывалась на автоматическом электронном потенциометре ЭПН-09.

Таблица 3

Вид прогрева	Градусо-часы за 5 ч прогрева	Контрольные точки в образце												Среднее количество градусо-часов в одной точке
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Обычный	град.-час.	166	255	191	193	251	242	185	238	242	165	289	295	226
Импульсный	град.-час. %*	186 112	255 103	291 153	309 160	262 104	273 113	196 106	245 103	233 97	205 124	270 94	291 99	252 112

* За 100% принят показатель градусо-часов соответствующей контрольной точки при обычном способе электропрогрева.

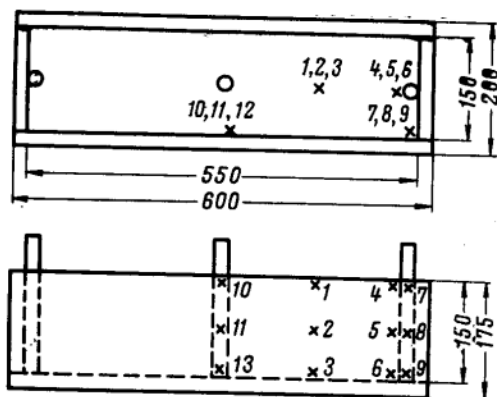


Рис. 3. Схема расстановки термпар в балке 15×15×55 см. За основу принята точка № 2

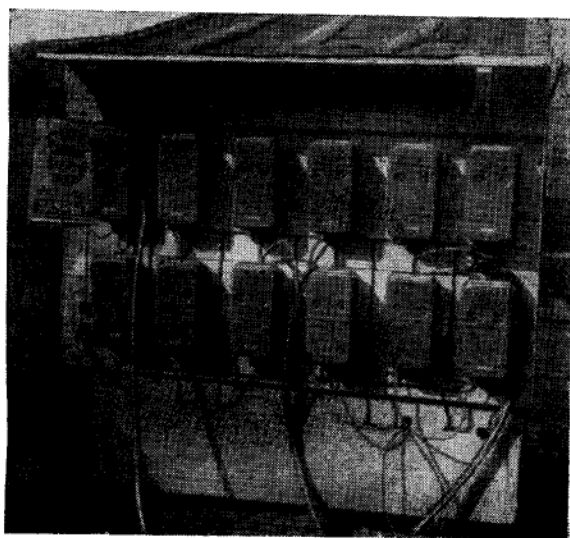


Рис. 4. Пульт с оборудованием для электропрогрева бетона импульсным способом на строительстве жилого здания

При импульсном прогреве получился более тесный пучок температурных кривых, что указывает на меньшие температурные перепады в теле бетона в сравнении с обычным способом прогрева. По-видимому, это повлияло на повышение прочности прогреваемого бетона. Повышенная эффективность импульсного прогрева подтверждается табл. 3. Хотя расход электроэнергии при обоих способах прогрева был одинаков из табл. видно, что при импульсном способе прогрева контрольные точки набирают в среднем на 12% больше градусо-часов. По-видимому, во время пауз между импульсами в бетоне происходит выравнивание температур, снижаются температурные напряжения и достигается более однородная прочность образца.

При использовании импульсного способа прогрева монолитного железобетона могут быть использованы простейшие силовые трансформаторы с одной ступенью пониженного напряжения, а также сварочные трансформаторы. Однако наиболее эффективен импульсный способ прогрева при использовании сетевого напряжения 220 в, когда исключается использование понизительных трансформаторов.

Необходимо знать параметры импульсного способа: продолжительность импульсов и пауз между ними на разных стадиях тепловой обработки бетона. Наиболее удобно продолжительность импульса назначать постоянной для всего цикла тепловой обработки бетона, а продолжительность паузы (τ_n) для любого момента времени определить по следующей формуле

$$\tau_n = \tau_i \left[\left(\frac{V_i}{V_T} \right)^2 - 1 \right] \text{ сек.},$$

где τ_n — продолжительность импульсов в сек;
 V_i — напряжение, применяемое для импульсного метода прогрева, в в;
 V_T — напряжение в в, требуемое при обычном непрерывном способе прогрева в соответственный отрезок времени, которое может быть рассчитано с помощью «Руководства по электропрогреву бетонных и железобетонных конструкций и изделий» изд. 1964 г.

Предложенный метод применяли при прогреве монолитных железобетонных фундаментов под жилые дома, возводимые одним из управлений Главмосстроя. Прогрев осуществляли стержневыми электродами диаметром 8 мм при напряжении 220 в. Для управления импульсным режимом прогрева был сооружен пульт (рис. 4), переносимый башенным краном. На задней стенке пульта крепились 12 магнитных пускателей. Внутри пульта находилась аппаратура для автоматического чередования импульсов и пауз и электронный потенциометр ЭПП-09 для записи температуры. Бетон прогревали в течение 2 суток при +60°C. Подъем температуры в начальный период прогрева составлял 8 град/час. Заданный режим легко регулировался с помощью электронного реле, система автоматики работала надежно. Температурный градиент к концу подъема температуры не превышал 1 град/см.

Было выяснено, что напряжение до 220 в при соблюдении техники безопасности может применяться при бетонировании отдельно стоящих фундаментов, изолированных массивов и других аналогичных конструкций. В проект новых правил техники безопасности внесены предложения о использовании напряжения до 220 в при прогреве указанных железобетонных конструкций.

В настоящее время ЦНИИОМТП запроектирована установка для импульсного электропрогрева бетона, смонтированная на автоприцепе и рассчитанная на пропуск через контакторы мощности тока до 400 ква. Пульт оборудован автоматикой для автономного прогрева шести отдельных объектов или одного массивного объекта с разделением его на части при использовании многоцепного командного прибора МКП.

Использование такой установки позволит осуществить дистанционное управление температурным режимом, улучшить тем самым условия электробезопасности при тепловой обработке бетона в зимних условиях.

Импульсный режим может найти широкое применение не только при электродном, но и при других способах электропрогрева бетона, например, с помощью нагревателей сопротивления и индукционным. Импульсный способ может быть применен также для регулирования скорости подъема температуры при предварительном электроразогреве бетонной смеси в случае термосного выдерживания железобетонных изделий.

Выводы

Экспериментальные исследования и производственная проверка подтвердили возможность применения импульсного способа электропрогрева бетона, позволяющего регулировать температуру и вести прогрев по заранее заданному режиму на постоянном (нерегулируемом) напряжении.

Для электропрогрева бетона можно использовать понизительные трансформаторы без регулирования напряжения, либо вести прогрев на сетевом напряжении без применения трансформаторов.

Импульсный способ электропрогрева позволяет улучшить качество прогреваемого бетона, сократить сроки его тепловой обработки, а также снизить расход электроэнергии за счет более точного выдерживания заданного режима и уменьшить эксплуатационные расходы.

Применение импульсного электропрогрева бетона при постоянном (нерегулируемом) напряжении создает предпосылки для автоматизации процесса термообработки бетона.

Тепловыделение бетонов, укладываемых с предварительным электроразогревом бетонных смесей

А. А. ПАРИЙСКИЙ

Как известно, для ускорения твердения бетона применяется предварительный электроразогрев бетонных смесей. В Ленинградском политехническом институте им. М. И. Калинина (ЛПИ) проведены исследования по определению тепловыделения бетонов при форсированных режимах твердения. Применялись цементы трех видов: портландцемент, шлакопортландцемент и быстротвердеющий портландцемент (БТЦ); марка (по испытаниям в растворе жесткой консистенции) и химический состав этих цементов приведен в табл. 1.

Заполнители (песок и гравий) удовлетворяли требованиям стандарта; использован гравий двух фракций: 5—20 и 20—30 мм; расход цемента 325 и 250 кг/м³; осадка конуса бетонных смесей составляла 20 и 5 см.

Опыты проводились на специальной изотермической установке, позволяющей определять тепловыделение бетонов, твердеющих при постоянной температуре. Известные до настоящего времени изотермические калориметры (например, дифенилметановый калориметр проф. А. Н. Шукарева) дают возможность определять тепловыделение цемента на образцах малого размера из цементного теста. Они непригодны для определения тепловыделения бетона; между тем большой интерес представляет влияние на величину тепловыделения бетона его состава, вида заполнителей и других производственных факторов.

Изотермическая установка ЛПИ состоит из калориметрической системы бетонного образца, постоянная температура которой поддерживается в течение всего опыта автоматически на заданном уровне, и системы калориметрической оболочки, температура которой также постоянна в течение всего опыта и, как правило, ниже температуры твердеющего бетона. Бетонный образец вставлен электрический нагреватель (рис. 1), включенный в электронный реле, в цепи которого находится контактный термометр. Для предварительного электроразогрева образцов до температуры изотермического твердения через бетонную смесь пропускается электрический переменный ток напряжением 220—380 в. Можно одновременно определять тепловыделение нескольких образцов (находящихся в сосудах Дьюара), помещенных в стальной бак с водой (заданная температура воды поддерживается автоматически электрическими нагревателями). Для охлаждения воды предусмотрен змеевиковый холодильник; вода перемешивается мешалкой, насаженной на ось электромотора.

Изотермическая установка ЛПИ имеет несомненные преимущества перед термосной, применяемой в соответствии с ГОСТ 4798—57, так как позволяет определять непосредственно в ходе опыта изотермическое тепловыделение цементных растворов и бетонов, избегая многочисленных записей в течение эксперимента и сложных вычислений при обработке опытных данных.

Температура твердеющего бетона в течение всего опыта должна быть постоянной и более высокой, чем температура калориметрической оболочки. При остывании бетона нагреватель автоматически включается, а по достижении бетоном заданной температуры выключается.

Тепловыделение бетона в термосной установке определяется по формуле

$$Q = Q_k \int_{\tau_0}^{\tau_n} (t_6 - t_{06}) d\tau + Q_1, \quad (1)$$

где Q_k — константа теплоотдачи в кал/град·ч; t_6 и t_{06} — температура бетона и оболочки; τ — время твердения бетона в ч; Q_1 — количество тепла, накопленное в термосе за время $\tau_n - \tau_0$.

В случае применения изотермической установки t_6 и t_{06} в течение опыта постоянны, все тепло гидратации отводится в оболочку. Следовательно, второй член в формуле (1) обращается в нуль, а интегральная площадь заменяется прямоугольником

$$F = (t_6 - t_{06}) (\tau_n - \tau_0).$$

Изотермическое тепловыделение вычисляется по формуле

$$Q = Q_k F - Q_2, \quad (2)$$

где Q_2 — количество тепла, компенсирующее потери в оболочку.

Тепловыделение бетонов изучалось при температуре 50 и 70°C. Начальная температура бетонной смеси составляла приблизительно 20°C и повышалась до заданной в течение 15—20 мин. Данные опытов приведены в табл. 2.

На основе многочисленных опытов для выражения кинетики процесса тепловыделения установлены удобные формулы

$$Q = \frac{\tau}{\alpha \tau - \beta} \quad \text{и} \quad (3)$$

$$Q = \beta' \lg \tau + \alpha', \quad (4)$$

где α , β , α' , β' — параметры процесса тепловыделения; τ — время твердения бетона.

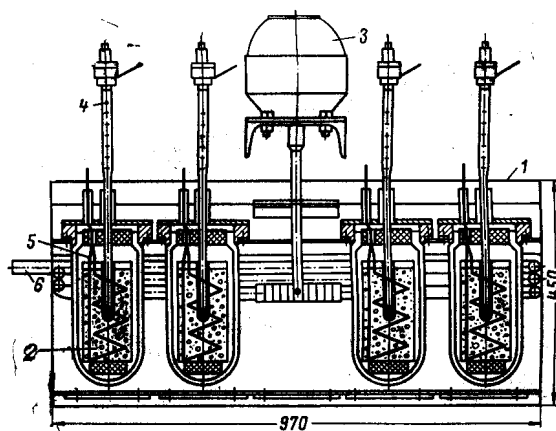


Рис. 1. Изотермическая установка для определения тепловыделения бетонов

1 — стальной бак; 2 — бетонный образец; 3 — электромотор; 4 — контактный термометр; 5 — электрический нагреватель; 6 — змеевиковый холодильник

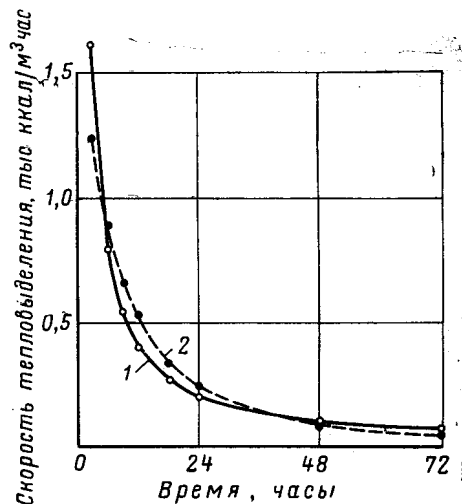


Рис. 2. Зависимость скорости тепловыделения от времени твердения

1 — по формуле (5); 2 — по формуле (6)

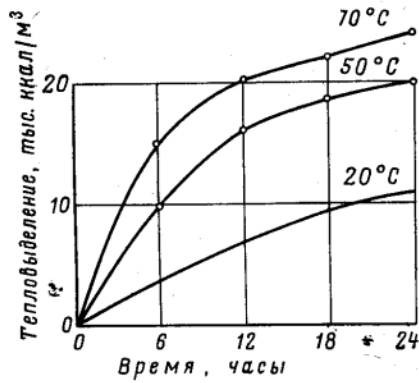


Рис. 3. Изотермическое тепловыделение бетона на БТЦ

Этим уравнениям можно придать линейный вид и определить параметры по методу наименьших квадратов. При температуре изотермического твердения в пределах 50—70°C можно пользоваться формулами (3) и (4), начиная со срока 3 ч; для температуры 10—20°C этот срок увеличивается соответственно до 8 и 2 сут.

Формула (4) может дать завышенные значения Q при длительных сроках твердения. При $\tau \rightarrow \infty$ эта функция непрерывно возрастает, что противоречит обычным представлениям о максимально возможном тепловыделении $Q_{\text{макс}}$. В соответствии с формулой (3)

$$Q_{\text{макс}} = \lim_{\tau \rightarrow \infty} \frac{\tau}{\alpha\tau + \beta} = \frac{1}{\alpha}$$

Таблица 1

Вид цемента	Марка по ГОСТ 970-61	Состав в %					
		SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
Портландцемент	500	20,74	6,15	5,60	59,56	4,48	1,08
Шлакопортландцемент	400	27,49	6,14	3,08	52,85	5,80	1,40
БТЦ	500	23,46	5,59	4,16	59,68	3,32	0,95

Скорость процесса тепловыделения, определяемого формулами (3), (4), может быть описана уравнениями

$$v = \frac{dQ}{d\tau} = 0,434 \frac{\beta'}{\tau} \quad (5)$$

$$v = \frac{\beta}{(\alpha\tau + \beta)^2} \quad (6)$$

Скорость тепловыделения бетона на шлакопортландцементе с $C=325 \text{ кг/м}^3$ при $t_{\text{из}}=50^\circ\text{C}$, вычисленная по формулам (5) и (6), представлена графически на рис. 2.

Влияние температуры на скорость тепловыделения учитывает формула Раструпа.

$$\int_{20}^{t-20} = 2 \frac{t-20}{e}$$

В соответствии с этой формулой при повышении температуры твердения бетона на каждые 10° (характерная температурная разность $e=10^\circ\text{C}$) скорость тепловыделения удваивается (для сроков одинаковых тепловых эффектов). Однако не во всех случаях $e=10^\circ\text{C}$. Эта величина должна определяться на основе эксперимента с бетоном производственного или моделированного состава для конкретного диапазона температур. Кроме того, зависит, в известной степени, от времени твердения бетона. Среднее значение e для шести исследованных составов в температурном интервале 50—70°C составляет 22,1°C. Для удвоения скорости тепловыделения необходимо повысить температуру изотермического твердения бетона не на 10, а на 22,1°. Для температурного интервала от 70°C и выше значения e увеличиваются, а для температуры от 50°C и ниже — уменьшаются.

Абсолютный и относительный прирост тепловыделения бетона на портландцементе при повышении температуры от 50 до 70°C приведен в табл. 3.

Таблица 3

C в кг/м³	Время твердения в ч	Прирост тепловыделения	
		в тыс. ккал/м³	в %
325	6	3,93	48
	24	3,41	19
250	6	4,90	86
	24	4,43	32

Таблица 2

Вид цемента	C в кг/м³	B/C	Изотермическое тепловыделение бетонов в тыс. ккал/м³							
			Сроки твердений в ч							
			3	6	9	12	18	24	48	72
Температура изотермического твердения 50°C										
Портландцемент	325	0,60	6,89	8,04	11,81	14,32	17,00	18,13	21,38	22,82
	250	0,65	2,43	5,69	8,53	10,55	12,78	13,81	18,12	20,92
Шлакопортландцемент	325	0,60	4,49	7,90	10,64	12,46	14,22	15,39	18,16	19,78
	250	0,65	3,22	6,09	8,82	10,65	11,91	13,06	16,18	18,13
БТЦ	325	0,58	5,41	9,85	13,50	16,00	18,62	19,88	23,65	25,53
	250	0,64	5,52	9,65	12,02	14,00	16,75	17,42	21,03	22,39
Температура изотермического твердения 70°C										
Портландцемент	325	0,60	5,66	11,97	15,32	17,39	20,31	21,54	24,76	26,58
	250	0,65	6,48	10,59	13,26	15,08	17,67	18,24	21,98	24,57
Шлакопортландцемент	325	0,60	7,12	12,04	14,16	15,60	18,17	19,19	22,50	24,88
	250	0,65	5,33	8,44	10,45	11,90	14,63	15,43	19,54	22,00
БТЦ	325	0,58	10,00	15,00	18,20	20,11	21,77	23,87	27,53	30,02
	250	0,64	9,87	14,07	16,54	18,42	21,41	22,48	25,83	28,58

Абсолютный прирост тепловыделения при повышении температуры твердения приблизительно одинаков для сроков 6 и 24 ч, а относительный прирост (в %) уменьшается, так как величина тепловыделения с возрастанием срока твердения увеличивается. Для бетонов на шлакопортландцементе и БТЦ наблюдается такая же закономерность.

Тепловыделение бетонов при температурах, отличных от 50 и 70°C, можно получить расчетно-графическим методом. По данным для бетона на БТЦ, в качестве примера построены кривые тепловыделения (рис. 3).

Выводы

По экспериментальным данным можно установить кинетику процесса тепловыделения в изотермических условиях и математически описать процессы тепловыделения во времени, а также изменение скорости тепловыделения.

Применение предварительного электроразогрева бетонных смесей приводит к интенсивному тепловыделению в начале твердения. Так за время изотермического твердения бетона на портландцементе с $C=325 \text{ кг/м}^3$ при 70°C в течение первых 6 ч выделяется 12 тыс. ккал/м³, тогда как при 20°C эта величина составляет лишь 3,8 тыс. ккал/м³, т. е. в три раза меньше.

Для достижения теплового эффекта, равного 10 тыс. ккал/м³ при 70, 50 и 20°C соответственно требуется 5,1; 7,7 и 27 ч.

При твердении бетонов на БТЦ наблюдается в качественном отношении примерно такая же картина; отмечено более быстрое (по сравнению с портландцементом и шлакопортландцементом) тепловыделение в течение лишь первых 6—9 ч.

Влияние температуры на величину теплового эффекта удобно учитывать, пользуясь формулой Раструпа. Однако значение характерной температурной разности ϵ , в этой формуле не является постоянным, а представляет собой функцию по крайней мере двух переменных — времени и температуры. При $\epsilon=22,1^\circ\text{C}$ скорость тепловыделения (для достижения одинакового теплового эффекта) будет возрастать только в 1,8 раза, а не в 4 раза, как это следовало бы из формулы Раструпа при $\epsilon=10^\circ\text{C}$.

Необходимо дальнейшее изучение процессов тепловыделения бетонов при повышенных температурах с тем, чтобы установить влияние состава бетона, добавок, интенсифицирующих процесс гидратации, и других возможных факторов на величину и скорость тепловыделения, а также связь между величиной тепловыделения и прочностными свойствами бетонов.

УДК 666.97.035.51

Внутренний теплообмен при форсированном электроразогреве бетонных смесей

Кандидаты техн. наук И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, Б. А. КРЫЛОВ, инж. Е. И. БОГАЧЕВ

Практика применения предварительно разогретых бетонных смесей при изготовлении сборных и возведении монолитных железобетонных конструкций встречается со случаями резкого охлаждения бетонной смеси после окончания ее электроразогрева. Одной из причин этого является перераспределение тепла внутри неоднородной многокомпонентной системы, каковой является бетонная смесь. При электроразогреве электрическая энергия преимущественно переходит в тепловую только в токопроводящем компоненте — цементном тесте. От цементного теста почти мгновенно происходит нагрев и зерен мелкого заполнителя (отставание не превышает нескольких секунд). Замедленный нагрев крупного заполнителя зависит от его вида и крупности. За счет этого средняя температура бетонной смеси снижается.

На рис. 1 представлены результаты экспериментальных исследований кинетики прогрева крупного заполнителя при электроразогреве бетонной смеси. В опытах применялись керамзитовые зерна крупностью от 5 до 40 мм шарообразной формы применительно к гранулометрии изделий заводского изготовления. В центре зерен устанавливалась термопара.

Из графиков рис. 1 видно, что диаметр зерна оказывает большое влияние на время его нагрева. Если при разогреве смеси с сухими зернами за основу взять верхнюю кривую, характеризующую прогрев цементного теста, то все остальные кривые ложатся ниже нее, и чем крупнее зерно, тем больший разрыв наблюдается в скоростях подъема температуры в цементном тесте и середине гранул. Интересна кинетика нагрева зерен заполнителя. При крупности до 10 мм в течение почти всего периода подъема температуры отставание ее в центре зерен от температуры цементного теста примерно одинаково и при указанной скорости разогрева составляет 5°C для зерен диаметром 5 мм и 10°C при диаметре 10 мм. К моменту окончания электроразогрева разница в температурах теста и зерен диаметром 5 мм не наблюдается, поскольку цементное тесто достигает требуемой температуры электроразогрева на 15 сек ранее установленного срока. В зернах диаметром 10 мм максимальная температура достигается примерно через 1 мин после завершения прогрева.

Кинетика разогрева зерен более крупного диаметра заметно отличается от кинетики разогрева цементного теста. По мере увеличения крупности гранул разность температур между ними и тестом растет. Характерно, что ощутимый подъем температуры в зернах диаметром более 30 мм начинается после ее подъема в тесте до 40—50°C. Далее с увеличением внутреннего термоградиента в системе нагрев заполнителя, происходящий за счет кондукции, интенсифицируется и идет

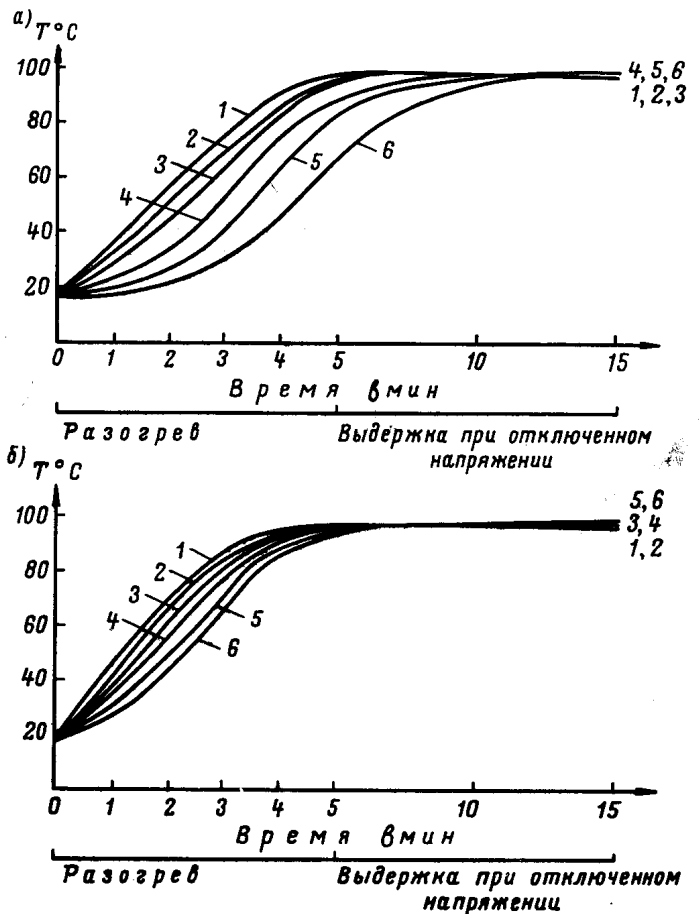


Рис. 1. Характер изменения температуры в центре керамзитовых гранул при форсированном электроразогреве бетонных смесей а — керамзитовые зерна помещены в свежеприготовленную смесь за 6 мин до начала разогрева; б — то же, за 45 мин до начала разогрева; кривые характеризующие изменение температуры: 1 — раствора; 2—6 — зерен диаметром 5, 10, 20, 30, 40 мм соответственно

практически с той же скоростью, как и нагрев теста. Однако температурная разность в основном периоде разогрева между серединой зерен и тестом при крупности первых 30 мм составляет 30–35°C, при крупности 40 мм — до 45°C. При сухих зернах указанного диаметра достижение максимальной температуры в их центре происходит только через 5–8 мин.

Существенно, что общая температура смеси после отключения тока несколько понижается за счет внутреннего перераспределения тепла — поглощения его заполнителем.

Аналогичная картина наблюдается и при разогреве бетона с увлажненными зёрнами. Однако из-за более высокого коэффициента теплопроводности отставание температуры на основном этапе разогрева даже у зерен диаметром 40 мм не превышает 30°C. Выравнивание температуры в системе происходит уже через 3 мин после отключения тока.

При форсированных режимах разогрева тяжелых бетонов с плотным заполнителем той же крупности отставание в температурах разогрева зерен от теста примерно то же, что и при применении водонасыщенного керамзита. Оно зависит от плотности заполнителя и составляет после отключения от 1 до 3 мин.

Кинетика прогрева крупного заполнителя, влияние на нее тех или иных факторов и снижение температуры смеси после окончания электропрогрева могут быть описаны аналитически, если принять некоторые допущения:

- крупный заполнитель — шарообразной формы;
- начальная температура раствора и крупного заполнителя одинакова;
- температура раствора повышается по линейному закону с постоянной скоростью;
- температура поверхности заполнителя равна температуре раствора (коэффициент теплоотдачи $a \rightarrow \infty$), следовательно, также является линейной функцией времени;
- теплофизические коэффициенты не зависят от температуры.

Температурное поле в шаре при этих условиях описывается следующим уравнением:

$$\theta = \frac{t(r, \tau) - t_0}{t_0} = Pd \left[Fo - \frac{1}{6} \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{A_n}{\mu_n^2} \cdot \frac{\sin \mu_n \frac{r}{R}}{\mu_n \frac{r}{R}} \exp(-\mu_n^2 Fo) \right], \quad (1)$$

где $A_n = 2(-1)^{n+1}$; $\{\mu_n = n\pi$.

Температура в центре шара при $r=0$ будет:

$$\theta = \frac{t(0, \tau) - t_0}{t_0} = Pd \left[Fo - \frac{1}{6} + \psi(\tau) \right], \quad (2)$$

а среднеинтегральная температура:

$$\bar{\theta} = \frac{\bar{t}(\tau) - t_0}{t_0} = Pd \left[Fo - \frac{1}{15} + \psi(\tau) \right]. \quad (3)$$

В формулах (1)–(3)

$$Pd = \frac{bR^2}{at_0} \text{ — критерий Предводителя;}$$

$$Fo = \frac{a\tau}{R^2} \text{ — критерий Фурье;}$$

- b — скорость разогрева град/ч;
- a — коэффициент теплопроводности в $\text{м}^2/\text{ч}$;
- τ — время в ч;
- t_0 — начальная температура в °C;
- R — радиус шара в м;

$t(r, \tau)$; $t(0, \tau)$; $\bar{t}(\tau)$ — температуры соответственно в точке с координатой в центре и средняя по объему.

В уравнениях (2) и (3) $\psi(\tau)$ и $\psi(\tau)$ представляют быстро сходящиеся ряды, которыми по истечении некоторого времени можно пренебречь.

Это время характеризуется критерием Фурье $Fo \geq 0,54$, при котором $\psi(\tau)$ и $\psi(\tau)$ становятся меньше 0,005. Начиная с этого момента, разность температур в двух любых точках шара остается практически постоянной.

Учитывая, что $b = \frac{t_n - t_0}{\tau}$, можно получить простые урав-

нения для разности температур между поверхностью (t_n) и центром заполнителя (t_c) или между средней температурой раствора (\bar{t}_p) и средней температурой крупного заполнителя (\bar{t}_s):

$$t_n - t_c = \frac{1}{6} \cdot \frac{bR^2}{a}; \quad (4)$$

$$\bar{t}_p - \bar{t}_s = \frac{1}{15} \cdot \frac{bR^2}{a}. \quad (5)$$

Выражения (4) и (5) дают максимально возможное значение недогрева заполнителя до заданной конечной температуры, определяемой по температуре раствора. Они справедливы, если время разогрева больше некоторых значений, соответствующих наступлению квазистационарного режима теплопроводности, которые для различных коэффициентов теплопроводности и диаметров зерен заполнителя представлены в таблице.

Время наступления квазистационарного режима при разогреве крупного заполнителя шарообразной формы

$a, \text{ м}^2/\text{ч}$	Диаметр заполнителя в мм				
	20	30	40	50	60
	τ предв. в мин				
$50 \cdot 10^{-4}$	0,65	1,45	2,6	4,05	5,85
$25 \cdot 10^{-4}$	1,3	2,9	5,2	8,1	11,7
$10 \cdot 10^{-4}$	3,25	7,3	13	20,2	29,3

При меньшем, чем указанное в таблице времени разогрева, достаточно взять первые члены рядов $\psi(\tau)$ и $\psi(\tau)$, так как сумма всех остальных членов не превышает 8% от первого и резко уменьшается через малый промежуток времени. Тогда вместо уравнений (4) и (5) приходится пользоваться несколько более сложными:

$$t_n - t_c = \frac{bR^2}{a} \left(\frac{1}{6} - \frac{2}{\pi^2} \cdot e^{-\pi^2 \frac{a\tau_{\text{раз}}}{R^2}} \right); \quad (6)$$

$$\bar{t}_p - \bar{t}_s = \frac{bR^2}{a} \left(\frac{1}{15} - \frac{0,6079}{\pi^2} \cdot e^{-\pi^2 \frac{a\tau_{\text{раз}}}{R^2}} \right). \quad (7)$$

По уравнению (6) на рис. 2 построен характер изменения температуры в центре сухого керамзитового зерна при режи-

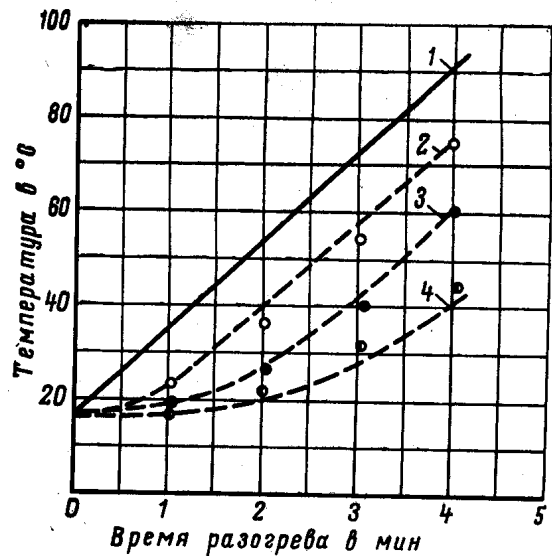


Рис. 2. Расчетные кривые кинетики прогрева сухих керамзитовых гранул при линейном подъеме температуры раствора со скоростью 1125 град/ч
1 — температура раствора; 2–4 — температура в центре зерен диаметром 20, 30 и 40 мм соответственно

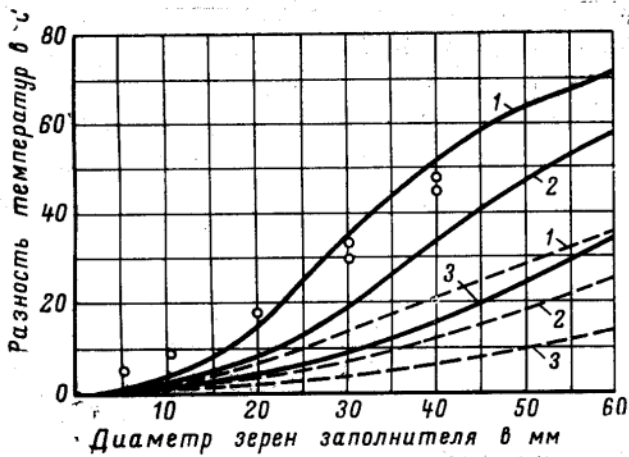


Рис. 3. Разность температур раствора и крупного заполнителя в конце четырехминутного разогрева смеси со скоростью 1125 град/ч
1 — керамзитовые гранулы; 2 — известняковый гравий; 3 — гранитный гравий; — для центра зерна; - - - средняя по объему зерна

ме разогрева бетонной смеси, который соответствует изображенному на рис. 1,а линейному участку подъема температуры цементного теста.

Скорость подъема температуры цементного теста составила $b = 1125 \text{ град/ч}$, коэффициент температуропроводности сухих керамзитовых зерен принят по справочным данным $a = 12,5 \times 10^{-4} \text{ м}^2/\text{ч}$ [2].

Результаты экспериментальных данных хорошо укладываются на расчетную кривую, расхождение составляет менее 6°C .

На рис. 3 для того же режима подъема температуры цементного теста после 4 мин разогрева построены в зависимости от крупности заполнителя значения разности температур между раствором и центром зерна (сплошные кривые), а также между раствором и средней по объему температурой зерна (штриховые линии) для трех видов заполнителя: керамзитовых гранул, известнякового и гранитного щебня.

Коэффициенты температуропроводности заполнителей a приняты по справочным данным: для керамзита $12,5 \cdot 10^{-4}$; для известняка $22,7 \cdot 10^{-4}$; для гранита $48,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{ч}$ [2—4].

Из рисунка видно, что чем больше коэффициент температуропроводности заполнителя, тем быстрее он прогревается, тем меньше разность температур между раствором и заполнителем. При этом с увеличением крупности зерен эта разность увеличивается.

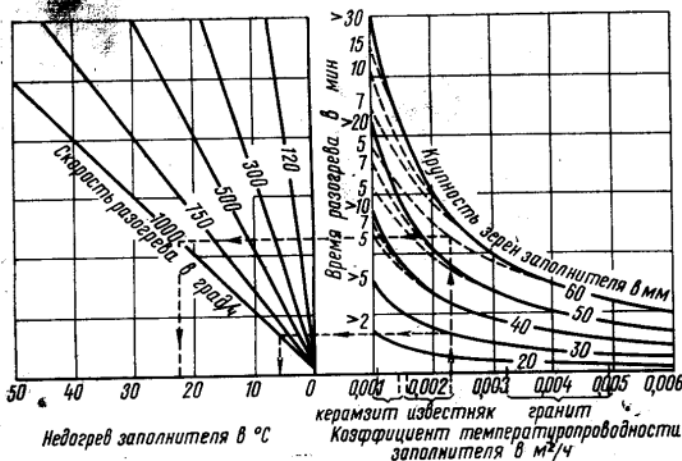


Рис. 4. Номограмма для определения средней величины недогрева крупного заполнителя при форсированном электроразогреве бетонных смесей

Экспериментальные значения разности температур в конце разогрева для керамзитовых зерен разной крупности, найденные из рис. 1,а, также достаточно хорошо совпадают с расчетными.

Очевидно, что при выборе режима разогрева бетонной смеси больший интерес представляет среднее по объему значение недогрева заполнителя до температуры раствора, так как оно пропорционально тому количеству тепла, которое будет воспринято заполнителем от раствора по окончании электропрогрева, в результате чего средняя температура бетонной смеси снизится. Величина этого недогрева вычисляется по уравнениям (5) и (7). На рис. 3 для разных видов заполнителя они нанесены штриховыми линиями.

Для удобства практического использования зависимость величины недогрева от вида крупности заполнителя, скорости и времени разогрева бетонной смеси можно представить в виде номограммы (рис. 4).

В номограмме для каждого значения крупности зерен заполнителя получается семейство кривых, соответствующих определенному времени разогрева бетонной смеси по уравнению (7). По истечении времени, соответствующего наступлению квазистационарного режима теплопроводности, недогрев заполнителя не зависит от времени разогрева и изображается одной кривой (сплошной), построенной по уравнению (5).

Из уравнения теплового баланса, составленного для 1 м^3 разогретой бетонной смеси, характеризующейся составом Ц : П : Ш : В, можно получить величину снижения температуры бетонной смеси по сравнению с температурой раствора в конце разогрева. Это снижение составляет определенную долю от величины недогрева крупного заполнителя:

$$\bar{t}_p - \bar{t}_{\text{б.см}} = K (\bar{t}_p - \bar{t}_3), \quad (8)$$

где

$$K = \frac{c_3}{c_{\text{б.см}}} \cdot \frac{\text{Ш}}{\text{Ц} + \text{П} + \text{Ш} + \text{В}}. \quad (9)$$

Теплоемкость бетонной смеси ($c_{\text{б.см}}$) определяется по правилу аддитивности; при этом можно считать, что она в основном зависит от количества воды и очень мало от состава заполнителей, марки цемента и т. п., и для сухой массы бетона может быть принята равной $0,21 \text{ ккал/кг} \cdot ^\circ\text{C}$.

Теплоемкость материалов, применяемых в качестве крупного заполнителя (c_3), колеблется в пределах $0,20$ — $0,22$. Поэтому с достаточной точностью можно принять для нее «среднее значение» $0,21$.

Тогда для коэффициента K будем иметь:

$$K = \frac{\text{Ш}}{\text{Ц} + \text{П} + \text{Ш} + 4,76 \text{ В}}. \quad (10)$$

Таким же образом может быть получена величина снижения температуры бетонной смеси с фракционированным по крупности заполнителем.

В этом случае найденные по номограмме для каждой фракции значения недогрева умножаются на соответствующую долю данной фракции от общего веса заполнителя и суммируются.

В приведенной методике расчета не учитывается влияние переноса влаги на перенос тепла, что может иметь место в пористых заполнителях, имеющих большое количество заземленного воздуха и впитанной из межзернового пространства влаги (или имевшего высокую влажность до затворения бетонной смеси). Механизм совместного переноса тепла и влаги в пористом заполнителе довольно сложен. В период подъема температуры благодаря интенсивному расширению содержащегося в порах гранул воздуха происходит отжатие влаги в межзерновое пространство. Именно этим объясняется значительное повышение подвижности смеси, что при неправильном подборе состава бетона может привести даже к ее расслоению в этот период.

При приближении температуры к максимальному значению расширение оставшегося воздуха происходит в меньшей степени, и влага из межзернового пространства за счет некоторого возникающего гидравлического напора, температурного и влажностного градиентов начинает мигрировать внутрь зерен. Направленный в зерно поток влаги, имеющий более высокую температуру, чем зерно, будет нести с собой тепло, способствуя более быстрому повышению температуры зерен заполнителя.

Учитывая это, данную методику можно применять для расчета прогрева плотных и сухих пористых заполнителей, для которых влиянием переноса влаги на перенос тепла в процессе разогрева можно пренебречь, на что указывает хорошее совпадение расчетных и экспериментальных данных.

В сильно увлажненном пористом заполнителе эти процессы оказывают значительное влияние на его прогрев. Вместе с этим становится неопределенной величина коэффициента теплопроводности влажных гранул, так как значительно изменяется их объемный вес, удельная теплоемкость и теплопроводность. Поэтому методика аналитического расчета кинетики прогрева влажных пористых заполнителей требует дальнейшей разработки. Однако можно сразу сказать, что прогрев влажного пористого заполнителя протекает со значительно большей интенсивностью, чем сухого.

Выводы

Получены простые расчетные формулы и номограммы для оценки величины недогрева крупного заполнителя и снижения средней температуры бетонной смеси, которые позволяют правильно выбрать режим форсированного электроразогрева бетонных смесей различного состава.

Значительный недогрев заполнителя имеет место при больших скоростях разогрева и крупном заполнителе. Практически при крупности зерен заполнителя менее 30 мм снижение температуры смеси после окончания разогрева лежит в пределах 5°C.

При коэффициенте теплопроводности заполнителя более 0,004—0,0045 м²/ч то же самое имеет место при увеличении крупности до 60 мм.

Полученные аналитическим путем данные по внутреннему теплообмену в бетоне в процессе форсированного подъема температуры хорошо согласуются с результатами экспериментальных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Лыков А. В. Теория теплопроводности, ГИТЛ, Москва, 1952.
2. Франчук А. У. Таблицы теплотехнических показателей строительных материалов, Госстройиздат, 1949.
3. Фокин К. Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий, Госстройиздат, 1953.
4. Чудновский А. Ф. Теплофизические характеристики дисперсных материалов. Физматгиз, 1962.

УДК 691.328:620.19

Поляризационно-оптический метод оценки усадочных напряжений в бетоне

Инж. В. П. ЧЕРНЫШЕВ, д-р техн. наук А. Е. ДЕСОВ

Усилия многих исследователей направлены на поиск методов и путей экспериментального определения собственных внутренних напряжений в бетоне. Как правило, эти методы сводятся к созданию в образце внутренней или внешней упругой связи, препятствующей свободному формоизменению образца под влиянием усадочных явлений. Тем или иным прибором — тензодатчиком [1] или индикатором часового типа [2, 3] определяется деформация упругой связи. Затем через известный модуль упругости материала этой связи рассчитывается возникающее в ней напряжение, вызванное деформацией усадки бетонного образца.

Этот метод оценки усадочного напряжения достаточно прост и, как показывают авторы, дает стабильные результаты. Однако некоторое неудобство заключается в том, что каждый образец должен иметь свое мерительное устройство (индикаторную головку, тензодатчики сопротивления), что ограничивает количество одновременно замеряемых образцов и затрудняет имитацию некоторых условий твердения. Кроме того, здесь почти неизбежно искажающее влияние зон анкеровки этих связей в бетонном образце.

В Центральной лаборатории тяжелого бетона НИИЖБ для оценки усадочных напряжений в бетоне применен поляризационно-оптический метод, который прост, надежен и исключительно нагляден.

За основу был принят известный образец для фиксации начала трещинообразования — металлический сердечник, обжатый обоймой из бетона [4—6]. Однако вместо металлического сердечника в обойму устанавливался фотоупругий датчик — специально подобранная пластина из оптически активного материала (рис. 1). Применение такого датчика несколько изменило схему работы обоймы. Напряжения на ее внешней стороне при одном и том же внутреннем давлении значительно меньше напряжений, возникающих в образце, применяемом для фиксации начала трещинообразования. Это позволяет рассчитывать ожидаемые напряжения в обойме вокруг металлического сердечника даже в том случае, если образец, примененный для фиксации начала трещинообразования, дал трещину.

В качестве оптически активного материала применялись ЭД6-М и хорошо обожженное стекло. В начальной стадии развития напряжений они фиксировались с помощью датчика из ЭД6-М, в дальнейшем — из стекла.

Стекло почти не изменяет своих оптических свойств при повышенной температуре (вплоть до 400°C), в нем отсутству-

ют явления краевого эффекта, с него легко счищается налитый бетон. Недостатком стекла является его сравнительно слабая оптическая чувствительность — в данном случае с помощью стекла фиксировалось внутреннее напряжение в 3 кг/см² и выше.

Напряженное состояние на границе обоймы и датчика определялось по формуле:

$$p = \frac{R_t}{ct},$$

где R_t — оптическая разность хода, определяемая с помощью поляризационно-оптической установки (рис. 2);

c — оптический коэффициент напряжения для принятого материала датчика;

t — толщина датчика.

Если рассматривать компоненты напряжений в полярных координатах, то каждая точка обоймы будет испытывать тангенциальное растягивающее напряжение σ_θ и радиальное сжимающее напряжение σ_r . В связи с тем, что бетон при растяжении работает значительно хуже, чем при сжатии, то наиболее опасна растягивающая составляющая напряжения —

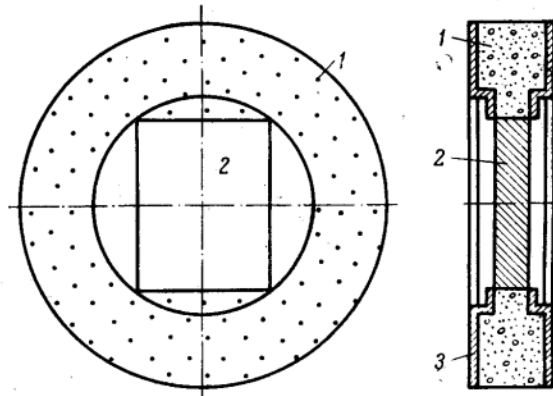


Рис. 1. Образец с установленным фотоупругим датчиком
1 — обойма из цементного раствора; 2 — фотоупругий датчик; 3 — слой гидроизоляции

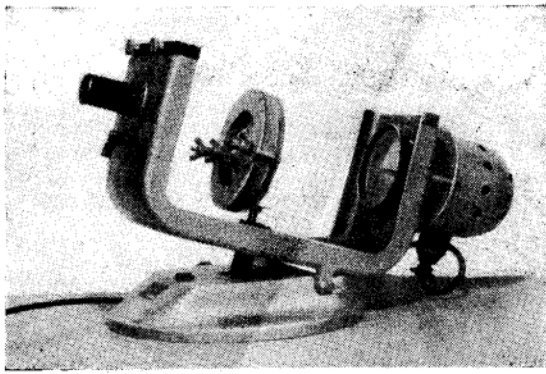


Рис. 2. Поляриметр-полярископ ПКС-56 с установленным образцом

σ_θ . Используя решение Ляме, получим для внешней стороны обоймы:

$$\sigma_\theta(r=b) = p K_p \frac{2a^2}{b^2 - a^2},$$

где a , b — радиусы соответственно внутренней и внешней обоймы;

K_p — коэффициент, учитывающий уменьшение величины p за счет перераспределения напряжений по ширине кольца (K_p колеблется от 0,7 до 1; для бетона в возрасте 28 сут. он, как правило, равен 1).

Сравнивая величину $\sigma_\theta(r=b)$ с пределом прочности при растяжении, можно судить о склонности бетона к усадочному трещинообразованию:

$$K = \frac{R_p}{\sigma_\theta(r=b)},$$

где K — коэффициент усадочной трещиностойкости бетона;

R_p — предел прочности бетона при растяжении.

Величина коэффициента усадочной трещиностойкости со временем меняется. В некоторый момент он достигнет минимума, что сигнализирует о том, что бетон находится в критическом по отношению к трещиностойкости состоянии. Коэффициент усадочной трещиностойкости, соответствующий этому состоянию, назовем критическим. На рис. 3 показано изменение во времени растягивающих напряжений, предела прочности при растяжении и отношения этих характеристик — коэффициента усадочной трещиностойкости раствора состава 1:1 с использованием новороссийского цемента марки 400 при водоцементном отношении 0,4 и 0,3.

Из рисунка видно, что с уменьшением водоцементного отношения уменьшаются внутренние напряжения, увеличивается предел прочности при растяжении и соответственно увеличивается коэффициент усадочной трещиностойкости. Причем, для образцов с $V/C=0,3$ критический коэффициент трещиностойкости, равный 1,15, соответствует 17-суточной выдержке бетона при относительной влажности среды твердения 60—65%. Образцы с $V/C=0,4$ имеют критический коэффициент трещиностойкости, равный 0,75 на четвертые сутки твердения. Трещина в образце для фиксации начала трещинообразования появилась уже на вторые сутки твердения, когда коэффициент усадочной трещиностойкости приближается к единице. На 28-е сутки коэффициенты усадочной трещиностойкости составили для образцов: с $V/C=0,3$ $K=1,2$; с $V/C=0,4$ $K=1,35$. Таким образом, если судить по образцам в 28-суточном возрасте, то оба они имеют так называемый «запас тре-

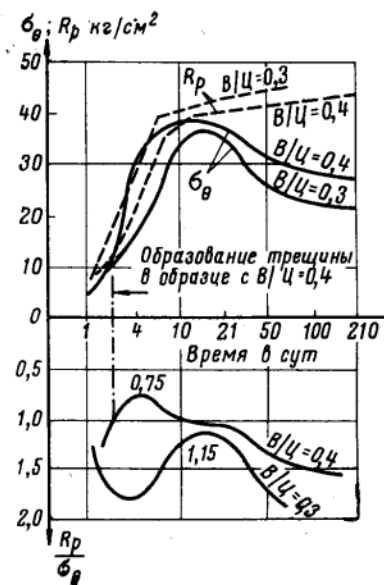


Рис. 3. Предел прочности при растяжении, тангенциальное растягивающее напряжение и коэффициенты усадочной трещиностойкости образцов из раствора

щиностойкости». Фактически же образцы с $V/C=0,4$ такого запаса не имеют, так как на определенном отрезке времени этот коэффициент имеет значение меньше единицы. Поэтому оценивать усадочную трещиностойкость бетона следует только по критическому коэффициенту усадочной трещиностойкости.

Выводы

Предлагаемый поляризационно-оптический метод оценки внутренних напряжений прост, нагляден, дает стабильные результаты, так как всякий дефект установки датчика может быть легко обнаружен по форме картины полос.

Образцы с фотоупругим датчиком можно изготовить в любом количестве и хранить в самых различных условиях. Систематически просматривая их в поляризационной установке, можно получить представление о динамике развития в бетоне внутренних напряжений во времени.

Оценку усадочной трещиностойкости бетона можно вести по критическому коэффициенту усадочной трещиностойкости, который соответствует минимальному значению отношения предела прочности при растяжении к растягивающему напряжению.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аврам К. М., Пэунеску М., Война Н. И. Некоторые вопросы повторного вибрирования бетона. «Бетон и железобетон», 1964, № 8.
2. Александровский С. В. Экспериментально-теоретические исследования усадочных напряжений в бетоне. В кн.: «Структура, прочность и деформация бетона». Стройиздат, 1966.
3. Майлян Р. Л. Методика испытания и оценки усадочной трещиностойкости бетонов. «Бетон и железобетон», 1968, № 5.
4. Десов А. Е. Некоторые вопросы структуры, прочности и деформации бетонов. В кн. [2].
5. Лермит Р. Проблемы технологии бетона. Госстройиздат, 1959.
6. Скрамтаев Б. Г., Лецинский М. Ю., Вайсбанд П. М. Исследование трещиностойкости легких бетонов кольцевым методом. «Бетон и железобетон», 1965, № 7.
7. Фрохт М. М. Фотоупругость. Поляризационно-оптический метод исследования напряжений. ОГИЗ М.—Л., 1948.
8. Alexandrowsky S. V., Desov A. E. Some Characteristic Properties of Wet Shrinkage in Concrete. For the RILEM International Symposium on Concrete Shrinkage, Madrid, 1968.

Исследование морозостойкости мелкозернистых бетонов

Канд. техн. наук И. М. КРАСНЫЙ

Многочисленные исследования показали, что решающее влияние на морозостойкость бетона оказывает структура пор, зависящая от состава бетона, условий его твердения, вида цемента и других факторов. Однако установить количественные связи и дать достаточно общие зависимости, характеризующие морозостойкость бетона, все еще не представилось возможным.

Некоторые авторы сделали попытку выделить главные признаки морозостойкости. Так, Пауэрс [1] установил, что для получения морозостойкого бетона необходимо, чтобы интервал между порами, не насыщенными водой (например, образованными воздухововлекающими добавками), составлял не более 0,25 мм. Им выдвинута теория «гидравлического давления», согласно которой бетон при замораживании разрушается не от давления льда (объем которого на 9% больше исходного объема воды), а от давления незамерзающей в тонких капиллярах воды, отесняемой льдом.

Г. И. Горчаков [2] предложил оценивать морозостойкость бетона по отношению объемов контракционных пор к капиллярным.

Такой подход к решению задачи позволяет учесть способность бетона компенсировать возникающие в нем давления льда и является, на наш взгляд, наиболее правильным.

К сожалению, исследования проводились без учета возможного влияния резервных пор, возникающих от так называемого «защелченного», т. е. остаточного воздуха.

Большой объем исследований по морозостойкости бетона выполнен с применением ртутной порометрии, для чего разработана соответствующая аппаратура [3]. Однако этим способом определяют объемы и размеры пор независимо от того, образуется в них при насыщении водой и замораживании бетона лед и они являются опасными для бетона или не насыщаются водой и являются защитными.

Для количественной оценки влияния различных технологических факторов на морозостойкость мелкозернистого бетона (который может рассматриваться как растворная часть обычного бетона) в НИИЖБе были поставлены специальные опыты с бетонами, значительно отличавшихся по составу, виду цемента, условиям твердения, добавками и др.

Факторы, влияющие на морозостойкость бетона, были разделены на 2 принципиально отличные группы. Первая — факторы, предположительно влияющие на соотношение объемов капиллярных пор с замерзающей и незамерзающей водой, т. е. определяющих микроструктуру бетона (к ним относятся вид цемента и условия твердения бетона). Вторая группа — факторы, влияющие на объем пор, заполненных остаточным (или искусственно введенным в смесь) воздухом, т. е. определяющих макроструктуру бетона. К ним относятся состав смеси и условия ее уплотнения.

Таким образом, методика исследования состояла в раздельном изучении влияния на морозостойкость мелкозернистого бетона как микро-, так и макроструктурных факторов с учетом остаточного воздуха в бетонной смеси.

Объем остаточного воздуха определялся как разность объемов уплотненной смеси и абсолютных объемов, входящих в смесь материалов.

Морозостойкость оценивалась по величине остаточных деформаций, возникающих в бетоне при циклическом замораживании до температуры -20°C и оттаивании в воде при $+20^{\circ}\text{C}$. Деформации измерялись в призмах $5 \times 5 \times 20$ см с реперами в торцах. Точность измерения $1/100$ мм.

На основании предварительных опытов, согласующихся с данными других работ [4], за критерий оценки морозостойкости принята величина остаточной деформации, равная 1 мм/м, которой соответствует потеря прочности бетона при сжатии примерно 25%.

Заметим, что эта деформация в несколько раз превышает предельную деформацию бетона при растяжении. По-видимому, при медленном расширении бетона в насыщенном водой состоянии имеют место пластические деформации. Кроме того, при расширении бетона и накоплении остаточных деформаций в нем образуются новые поры, что открывает доступ воде к негидратированным зернам цемента и усиливает гидратацию.

Для выяснения влияния микроструктурных факторов были испытаны бетоны на цементах, отличающихся минералогическим составом: алитовом Белгородского завода с содержанием C_3S 58,9% и C_2A 6,36% и алюминатном Воскресенского завода с содержанием C_3S 52,2% и C_2A 10,7%.

Кроме того, бетоны готовились на смеси из 70% по весу цемента Белгородского завода и 30% молотого до удельной поверхности $3000 \text{ см}^2/\text{г}$ кварцевого песка.

Бетоны состава 1:3 при $B/C = 0,5$ из смеси примерно одинаковой подвижности твердели в нормальных условиях, в пропарочной камере при атмосферном давлении и в автоклаве при давлении 10 атм.

После уплотнения формы накрывали металлическими пластинами и пригружали грузом, что при тепловой обработке сводило к минимуму возможные деструктивные процессы в бетоне.

Полученные данные в виде графиков зависимости величины остаточных деформаций от количества циклов замораживания и оттаивания даны на рис. 1, из которого видно, что при нормальном твердении остаточные деформации бетонов на всех цементах практически отсутствуют, что указывает на высокую морозостойкость бетонов.

Пропаривание ухудшило морозостойкость только на алюминатном цементе.

Автоклавная обработка ухудшила морозостойкость на всех видах цемента, особенно при добавке молотого песка.

При оценке по величине остаточной деформации, равной 1 мм/м, морозостойкость автоклавного бетона с молотым песком составила 45—55 циклов, а без молотого песка — 150 циклов.

Ухудшение микроструктуры и снижение морозостойкости пропаренного бетона на алюминатном цементе и автоклавных бетонов связано, по-видимому, с большей интенсивностью их твердения, в связи с чем относительный объем более крупных пор, в которых может замерзнуть вода, увеличивается.

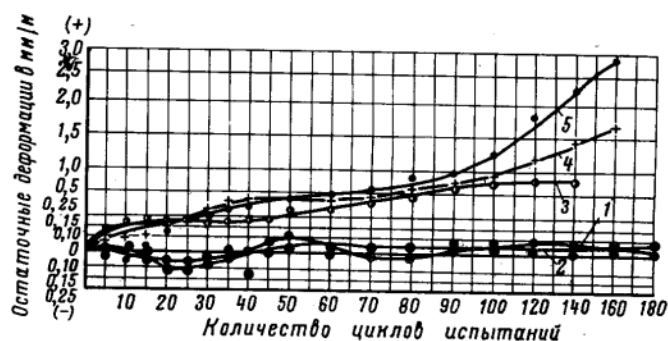


Рис. 1. Влияние вида цемента и условий твердения на морозостойкость мелкозернистого бетона (состав 1:3, $B/C = 0,5$)

1 — нормальное твердение 28 дней; 2 — пропаривание по режиму 2+8+2 при 90°C ; 3 — автоклавная обработка при 10 ат по режиму 2+4+2 ч; 4 — то же, по режиму 2+6+2 ч; 5 — то же, по режиму 2+8+2 ч

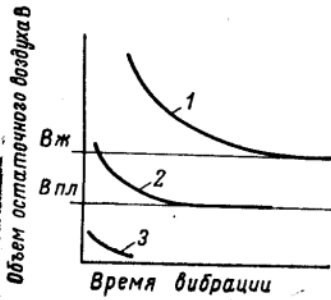


Рис. 2. Характерная зависимость содержания остаточного воздуха в смеси от длительности вибрации
1—жесткие смеси; 2—пластичные; 3—литые

На это указывает и то, что добавка молотого песка снижает морозостойкость только автоклавного бетона, в котором она ускоряет твердение, но не влияет на это свойство при нормальном твердении.

Как показал ряд других опытов, морозостойкость автоклавного мелкозернистого бетона повышается при предварительной выдержке, что, по нашему мнению, является результатом не столько отсутствия в этом случае деструктивных явлений, сколько более замедленного твердения в первый период.

Изучению влияния макроструктуры на морозостойкость предшествовали проведенные нами опыты с количественным определением объема остаточного воздуха в смеси после уплотнения на стандартном вибростоле. Характерный график этой зависимости дан на рис. 2*.

В смесях жесткостью 50—60 сек объем остаточного воздуха наибольший (кривая 1), и составляет обычно 5—8% от объема бетона. В пластичных смесях жесткостью 10—20 сек объем воздуха (кривая 2) составляет 3—5%.

В литых смесях с погружением конуса 6 см и выше (кривая 3) практически не содержится остаточного воздуха после укладки в формы. Объем остаточного воздуха стабилизируется при времени вибрации, превышающем показатель жесткости в 1,5—2 раза.

Опыты также показали, что при насыщении бетона водой (в вакуумном давлении) образуемые остаточным воздухом поры не заполняются водой.

Влияние остаточного воздуха на морозостойкость проверялось нами на образцах из мелкозернистого автоклавного бетона постоянного состава 1:3 и $V/C=0,5$. При этом различный объем остаточного воздуха достигался либо разным временем вибрации смеси, либо применением различных по крупности песков (в последнем случае смеси имели различную жесткость). Испытывались также образцы бетона заведомо невысокой морозостойкости $V/C=0,75$ и с незначительным содержанием остаточного воздуха, в которых искусственно образовывали поры за счет введения газообразователя —

* Экспериментальные данные о количестве остаточного воздуха были опубликованы нами ранее [5].

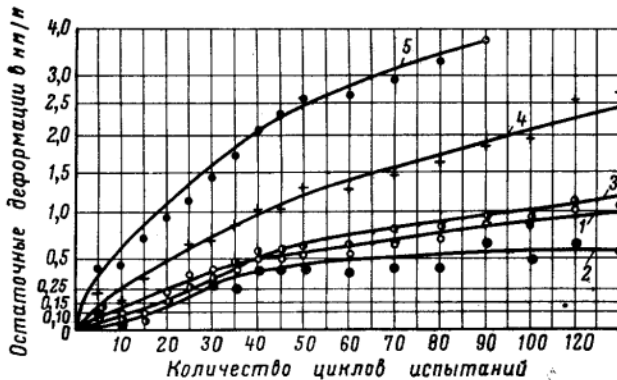


Рис. 3. Влияние времени вибрации и объема остаточного воздуха на морозостойкость мелкозернистого бетона (твердение автоклавное, состав 1:3, $V/C=0,5$, жесткость смеси — 50 сек). Объем остаточного воздуха в $л/м^3$
1—90; 2—80; 3—67; 4—62; 5—53

алюминиевой пудры с целью проверки возможности повышения морозостойкости. Результаты испытаний даны на рис. 3 и 4.

Как видно из рис. 3, чем больше время вибрации и чем меньше остается воздуха в смеси, тем ниже морозостойкость бетона. Даже несколько уплотненная смесь (кривая 1) имела в данном случае повышенную морозостойкость — более 120 циклов, тогда как сильно уплотненная смесь дала бетон с морозостойкостью всего 20 циклов. При этом расслоение смеси при уплотнении не наблюдалось.

Данные рис. 4 относятся к бетонам на различных песках и показывают, что после 150 циклов испытаний только бетон на мелком песке (кривая 3) не имел остаточных деформаций. Испытания показали, что потери прочности бетона не было. Смесь вследствие повышенной жесткости (60 сек) имела значительный объем остаточного воздуха (7,5%), достаточный для компенсации давления льда. Остальные бетоны (кривые 1 и 2) вследствие меньшей подвижности смеси и недостаточного объема остаточного воздуха оказались менее морозостойкими и выдержали соответственно только 30 и 38 циклов испытаний.

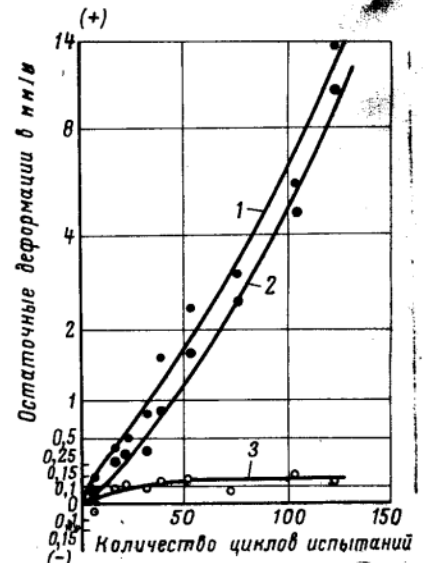
Из данных, приведенных на рис. 5, видно, что исходная смесь без добавки газообразователя (кривая 1) вследствие высокого значения V/C (равного 0,75) дала бетон невысокой морозостойкости. При испытании остаточные деформации в нем быстро нарастали и к 50 циклам достигли предельных (1 мм/м), а к 120 циклам образцы полностью разрушились. Тот же бетон, но с добавкой алюминиевой пудры оказался полностью морозостойким и не имел остаточных деформаций даже после 400 циклов испытаний.

Таким образом, наличие не заполненных водой пор, независимо от того, будут они получены за счет остаточного или искусственно введенного в смесь воздуха (или газа) является решающим фактором морозостойкости бетона.

В тех случаях, когда имеется недостаточное количество воздушных пор для компенсации давления льда, бетон может выдержать то или иное число циклов испытаний, которое будет тем больше, чем больше отношение объема воздушных пор к объему пор с замерзающей в них водой. Такое отношение, определяющее способность бетона компенсировать давление льда и повышать его морозостойкость, названо нами «компенсационным фактором».

Наличие связи между морозостойкостью мелкозернистого автоклавного бетона и компенсационным фактором (рис. 6) было подтверждено нами испытанием 22 серий образцов. Бетоны отличались значением V/C (от 0,4 до 0,7) и составом смеси в пределах каждого значения V/C . В связи с этим изменялась жесткость смеси, и как результат этого, объем остаточного воздуха в ней.

Рис. 4. Морозостойкость мелкозернистого бетона на различных по крупности песках (состав 1:3, $V/C=0,5$, твердение автоклавное)
1 — песок с $M_{кр}=2,3$, жесткость смеси 10 сек, объем остаточного воздуха 25 $л/м^3$; 2 — песок с $M_{кр}=1,87$, жесткость смеси 10 сек, объем остаточного воздуха 53 $л/м^3$; 3 — песок с $M_{кр}=1,28$, жесткость смеси 60 сек, объем остаточного воздуха 75 $л/м^3$



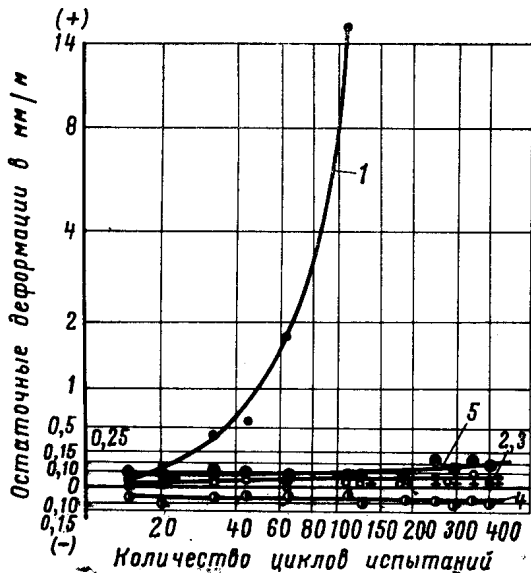


Рис. 5. Влияние газообразующей добавки (алюминиевой пудры) на морозостойкость мелкозернистого автоклавного бетона (состав 1 : 2,9, В/Ц=0,75)

1 — без добавки; 2, 3, 4 и 5 — с добавкой алюминиевой пудры, соответственно 200, 240, 300 и 400 г/м³; Объем воздушных и газозаполненных пор в л/м³: 1—18; 2—65; 3—76; 4—91; 5—123

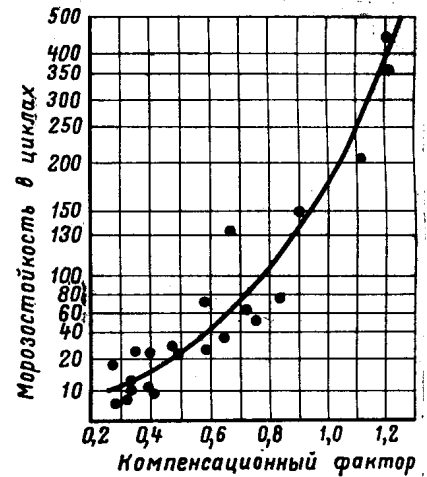


Рис. 6. Зависимость морозостойкости мелкозернистого бетона от компенсационного фактора, подсчитанного по формуле (1)

Подсчет пористости и компенсационного фактора производился по формулам:

$$\Phi_k = \frac{B_1 + \Pi_k}{\Pi_d}, \quad (1)$$

$$B_1 = 1000 - \left[\frac{\gamma_{см}}{1 + n + B/\Pi} \left(\frac{1}{\gamma_{ц}} + \frac{n}{\gamma_{п}} + \frac{B}{\gamma_{в} \Pi} \right) \right], \quad (2)$$

$$\Pi_k = 0,12 \frac{\Pi}{\gamma_{ц}}, \quad (3)$$

$$\Pi_d = \Pi \left(\frac{B}{\Pi} - 0,3 \right), \quad (4)$$

где Φ_k — компенсационный фактор;
 Π_k — объем контракционных пор в л/м³;
 B_1 — объем остаточного воздуха в уплотненной смеси в л/м³;
 Π_d — объем льда в бетоне в л/м³;
 $\gamma_{см}$ — объемный вес уплотненной смеси в л/м³;
 n — весовое отношение песка к цементу;
 $\gamma_{ц}$, $\gamma_{п}$, $\gamma_{в}$ — удельные веса цемента, песка и воды в кг/л;
 Π — содержание цемента в бетоне в кг/м³;
 0,3 — коэффициент, учитывающий объем химически и физико-химически связанной незамерзающей воды по отношению к весу цемента.

Как видно из рис. 6, при небольшом значении компенсационного фактора 0,2—0,3 (литые смеси с В/Ц=0,7) бетон является неморозостойким и выдерживает всего несколько циклов испытаний. Увеличение компенсационного фактора до 1,2 (жесткие смеси с В/Ц не более 0,5) морозостойкость бетона повышается до 400—500 циклов. Иными словами, для получения бетона высокой морозостойкости необходимо, чтобы объем резервных пор превышал объем приращения льда в нем по крайней мере в 13—14 раз.

Данные настоящего исследования показывают, что высказывания С. В. Шестоперова о защитной роли резервных пор, образующихся в результате контракции, и принятие за критерий морозостойкости отношения объемов резервных пор к капиллярным (по предложению Горчакова) наиболее близко отражают физическую сущность разрушения бетона при замораживании. Но при этом в объем резервных пор должны включаться поры, образуемые остаточным воздухом.

Выводы

Морозостойкость мелкозернистого бетона определяется рядом факторов, из которых решающими являются объем резервных, не насыщенных водой пор, а также объем пор, в которых может замерзнуть вода.

Роль резервных пор, компенсирующих давление льда, в равной мере выполняют поры, образующиеся в результате контракции, при введении воздуха или газообразующей добавки, а также поры от остаточного воздуха.

Объем пор, образующихся за счет остаточного воздуха, зависит от жесткости смеси, и при жесткости 60 сек достигает 8% и более, что в 2—3 раза превышает объем контракционных пор. По этой причине бетоны из жестких смесей при равных водоцементных отношениях более морозостойки, чем из пластичных.

Бетоны, полученные из пластичных смесей с осадкой конуса 6 см, даже при минимальных значениях водоцементного отношения 0,4—0,5 обладают пониженной морозостойкостью, так как объем остаточного воздуха в них незначителен, а пор, образованных контракцией, недостаточно для компенсации давления льда.

При подборе состава морозостойкого бетона следует назначать величину компенсационного фактора, определяемого по формуле (1) не ниже 1,1—1,2, что исключает давление льда на бетон и потерю им прочности в течение значительного числа циклов испытаний (400—500 и более).

Выводы настоящей работы справедливы только для бетонов с водоцементным отношением более 0,3—0,35 и при насыщении бетона водой при атмосферном давлении. Подобные бетоны, к которым предъявляются повышенные требования по морозостойкости, чаще всего и применяются в практике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Т. С. Powers. The mechanism of the frost action in Concrete. Cement Lime and Gravel. v. 41, № 5 may, № 6 June, 1966.
2. Г. И. Горчаков, М. М. Капкин, Б. Г. Скрамтаев. Повышение морозостойкости бетонов. Стройиздат, 1965.
3. А. С. Беркман, И. Т. Мельникова. Структура и морозостойкость стеновых материалов. Стройиздат, 1962.
4. В. С. Гладков, Ф. М. Иванов, Г. С. Рояк. Ускоренный метод испытания бетонов на морозостойкость. Защита строительных конструкций от коррозии. Стройиздат, 1966.
5. И. М. Красный. Известково-песчаные и цементно-песчаные автоклавные бетоны. Стройиздат, 1968.

Исследование несущей способности внецентренно сжатых колонн из высокопрочного бетона

Инж. В. А. БЕЛИКОВ

В лаборатории сборных и монолитных железобетонных конструкций НИИЖБ изучалась несущая способность внецентренно сжатых колонн из бетона прочностью свыше 600 кг/см^2 в области малых эксцентриситетов, а также исследовались границы между I и II случаями внецентренного сжатия для колонн из высокопрочного бетона.

Опытные образцы представляли собой колонны прямоугольного и двутаврового сечения (рис. 1). Они изготавливались сериями, каждая из которых состояла из двух прямоугольных и двух двутавровых колонн. Параллельно бетонировались призмы размером $20 \times 20 \times 80 \text{ см}$ и кубы с ребром 20 и 10 см. Всего испытано 10 серий образцов.

Первые пять серий — из автоклавного бетона. В качестве вяжущего использовали цемент марки 600 Белгородского завода с добавкой молотого песка. За сутки до бетонирования цемент домальвали на вибротельнице для повышения активности. Автоклавную обработку производили по режиму 3+8+3 (подъем, запарка при 8 атм, спуск). Образцы симметрично армировались четырьмя стержнями $\varnothing 14 \text{ Ат-VI}$ ($\sigma_{\text{т}} = 10\,000 \text{ кг/см}^2$), за исключением К-18, у которого сжатая арматура была из 2 $\varnothing 8 \text{ АI}$. Прочность бетона во время испытаний составляла от 604 до 829 кг/см^2 .

Остальные пять серий колонн были изготовлены из бетона естественного твердения на быстротвердеющем цементе марки 800 Ново-Здолбуновского завода. Армирование колонн было несимметричным. Сжатая арматура во всех образцах была одинаковой — 2 $\varnothing 8 \text{ АI}$ ($\sigma_{\text{т}} = 2600 \text{ кг/см}^2$), а растянутая или менее сжатая варьировалась. В каждой серии две колонны разного сечения были армированы двумя стержнями $\varnothing 14 \text{ А-VI}$, остальные два образца прямоугольного и двутаврового сечения имели арматуру из 2 $\varnothing 25 \text{ А-III}$ и 2 $\varnothing 18 \text{ А-IV}$ соответственно. Прочность бетона колонн к моменту испытания составляла от 783 до 920 кг/см^2 .

Эксцентриситеты нагрузки назначались в области II случая внецентренного сжатия, при этом некоторые колонны разрушились на границе (КН-1, КН-2).

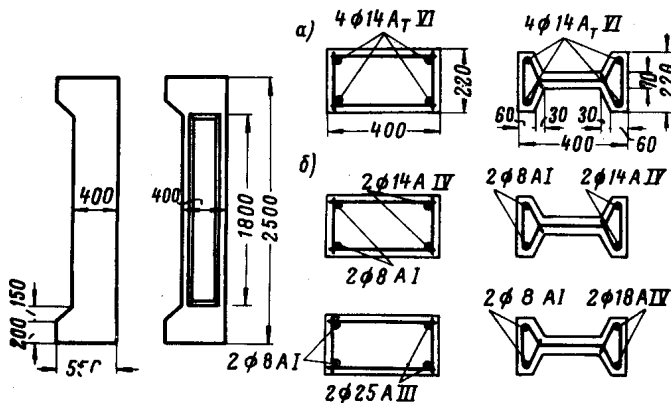


Рис. 1. Номинальные размеры к армированию опытных образцов
а — колонны из автоклавного бетона; б — колонны из бетона естественного твердения

Колонны испытывались по принятой в НИИЖБе методике. Нагрузка увеличивалась ступенями, равными примерно 10% разрушающей. Для большей достоверности определения последней величина ступени к концу испытания уменьшалась в 2 раза. Каждая ступень нагрузки выдерживалась в течение 20 мин. Отсчеты по приборам снимались сразу после приложения очередной ступени и в конце выдержки. Во время испытания замерялись деформации бетона и арматуры, прогибы, а также раскрытие трещин.

В табл. 1 приведены геометрические характеристики сечений колонн, эксцентриситеты относительно центра тяжести арматуры «А» с учетом прогиба при разрушении, прочности бетона и арматуры и разрушающие нагрузки.

Прочность колонн показана на рис. 2 в виде зависимости относительной несущей способности от эксцентриситета $\frac{e}{h_0}$.

Для удобства сравнения из опытных значений N_e вычитался момент, воспринимавшийся сжатой арматурой. Нужно отметить, что значения $\sigma_{\text{а.с}} \cdot s_{\text{а}}$ для колонн из бетона естественного твердения не превышали 2% N_e , а для автоклавных колонн — 10%.

Кривые на рис. 2, а, показывают, что несущая способность колонн прямоугольного сечения с одинаковым армированием при некоторых эксцентриситетах значительно различалась. По характеру кривых опытные образцы можно разделить на четыре группы.

Таблица 1

Шифр колонн	Серия	Форма сечения	b, см	b', см	h', см	h ₀ , см	e, см	R _{пр} , кг/см ²	R, кг/см ²	N, т
Колонны из автоклавного бетона										
К-1	I	Прямоуг.	22,0	—	—	36,9	34,2	638	713	158,26
К-2	I	"	22,5	—	—	37,3	27,99	638	713	219,58
К-3	I	Двутавр.	7,2	21,9	6,7	36,7	35,25	638	713	107,85
К-5	II	Прямоуг.	22,5	—	—	37,1	21,49	478	604	260,85
К-6	II	"	22,2	—	—	36,4	33,82	478	604	119,89
К-7	II	Двутавр.	7,3	22,2	7,0	37,1	27,79	478	604	143,77
К-8	II	"	7,2	22,0	7,2	36,7	21,21	478	604	195,32
К-13	IV	Прямоуг.	22,0	—	—	36,9	37,85	595	773	119,80
К-14	IV	"	22,2	—	—	37,2	21,40	595	773	324,90
К-15	IV	Двутавр.	7,3	22,1	7,6	36,6	20,96	595	773	256,12
К-16	IV	"	7,6	22,9	7,2	36,4	37,52	595	773	106,78
Колонны из бетона естественного твердения										
КН-1	I	Прямоуг.	22,3	—	—	36,9	37,72	626	809	133,76
КН-2	I	"	22,2	—	—	36,1	36,55	626	809	165,47
КН-3	I	Двутавр.	7,6	22,2	7,3	36,7	37,13	626	809	119,48
КН-4	I	"	7,2	21,6	7,2	36,5	36,46	626	809	127,41
КН-5	II	Прямоуг.	22,3	—	—	36,7	32,27	615	794	200,92
КН-6	II	"	22,15	—	—	36,5	26,16	615	794	329,42
КН-7	II	Двутавр.	7,3	21,8	7,4	36,9	32,18	615	794	155,0
КН-8	II	"	7,6	22,5	7,3	36,1	27,76	615	794	200,0
КН-9	III	Прямоуг.	22,0	—	—	36,9	28,53	684	920	299,87
КН-10	III	"	21,9	—	—	36,1	22,60	684	920	420,68
КН-11	III	Двутавр.	7,5	21,9	7,6	36,9	31,75	684	920	170,23
КН-12	III	"	7,3	21,8	7,2	36,8	21,19	684	920	291,18

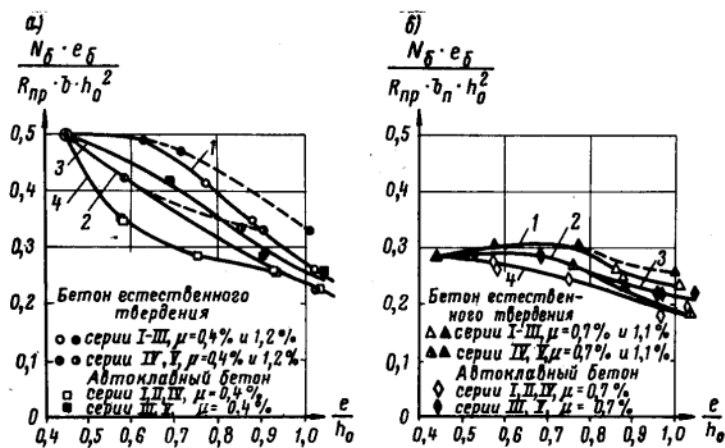


Рис. 2. Кривые зависимости относительной несущей способности

$$\frac{N_b \cdot e_b}{R_{пр} \cdot b \cdot h_0^2} \text{ от относительного эксцентриситета } \frac{e}{h_0}$$

а — колонны прямоугольного сечения; б — колонны двутаврового сечения. Цифрами 1, 2, 3, 4 обозначены номера групп колонн

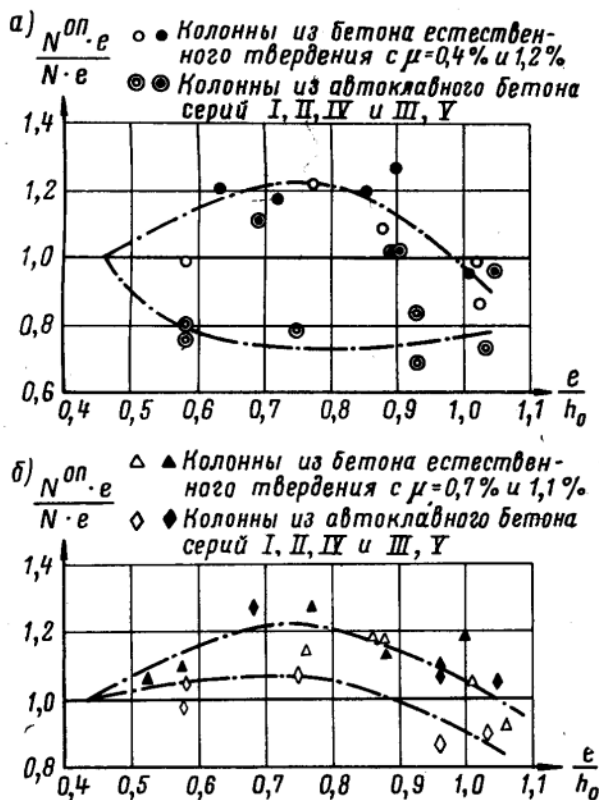


Рис. 3. Результаты сопоставления опытных значений $N_e^{оп}$ с подчиненными по методике СНиП

а — колонны прямоугольного сечения; б — колонны двутаврового сечения

К первой относятся три первые серии колонн из бетона, твердевшего в естественных условиях примерно в течение 3 мес., ко второй — последние две серии из этого же бетона, испытанные в возрасте 7—8 мес. Третью группу составляют образцы III и V серий из автоклавного бетона. Последнюю, четвертую, группу образуют колонны I, II и IV серий из автоклавного бетона.

Наибольшие расхождения между кривыми, особенно между I и IV, наблюдаются вблизи ядрового эксцентриситета. При центральном сжатии и при больших эксцентриситетах расхождения не велики. Кривые для двутавровых колонн (рис. 2, б) расположены более кучно и форма их пологая.

Причиной расхождений в форме графиков является различия в структурных особенностях бетона групп образцов. Они могут характеризоваться границей образования микротрещин R_T^0 , которая, как это показано О. Я. Бергом*, определяет наступление нелинейной ползучести, приводящей к перераспределению напряжений.

Образование микротрещин, по-видимому, влияет и на величину максимальных напряжений, при которых происходит разрушение бетона сжатой грани. Величина этих напряжений (часто их называют краевыми) в ряде случаев превышает призменную прочность. Это явление может быть объяснено на основе теории микротрещинообразования. При неравномерном распределении напряжений по высоте сжатой зоны во внецентренно сжатом элементе образованию микротрещин вблизи сжатой грани, а в дальнейшем их развитию препятствуют менее напряженные волокна сжатой зоны, еще не достигшие уровня R_T^0 . Поэтому разрушение сжатой грани происходит при более высоком уровне напряжений, чем в центральном сжатом элементе.

Следовательно, повышение границы R_T^0 должно приводить к относительному снижению несущей способности, поскольку при этом уменьшается участок нагружения, на котором происходит перераспределение напряжений и увеличение краевых напряжений.

В данных исследования граница образования микротрещин определялась в центрально сжатых бетонных призмах, изготовленных к сериям образцов.

Сопоставление средних значений R_T^0 со средней относительной несущей способностью колонн при эксцентриситете $e=0,65 h_0$, близком к ядровому, показало, что у групп колонн, имевших пониженную несущую способность по сравнению с колоннами первой группы, наблюдалось также увеличение границы R_T^0 .

Влияние величины краевых напряжений, как и вообще сжатой зоны на несущую способность колонн, зависит от эксцентриситета. При больших эксцентриситетах несущая способность определяется главным образом сечением и прочностью арматуры, а характер эпюры напряжений начинает сказываться по мере приближения к ядерному эксцентриситету, при котором несущая способность зависит только от площади и формы эпюры. При меньших эксцентриситетах неравномерность напряжений по высоте сжатой зоны уменьшается и величина краевых напряжений приближается к призменной прочности. Этим и объясняется тот факт, что кривые относительной несущей способности колонн с разной величиной краевых напряжений имели максимальное расхождение при эксцентриситетах, близких к ядровому.

Все испытанные колонны были рассчитаны на прочность по методике СНиП для внецентренно сжатых сечений из бетона марок 500—600, но измененной применительно к более высоким прочностям бетона, полученным в наших опытах. Так, граничные значения $\frac{s_6}{s_0}$ для марок 700, 800 и 900 в расчетах были приняты по экстраполяции равными соответственно 0,6; 0,55 и 0,5.

При расчете колонн R_H принималась равной $1,25 R_{пр}$, а марка бетона для определения $\frac{s_6}{s_0}$ находилась путем деления $R_{пр}$ на 0,7.

Сопоставление опытных значений $N_e^{оп}$ с расчетными дано на рис. 3 в виде зависимости $\frac{N_e^{оп}}{N_e}$ от относительного экс-

* Берг О. Я. Некоторые вопросы теории деформаций и прочности бетона. Известия высших учебных заведений. «Строительство и архитектура», № 10, 1967. Новосибирск.

центрициитета. Для колонн из бетона естественного твердения опытная несущая способность оказалась больше теоретической. Величины расхождений зависели от эксцентриситета. Максимальные значения они имели при эксцентриситете, соответствующем отсутствию напряжений в арматуре А.

При эксцентриситетах, близких к граничным для рассматриваемых образцов колонн ($\frac{e}{h_0} \approx 1$), опытная несущая способность оказалась несколько ниже расчетной.

Характер расхождений опытных и теоретических величин N_e для III группы образцов из автоклавного бетона мало отличался от рассмотренных выше. Однако для образцов прямоугольного сечения IV группы расчет дал завышенные по сравнению с опытными значения несущей способности во всей области рассмотренных эксцентриситетов. Для двутавровых сечений подобное явление наблюдалось при эксцентриситетах, превышавших 0,9—0,95 h_0 .

Расхождения между опытными и теоретическими значениями несущей способности вызваны различием в характере между опытными зависимостями N_e от эксцентриситета и заданными формулами методики СНиП.

Таким образом, методику СНиП необходимо пересмотреть и приблизить результаты расчета к опытным данным. При этом должно быть учтено влияние особенностей структуры бетона на несущую способность.

В связи с этим важно иметь характеристику, которая позволяла бы оценивать эти особенности бетона при внецентренном сжатии. В наших опытах было показано, что для высокопрочных бетонов наибольшее расхождение в характере опытных кривых относительной несущей способности наблюдается при физическом ядровом эксцентриситете (см. рис. 2).

Это значение относительной несущей способности $\frac{N_{e6} e_6}{R_{np} b h_0^2}$ (назовем ее k_{61}) и может быть принято за характеристику свойств бетона. Для прямоугольного сечения из бетонов марок 600—900 значение $k_{61} = 0,45—0,5$ свидетельствует о высоких неупругих свойствах бетона, тогда как $k_{61} = 0,3—0,35$ характеризует бетон как хрупкий.

Значения характеристики k_{61} могут быть легко определены при испытании бетонных призм или железобетонных колонн с физическим ядровым эксцентриситетом.

Выше было показано, что между характеристикой k_{61} и границей R_T^0 существовала определенная зависимость, поэтому по мере накопления опытных данных в качестве характеристики свойств бетона при внецентренном сжатии можно будет использовать также значение R_T^0 .

Исследовалась также граница между I и II случаями внецентренного сжатия для сечений из высокопрочных бетонов. В качестве граничной характеристики использовались относительные сатических моментов $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ и высота сжатой зоны с условной прямоугольной эпюрой напряжений $\xi_{гр}$, при которых во время разрушения сжатого бетона растянутая арматура достигала деформаций, соответствующих началу текучести. В опытах был принят следующий метод определения границы. Колонны испытывались с разными эксцентриситетами в области II случая. При разрушающей нагрузке замерялись деформации арматуры А, что позволило построить зависимости $\epsilon_{ап} = \frac{e}{h_0}$. По этим кривым, зная деформации начала текучести арматуры любого класса стали, не превышающего принятый в опытных образцах, можно найти граничный эксцентриситет для данного процента армирования и формы сечения. Затем на соответствующем графике (см. рис. 2) при этом эксцентриситете определялось граничное значение $N_6 e_6$. Затем определение $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ и $\xi_{гр}$ по методике СНиП не представляло трудностей; например, для прямоугольного сечения:

$$\frac{\bar{S}_6}{S_0} = \frac{N_6 e_6}{R_n S_0} \quad (1)$$

и

$$\xi_{гр} = 1 - \sqrt{1 - \frac{\bar{S}_6}{S_0}} \quad (2)$$

Полученные таким образом значения $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ и $\xi_{гр}$ приведены в табл. 2.

Таблица 2

Граничные значения \bar{S}_6/S_0 и $\xi_{гр}$ для сечений из бетона естественного и автоклавного твердения

R в кг/см ²	Класс стали	Прямоугольное сечение $\mu=0,4\%$			Двутавровое сечение $\mu=0,7\%$					$\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ пр	$\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ дв	$\xi_{гр}$ пр	$\xi_{гр}$ дв
		$\xi_{огр}$	$\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ пр	$\xi_{гр}$	дв $\xi_{огр}$	$\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ пр	дв $\xi_{гр}$	дв $\xi_{гр1}$	дв $\xi_{гр2}$				
Бетон естественного твердения													
800	A-I	0,72	0,75	0,50	0,67	0,81	0,45	0,59	0,49	0,92	0,84	1,0	
	A-II	0,62	0,68	0,43	0,59	0,78	0,40	0,51	0,45	0,87	0,84	0,96	
	A-III	0,57	0,62	0,38	0,52	0,74	0,35	0,46	0,41	0,83	0,83	0,94	
	A-IV	0,36	0,45	0,26	—	—	—	—	—	—	—	—	—
920	A-I	0,71	0,72	0,47	0,68	0,78	0,40	0,53	0,46	0,92	0,88	1,01	
	A-II	0,62	0,65	0,41	0,57	0,74	0,33	0,45	0,39	0,89	0,92	1,06	
	A-III	0,55	0,60	0,37	0,50	0,70	0,29	0,40	0,35	0,85	0,91	1,04	
	A-IV	0,35	0,43	0,24	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Бетон автоклавного твердения													
604	A-I	0,65	0,53	0,31	0,65	0,70	0,33	0,38	0,34	0,76	0,82	0,91	
	A-II	0,57	0,48	0,28	0,56	0,66	0,28	0,34	0,29	0,73	0,82	0,87	
	A-III	0,50	0,44	0,25	0,50	0,64	0,26	0,31	0,27	0,69	0,81	0,93	
773	A-I	0,69	0,54	0,32	0,69	0,70	0,33	0,41	0,35	0,77	0,78	0,91	
	A-II	0,59	0,50	0,29	0,59	0,67	0,30	0,36	0,33	0,75	0,81	0,88	
	A-III	0,52	0,46	0,26	0,53	0,64	0,26	0,32	0,27	0,72	0,81	0,96	

Примечания: 1. При определении \bar{S}_6/S_0 для двутавровых сечений площадь свесов учтена полностью.
2. $\xi_{гр1}$ вычислялась без учета площади сжатых свесов, принимавшейся в расчетах с коэффициентами 0,8.
3. $\xi_{гр2}$ определялась, как и предыдущая, только площадь свесов бралась с коэффициентом 0,9.

В связи с тем, что процент армирования практически не влиял на величину граничных характеристик $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$, последние для колонн из бетона естественного твердения даны для каждой формы сечения только для одного значения μ .

На границу влияла прочность бетона. Так, увеличение прочности на 15% приводило к сжигению граничных значений $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ на 7%.

На $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ также заметное влияние оказывает предел текучести арматуры. Наиболее близко к значениям $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$, найден-

ным ранее интерполяцией, подходят граничные отношения, полученные для сечений, армированных сталью класса А-III. При переходе от стали класса А-III к стали А-I значения $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$ увеличиваются примерно на 20%, а при переходе к стали А-IV уменьшаются почти на 30%.

Для двутавровых сечений принятые в качестве границы отношения статических моментов приводит к значительному расхождению полученных величин и граничных значений $\frac{\bar{S}_6}{S_0}$, найденных для прямоугольных сечений. Лучшее совпадение с результатами опытов получается, если использовать для этой цели высоту сжатой зоны, одинаковую для обеих форм сечения. Подсчеты показали, что напряжения на свесах в этом случае можно принимать равными не $0,8 R_n$ (как это принято в СНиП для бетонов марок до 600), а $0,9 R_n$. Это объясняется тем, что близкая к треугольной эпюра напряжений, характерная для высокопрочных бетонов, позволяет в двутавровом сечении получить относительно увеличение несущей способности по сравнению с двутавровым сечением из бетонов обычных марок.

При близких прочностях бетона граничные характеристики автоклавных колонн оказались значительно ниже по сравнению с образцами из бетона естественного твердения. Причиной, является различие в структуре бетона, проявляющееся

через изменение характеристик эпюры напряжений. Чтобы оценить влияние формы эпюры напряжений на граничное значение $\xi_{гр}$, рассмотрим прямоугольное сечение, разрушившееся на границе. В этом случае из уравнений равновесия не трудно определить для условной прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{гр} = \frac{N_{гр} - \sigma_{a.c} F'_a + \sigma_{a.t} F_a}{R_n b h_0} \quad (3)$$

Несущая способность также может быть определена через условный коэффициент полноты эпюры напряжений и опытную высоту сжатой зоны

$$N_{гр} = R_n b h_0 \xi_{огр} \omega + \sigma_{a.c} F'_a - \sigma_{a.t} F_a \quad (4)$$

$$\text{где} \quad \omega = \frac{N - \sigma_{a.c} F'_a + \sigma_a F_a}{R_n \cdot b \cdot x_0}$$

Подставив в уравнение (3) значение $N_{гр}$ из уравнения (4) получаем зависимость:

$$\xi_{гр} = \xi_{огр} \omega \quad (5)$$

Результаты исследований показали, что относительная высота сжатой зоны, замеренная в опытах ($\xi_{огр}$) у колонн из автоклавного бетона, была несколько ниже (на 5—10%), чем в образцах из бетона естественного твердения. Однако основное влияние на граничное значение $\xi_{гр}$ оказал коэффициент полноты эпюры ω , полученный из условий равновесия, который у автоклавных колонн 4-й группы был меньше почти на 20% по сравнению с образцами из бетона естественного твердения.

Выводы

На несущую способность внецентренно сжатых колонн из высокопрочного бетона заметное влияние оказывает структура бетона.

Расчет испытанных колонн на прочность по методике, приведенной в СНиП для марок бетона 500—600, в ряде случаев дал значительные отклонения от опытных значений.

Физическая граница между первым и вторым случаями внецентренного сжатия зависит помимо прочности бетона также от предела текучести арматуры и структуры бетона.

В помощь проектировщику

УДК 721.011.25.001.24

Расчет многоэтажных зданий из объемных блоков

Д-р техн. наук П. Ф. ДРОЗДОВ

Распространенное мнение о том, что здание из объемных блоков в отношении расчета подобно крупнопанельному несправедливо для многоэтажных зданий высотой 12—20 этажей. Такое здание образуется столбами объемных блоков, связанными между собой податливыми связями. Последние допускают различные по величине и направлению перемещения смежных столбов, причем эти перемещения гораздо более независимы, чем перемещения панельных столбов в крупнопанельном здании. Это объясняется тем, что в здании из объемных блоков нет жестких дисков перекрытий, объединяющих весь этаж в целом; здесь перекрытия жестки только в пределах данного объемно-блочного столба, а между столбами связь осуществляется податливыми сварными соединениями. В соответствии с этим, расчетную модель многоэтажного здания из объемных блоков представим в виде группы отдельных объемно-блочных столбов, объединенных связями. На рис. 1 в общем объеме здания выделен один из таких столбов.

Межстолбовые связи в здании из объемных блоков устанавливаются обычно в горизонтальных швах между блоками (рис. 2). Это вынуждает делать такие связи плоскими и определяет их работу как элементов, способных воспринимать

растяжение — сжатие и сдвиг в горизонтальной плоскости, но не оказывающих существенного сопротивления изгибу и сдвигу в вертикальных плоскостях.

Сопротивление связей сдвигу в горизонтальном направлении не является случайным результатом их формы, оно необходимо для уменьшения взаимных горизонтальных сдвигов столбов по вертикальным швам, пересекающим все здание.

Податливость связей должна быть определена экспериментально с учетом фактических условий прикрепления к блоку, степени заземления, рабочей длины связи и других факторов, индивидуальных для каждой конкретной конструкции. В общем случае, податливость связей будет, очевидно, описываться нелинейной диаграммой $p-\delta$. При отсутствии экспериментальных данных можно принимать с некоторым приближением, как это сделано в данной статье, что связи линейно-упруги, т. е. подчиняются закону Гука.

Как в расчетах составных стержней [1] и крупнопанельных зданий [2], будем полагать эти связи непрерывно распределенными по высоте столба объемных блоков. Такое допущение удобно для расчета и не вносит заметной погрешности в результаты расчета для зданий высотой 9 и более этажей.

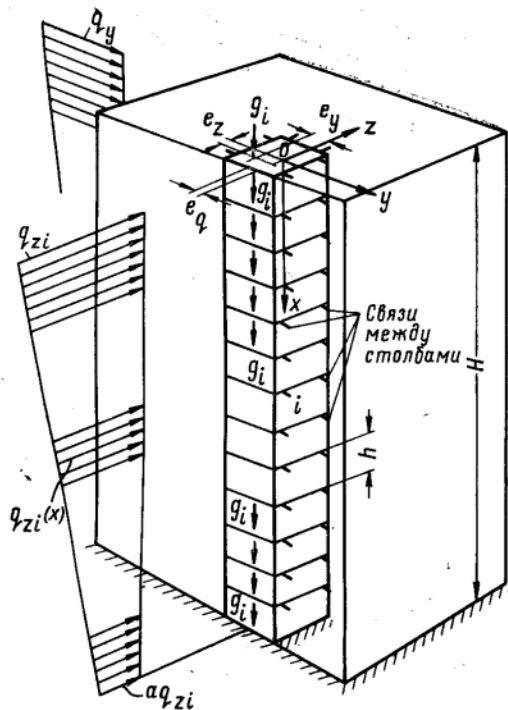


Рис. 1. Расчетная модель объемно-блочного многоэтажного здания

Столбы объемных блоков могут располагаться вплотную один к другому или на некотором расстоянии, заполняемом панелями-вкладками (см. рис. 2). Если связь между столбами осуществляется через панели-вкладки, то должна учитываться суммарная податливость в соответствующем направ-

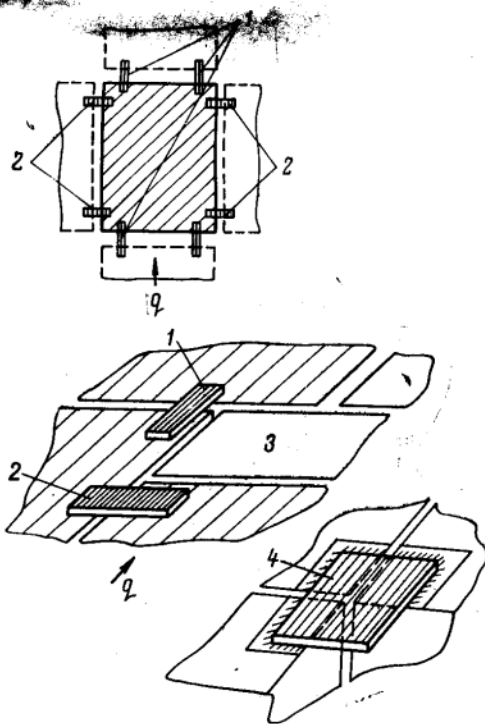


Рис. 2. Связи между объемно-блочными столбами: 1 — работающие на растяжение-сжатие; 2 — работающие на сдвиг в горизонтальной плоскости (при нагрузке, показанной на рисунке); 3 — панель-вкладка; 4 — вариант совмещенной связи

лений связей и панелей-вкладок. Внешними нагрузками для столба объемных блоков являются горизонтальные и вертикальные нагрузки, приложенные непосредственно к данному столбу (см. рис. 1).

Горизонтальные нагрузки предполагаются распределенными по закону трапеции, а вертикальные — равномерно распределенными по высоте столба, что вытекает из однотипности всех этажей здания. Так как все эти нагрузки действуют, как правило, эксцентрично, то их влияние вызывает пространственное перемещение столба блоков. Свободному пространственному перемещению отдельного столба мешают межстолбовые связи, которые поэтому оказываются нагруженными и вовлекают в работу соседние столбы.

Таким образом, при нагружении хотя бы одного столба блоков объемно-блочное здание в целом получает пространственную деформацию и все его несущие элементы участвуют в сопротивлении этому нагружению. Полное пространственное перемещение рассматриваемого столба под действием внешних нагрузок и усилий в связях складывается из изгиба в плоскостях XU и XZ , кручения вокруг оси центров изгиба столба, плоского перемещения поперечных сечений в направлении оси X и деформации этих сечений около плоскости YZ . Согласно сформулированной выше предпосылке о работе межстолбовых связей перемещения в направлении оси X совершаются без сопротивления связей и могут быть найдены независимо для каждого столба исходя из вертикальных (осевых) нагрузок, действующих непосредственно на данный столб. Остальные перемещения зависят друг от друга и от усилий в связях. Условия взаимозависимости этих величин могут быть представлены с учетом [3] системой дифференциальных уравнений (рис. 3):

$$EI_{yi} \xi_i^{IV} = q_{zi} + \sum_{k=1}^l r_{ik} + \sum_{j=1}^m p_{ij} \quad (1)$$

$$EI_{zi} \eta_i^{IV} = q_{yi} = \sum_{k=1}^l p_{ik} + \sum_{j=1}^m r_{ij}; \quad (2)$$

$$EI_{\omega i} \theta_i^{IV} - GI_{\omega i} \theta_i^{II} - \sum_{k=1}^l \frac{c_{ik}^2 \Phi_{ik}}{2} (\theta_i - \theta_k) - \sum_{j=1}^m \frac{c_{ij}^2 \Phi_{ij}}{2} (\theta_i - \theta_j) = m_i^0 + \sum_{k=1}^l r_{ik} b_{ik} + \sum_{j=1}^m r_{ij} b_{ij}, \quad (3)$$

где $i=1,2,\dots,n$ — порядковый номер и общее число объемно-блочных столбов в здании;

$\xi_i(x), \eta_i(x)$ — перемещения центров изгиба сечения X столба i — в направлении координатных осей Z и Y ;

$EJ_{yi}, EJ_{zi}, EJ_{\omega i}, GI_{\omega i}$ — экваториальные, секториальная и крутильная жесткости столба i ;

$q_{zi}(x), q_{yi}(x)$ — интенсивность горизонтальной нагрузки, действующей на столб i в направлении осей Z и Y ;

$\theta_i(x)$ — угол поворота в плане сечения X столба i ;

$k=1,2,\dots,l$ — порядковый номер и общее число столбов, примыкающих к столбу i в направлении оси $\pm y$;

$j=1,2,\dots,m$ — то же, в направлении оси $\pm z$;

$r_{ik}(x)$ — погонное по высоте столба суммарное усилие сдвига во всех связях, расположенных в одной горизонтальной плоскости в шве между столбами блоков i и k ;

$p_{ij}(x)$ — погонное по высоте столба суммарное усилие растяжения-сжатия во всех связях, расположенных в одной горизонтальной плоскости в шве между столбами блоков i и k ;

Φ_{ik} — коэффициент осевой податливости одной связи между столбами i и k , определяемый экспериментально или принимаемый равным

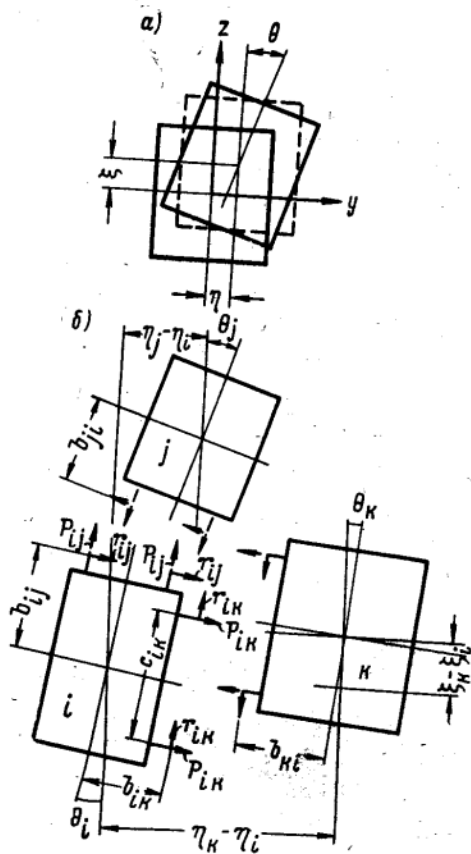


Рис. 3. Схемы перемещений
а — столба блоков; б — группы смежных столбов (швы между столбами условно расширены, чтобы показать усилия в связях)

$$\Phi_{ik} = \left(\frac{EF}{lh} \right)_{ik}; \quad (4)$$

EF — модуль упругости и площадь поперечного сечения связи;
 l — длина связи, подвергающаяся растяжению или сжатию;

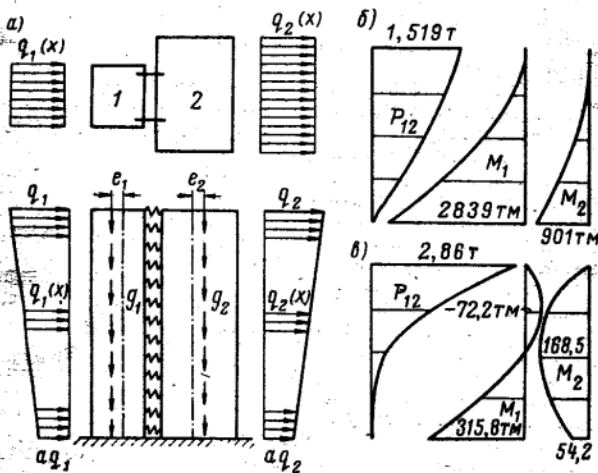


Рис. 4. Совместная работа двух объемно-блочных столбов
а — расчетная схема нагрузки; б — эпюры моментов и усилий в связях от горизонтальной нагрузки; в — то же, от внешней вертикальной нагрузки

h — расстояние между связями по высоте здания (обычно — высота этажа);
 m_1^0 — погонный по высоте столба крутящий момент от внешней нагрузки, приложенной к столбу i ;

римские верхние индексы при переменных ξ , η и θ обозначают порядок дифференцирования по x , остальные обозначения понятны из рис. 3.

Если исключить из системы уравнений (1) — (3) усилия в связях r и p , то она будет содержать по три неизвестных функции (ξ , η , θ) для каждого столба, т. е. всего $3n$ неизвестных. Число уравнений в этой системе также равно $3n$.

Входящие в уравнения (1) — (3) усилия в связях r и p легко выразить согласно рис. 3 через основные неизвестные перемещения:

$$r_{ik} = 2\Phi_{ik}^c (\xi_k - \xi_i + \theta_k b_{ki} + \theta_i b_{ik}); \quad (5)$$

$$p_{ik} = 2\Phi_{ik} (\eta_k - \eta_i); \quad (6)$$

$$r_{ij} = 2\Phi_{ij}^c (\eta_j - \eta_i - \theta_j b_{ji} - \theta_i b_{ij}); \quad (7)$$

$$p_{ij} = 2\Phi_{ij} (\xi_j - \xi_i), \quad (8)$$

где Φ_{ik}^c , Φ_{ij}^c — коэффициент сдвиговой податливости одной связи между столбами, соответственно $i-k$ или $i-j$ определяемый из опыта или принимаемый равным

$$\Phi_{ik}^c = \frac{GF}{1,2lh}. \quad (9)$$

Подставив (5) — (8) в (1) — (3), получим систему $3n$ дифференциальных уравнений четвертого порядка, содержащую в качестве неизвестных только искомые функции перемещений ξ_i , η_i , θ_i . Нетрудно видеть, что в случае $\theta=0$ уравнения (1)

и (2) разделяются и могут решаться независимо. Например, для двух объемно-блочных 14-этажных столбов, показанных на рис. 4, получим из (2) уравнение балки на упругом основании:

$$EI_{z1} \eta_1^{IV} = q_1 + 2\Phi_{12} (\eta_2 - \eta_1).$$

Дважды дифференцируя это уравнение и заменяя

$$\eta_1^{II} = -\frac{M_1}{EI},$$

найдем

$$M_1^{IV} = 2\Phi_2 \left(\frac{M_2}{B_2} - \frac{M_1}{B_1} \right), \quad (10)$$

$$\text{где } M_2 = M^0 - M_1. \quad (10a)$$

M^0 — полный момент от всей внешней нагрузки, приходящейся на всю несущую систему;

$$M^0 = -\frac{qx^2}{2} \left(1 + \frac{a-1}{3H} x \right) + \sum \frac{g_i e_i}{h} x; \quad (11)$$

$$q = q_1 + q_2; \quad (11a)$$

B_1 , B_2 и ΣB — экваториальные жесткости EJ столбов 1 и 2 и сумма этих жесткостей.

После простых преобразований имеем

$$M_1^{IV} + \frac{2\Phi_{12}\Sigma B}{B_1 B_{2,1}} M_1 = \frac{2\Phi_{12}}{B_2} M^0. \quad (12)$$

Решая (12) совместно с граничными условиями:

$$M(0) = 0; \quad M^I(0) = \frac{ge}{h}; \quad M^{II}(H) = -aq;$$

$$M^{III}(H) = \frac{1-a}{H} q, \quad (13)$$

получим значение момента в любом сечении столба 1:

$$M_1(x) = \bar{f} C_1 + \bar{e} C_2 + \bar{b} C_3 + \frac{M^0 B_1}{\Sigma B}. \quad (14)$$

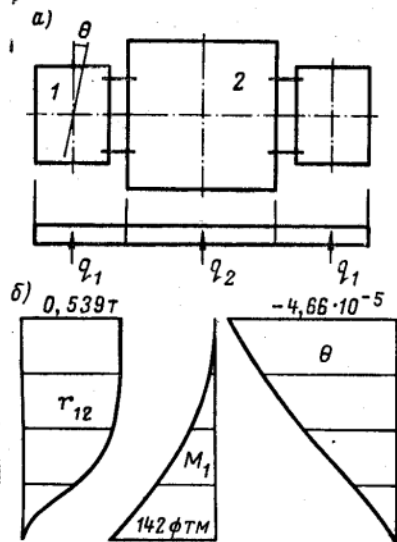


Рис. 5. Работа группы объемно-блочных столбов на изгиб и кручение
 а — план; б — эпюры: сдвигающего усилия в связях, угла закручивания крайних столбов, момента в крайнем столбе

где $C_1 = D - C_3$;

$$C_3 = \frac{(f+b)A + dB + [(e-d)d + (b-f)b]D}{b^2 - f^2 - 2d^2};$$

$$C_2 = \frac{1}{d} [(f+b)C_3 + A - bD];$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{f} &= \operatorname{ch} \mu x \sin \mu x \\ \bar{g} &= \operatorname{ch} \mu x \cos \mu x \\ \bar{d} &= \operatorname{ch} \mu x \cos \mu x \\ \bar{e} &= \operatorname{sh} \mu x \sin \mu x \end{aligned} \right\} (f, b, d, e \text{ имеют те же значения, но при } x = H);$$

$$A = \frac{a}{2\mu^3} \left(\frac{qB_1}{\Sigma B} - q_1 \right);$$

$$B = \frac{a-1}{2H\mu^3} \left(\frac{qB_1}{\Sigma B} - q_1 \right);$$

$$D = \frac{q_1 e_1 B_2 - g_2 e_2 B_1}{h\mu \Sigma B};$$

$$\mu = \sqrt[4]{\frac{\Phi_{12} \Sigma B}{2B_1 B_2}}.$$

Зная $M_1(x)$ находим по формуле (10) $M_2(x)$, а затем определяем из (2) усилия в связях:

$$r_{12}(x) = -M_1^{II}(x) - q_1(x). \quad (15)$$

Пример 1. На рис. 4,б и 4,в показаны эпюры моментов и усилий в связях для рассмотренной объемно-блочной системы соответственно от горизонтальной и вертикальной нагрузок при следующих численных данных:

$$2\Phi_{12} = 800 \text{ т/м}^2; \quad B_1 = 50,1 \text{ Е тм}^2; \quad B_2 = 14,8 \text{ Е тм}^2;$$

$$E = 1,5 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2;$$

$$q_1 = q_2 = 2,57 \text{ т/м}; \quad H = 42,8 \text{ м}; \quad a = 0,371;$$

$$\frac{g_1 e_1}{h} = -19,38 \text{ т}; \quad \frac{g_2 e_2}{h} = 27,9 \text{ т}.$$

В данном случае эксцентриситеты вертикальных нагрузок имеют разные знаки и потому моменты в столбах от этих нагрузок оказались не очень большими. В неблагоприятных случаях эти моменты могут быть значительно большими и даже превосходить по величине моменты от ветра.

Пример 2. Если здание симметрично в плане и находится под действием нагрузок, которые приводятся к силе и моменту, лежащим в плоскости симметрии здания, то этажи такого здания будут в целом смещаться поступательно, но в отдельных столбах объемных блоков помимо поступательного смещения может возникнуть и кручение. Такова, например, система из трех объемно-блочных столбов, план которой показан на рис. 5,а; средний столб не испытывает кручения, а крайние поворачиваются на угол $\theta(x)$.

Рассматриваемая система состоит из блоков, имеющих замкнутый в плане контур, поэтому деформация при кручении отсутствует. Кроме того, в этой системе нет связей в направлении оси Z и нет нагрузки в направлении y, ввиду этого система (1) — (3) с учетом (5) принимает вид:

$$\left. \begin{aligned} B_{y1} \xi_1^{IV} &= q_1 + r_{12}; \\ GI_{dt} \theta_1^{II} + \frac{c_{12}^2 \Phi_{12}}{2} \theta_1 &= r_{12} b_{12}. \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

В качестве третьего уравнения используем (5);

$$r_{12} = 2\Phi_{12}^c (\xi_2 - \xi_1 + \theta_1 b_{12}).$$

Выражая ξ через M и учитывая (10), получаем систему трех дифференциальных уравнений второго порядка:

$$\left. \begin{aligned} M_1^{II} &= -(q_1 + r_{12}); \\ GI_{dt} \theta_1^{II} + \frac{c_{12}^2 \Phi_{12}}{2} \theta_1 &= r_{12} b_{12}; \\ r_{12}^{II} &= 2\Phi_{12}^c \left(\frac{2B_1 + B_2}{B_1 B_2} M_1 - \theta_1^{II} b_{12} - \frac{M^0}{B_2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Граничные условия:

$$\left. \begin{aligned} M_1(0) = M_1^I(0) &= 0; \quad r_{12}(H) = r_{12}^I(H) = 0; \\ \theta_1(H) = \theta_1^I(H) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Краевая задача (17) — (18) может быть решена различными приемами, например, в конечных разностях. Эпюры, полученные таким путем, приведены на рис. 5,б¹. Исходные данные те же, что и в первом примере. Интересно отметить, что при неучете кручения сдвигающие усилия в связях получаются почти втрое большими (1,519 т вместо 0,539 т на 1 пог. м), но зато в результате кручения в связях создаются также и осевые усилия, которые легко вычисляются по уже найденному углу закручивания. Например, в случае двух связей в шве:

$$\pm t = \theta \frac{c_{12}}{2} \left(\frac{EF}{lh} \right)_{\text{св}}. \quad (19)$$

В данном примере $t = \pm 1,27 \text{ т/м}$ вверху здания, а распределение его по высоте соответствует эпюре θ (рис. 5,б).

Выводы

В объемно-блочном здании отдельные столбы объемных блоков под воздействием внешней нагрузки и усилий в межстолбовых связях подвергаются косому внецентренному сжатию и стесненному кручению.

Усилия, действующие в элементах отдельного блока, могут быть найдены из расчета всего здания, как пространственной несущей системы. Для этого во многих случаях может быть использована предложенная здесь расчетная модель, схематизирующая конструкцию объемно-блочного здания с несущими блоками. Предложенный метод расчета позволяет найти все усилия и перемещения пространственной несущей системы объемно-блочного здания с точностью, отвечающей достоверности, принятых предположений.

Жесткость на кручение для замкнутого контура поперечного сечения объемно-блочного столба в сотни раз больше, чем для открытого, поэтому в зданиях из блоков типа козпак (или стакан) межстолбовые связи будут меньше нагружены и общая жесткость всей несущей системы будет гораздо большей, чем в зданиях из блоков типа труба. Для зданий боль-

¹ Вычисления в обоих примерах выполнены инженерами Н. М. Машинным и А. Ю. Родиной на ЭВМ Урал-II в МИСИ им. В. В. Куйбышева.

шой этажности, монтируемых из блоков типа труба, по-видимому, следует признать обязательным введение в несущую систему нескольких объемно-блочных столбов, имеющих замкнутый контур поперечного сечения. Такие столбы будут служить устоями, обеспечивающими жесткость всего здания на кручение, подобно тому, как вертикальные диафрагмы в свеевом каркасе обеспечивают его изгибную жесткость.

Для столбов, образуемых блоками с открытым контуром (труба), в расчетных уравнениях можно с небольшим приближением пренебрегать сопротивлением чистому кручению, полагая в (3) второй член равным нулю; для столбов из блоков с замкнутым контуром можно в (3) опускать первый член, переходя к системе уравнений второго порядка (17), как это показано во втором примере.

Дальнейшими задачами в расчетах многоэтажных объемно-блочных зданий являются: расчеты на устойчивость с учетом изгибно-крутильной формы; учет проемов и разной деформативности отдельных участков поперечного сечения столба блоков; экспериментальное исследование сдвиговой и осевой податливости межстолбовых связей (а также совершенствование их конструкций); учет нелинейной работы связей и т. д.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ржаницын А. Р. Теория составных стержней строительных конструкций. Госстройиздат, 1948.
2. Дроздов П. Ф., Себекин И. М. Проектирование крупнопанельных зданий. Стройиздат, 1967.
3. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни. Физматгиз, 1959.

Информация

УДК 691:620.1

23-я сессия Исполкома РИЛЕМ

Доктора техн. наук К. Д. НЕКРАСОВ (НИИЖБ), Ю. М. ИВАНОВ (ЦНИИСК)

В сентябре 1969 г. в Бухаресте состоялась 23-я сессия Исполкома Международного союза лабораторий по испытанию материалов и конструкций — РИЛЕМ. В работе Исполкома приняли участие представители 25 стран: Англии, Аргентины, Бельгии, Венгерской Народной Республики, Германской Демократической Республики, Голландии, Дании, Израиля, Испании, Италии, Народной Республики Болгарии, Норвегии, Польской Народной Республики, Португалии, Социалистической Республики Румынии, Советского Союза, Соединенных Штатов Америки, Финляндии, Франции, Федеративной Республики Германии, Чехословацкой Социалистической Республики, Швейцарии, Швеции, Социалистической Федеративной Республики Югославии и Японии.

На сессии были обсуждены результаты работы союза за год, вопросы структуры, деятельности и план работы РИЛЕМ на период 1970—1972 гг. Большое внимание было уделено обсуждению некоторых изменений устава союза, порядка работы технических комиссий и координации их деятельности как внутри союза, так и со смежными международными организациями. Было заслушано сообщение г-на Мочадо (Аргентина) о деятельности латино-американской группы РИЛЕМ, объединяющей 16 стран Южной и Центральной Америки.

Сессия рассмотрела вопрос об улучшении деятельности РИЛЕМ. На предыдущих сессиях для выработки предложений была создана специальная консультативная группа под председательством доктора Плюма (Дания), которая предложила сосредоточить основное внимание на проблемах науки о материалах для конструкций и инженерной практики их использования в строительстве с тем, чтобы превратить РИЛЕМ в международный форум для широкого обмена информацией по этим проблемам, являющимися в настоящее время основными для прогресса строительства. При этом на первом плане в деятельности

всех звеньев РИЛЕМ должны быть следующие вопросы: глубокие исследования строения материалов, связь свойств материалов с их структурой, изучение долговечности материалов, и как следствие — рациональное производство и применение материалов и конструкций с учетом требований технической эффективности, долговечности и экономичности.

Это предложение, после внесения в него ряда уточнений, в результате широкого обсуждения получило положительную оценку подавляющего большинства представителей стран-участниц и было одобрено Исполкомом.

Были заслушаны отчеты о работе технических комиссий, которые рассмотрели следующие вопросы:

1) по арматуре обычного и предварительно напряженного железобетона изучались подверженность арматуры коррозии, методы испытания сцепления арматуры с бетоном, сопротивление усталости, испытания на трещиностойкость железобетона и др.;

2) по статистическому контролю качества бетона была разослана анкета о требованиях и приемочных испытаниях бетона в разных странах и начато обобщение полученных ответов, изучался процент допустимых отклонений от номинальной прочности данных приемочных испытаний бетона, хотя существенное значение для оценки качества бетона имеют его испытания на долговечность; решено пока ограничить работу комиссии вопросом конструктивной прочности бетона;

3) по применению синтетических смол в строительстве изучалась возможность использования их в качестве клея, мастика и синтетических покрытий, вопросы качества клееных элементов из разных материалов, покрытий для защиты арматуры от коррозии, методов испытания на долговечность, включая качественные и количественные признаки оценки, испытания на старение, факторы ускорения

испытаний и сравнение различных методов;

4) по бетонированию в жарком климате рассмотрено влияние жаркого климата на реологические свойства растворной и бетонной смеси и на свойства бетона, включая величину усадки, образование усадочных трещин, прочность и ползучесть.

Делегацией Госстроя СССР было сообщено Исполкому РИЛЕМ, что в соответствии с решением 22-й сессии Исполкома организационной группой в составе представителей трех стран — доктора М. Вальда (ЧССР), проф. К. Некрасов (СССР) и дипл. инж. Э. Кунч (ГДР) в 1969 г. была проведена работа по подготовке организации технической комиссии «Жаростойкие бетоны».

На проходившей в Советском Союзе в июле 1969 г. в Волгограде национальной конференции по жаростойким бетонам, на которой присутствовали 14 специалистов от шести стран, было проведено расширенное заседание организационной группы и поддержано предложение рекомендовать РИЛЕМ в качестве председателя технической комиссии по жаростойким бетонам доктора М. Вальда (ЧССР). Была также рассмотрена направленность в деятельности этой комиссии и программа работ на ближайшие три года.

Одновременно с этим было высказано пожелание при проведении в Дрездене (ГДР) международной конференции по жаростойким бетонам, на заседании технической комиссии РИЛЕМ обсудить вопрос о возможности проведения в ЧССР в 1971 г. симпозиума по жаростойким бетонам, а также предварительной программы работы этого симпозиума.

Исполкомом РИЛЕМ была утверждена техническая комиссия по жаростойким бетонам в следующем составе: доктор М. Вальд (ЧССР) — председатель, проф. К. Некрасов (СССР), дипл. инж. Э. Кунч (ГДР), проф. Лекривэн (Фран-

ния), доктор Тройер (Австрия) и доктор Таубер (Австралия).

Была заслушана программа работ комиссии по исследованию пористости строительных материалов, в которой намечено подготовить перечень существующих методов с указанием их преимуществ и недостатков и определить проблемы, для решения которых необходимо изучение пористости, а также сообщение о международных симпозиумах РИЛЕМ, состоявшихся в истекшем году по долговечности бетона (Прага, сентябрь), методологии испытания конструкций на моделях и в натуральную величину (Бухарест, сентябрь) и о переносе симпозиума по зимнему бетонированию на 1971 г. с проведением его в Канаде.

Большой интерес представило обсуждение тем и программ будущих международных симпозиумов РИЛЕМ, из которых предположены:

Симпозиум по применению метода статистического анализа и оптимизации с помощью электронных вычислительных машин (ЭВМ) к оценке качеств строительных материалов и определению технологических параметров их производства в Копенгагене (Дания) в 1971 г.

В программе симпозиума отмечено, что ЭВМ является весьма перспективным инструментом для автоматического управления технологическими процессами производства строительных материалов, равно как и для обработки и обобщения получаемых данных при разнообразных испытаниях материалов и конструкций. Развитие этого обещающего направления становится возможным, благодаря тесному контакту между специалистами по вычислительной математике, статистике и материаловедению, поскольку необходимые программы для ЭВМ основаны на новых методах анализа моделей развития и математической оптимизации, применяемых к науке о материалах и их строении. Симпозиум, по мысли его организаторов, позволит встретиться указанным специалистам и установить современное состояние и возможности дальнейшего прогресса в данной области.

На симпозиуме намечено рассмотреть следующие основные темы:

- 1) принципы управления производственными процессами с помощью ЭВМ;
- 2) статистические модели и методы решения задач, поставленных в п. 1;
- 3) оптимизация при автоматическом управлении технологическими операциями;
- 4) применение ЭВМ в исследовании материалов, проверке их структурных моделей и натуральных испытаниях;
- 5) моделирование с помощью ЭВМ, как исследовательский метод;
- 6) приемочные испытания и выбор наиболее экономичных материалов;
- 7) проектирование синтетических материалов.

Симпозиум по установлению критерия для надежного выбора материалов в заданных условиях службы конструкций РИЛЕМ намечает организовать совместно с Американским Обществом Испытания Материалов в Филадельфии в 1972 г.

В обосновании проведения данного симпозиума отмечается, что выбор материала для конструкций часто не является всесторонне оправданным. Между

тем в результате исследований и технического прогресса имеются возможности, с одной стороны получения материалов самых разнообразных качеств, с другой — прогноза службы материала в заданных условиях. Ввиду этого для наилучшего осуществления выбора материала следует установить наиболее существенные для практики критерии, которые могли бы быть использованы при назначении материалов, наиболее пригодных как с технической, так и экономической точек зрения.

Намечасмый симпозиум имеет целью обсудить возможные в настоящее время подходы к решению поставленной проблемы выбора материалов с применением количественных показателей и новой техники испытаний, измерений и оценки экспериментальных данных.

Программа симпозиума предусматривает рассмотрение следующих вопросов: а) установление количественных критериев выбора материалов; б) проектирование новых материалов; в) применение моделирования, включая использование ЭВМ; г) совместность разных материалов; д) связь между поведением материала и экономикой; е) новая испытательная техника лабораторий и в натуре.

На сессии было также одобрено проведение следующих международных симпозиумов:

по долговечности бетона и коррозии арматуры в Праге (ЧССР) в 1971—1972 гг.

по долговечности каменной кладки, созываемый РИЛЕМ совместно с Международным Советом по строительству, по проблеме устойчивости тонкостенных конструкций в Буэнос-Айресе (Аргентина) в 1971 г.

по двух- и трехосному испытанию

твердых тел в Париже (Франция) в 1972 г.

На сессии состоялась дискуссия «за круглым столом» по весьма интересному докладу доцента К. Ионеску (СРР) о проблеме безопасности сооружений. Обсуждение по затронутым в докладе вопросам прошло оживленно; выступили представители ЧССР, СРР, ВНР, ПНР и СССР, т.е. социалистических стран, в которых эта проблема активно разрабатывается. В выступлении представителя СССР была подчеркнута принципиальная важность проблемы, отмечена выявляющаяся за последнее время тенденция перехода к общим коэффициентам запаса, синтезирующим используемые в настоящее время дифференцированные коэффициенты, а также применение в СССР метода расчета по предельным состояниям, который введен в нормы и проектную практику. В заключительном слове докладчик отметил большие достижения по этой проблеме в Советском Союзе.

На сессии был избран новый состав Бюро РИЛЕМ, в который вошли: проф. Лермит (Франция) — генеральный секретарь, проф. Амштутц (Швейцария), проф. Джангреко (Италия), доктор Коллина (Англия), доктор Симонссон (Швеция) и доктор Сторк (ЧССР). Г-н Фиккельсон (Франция) был утвержден помощником Генерального секретаря РИЛЕМ.

Сессией Исполкома по приглашению доктора Симонссона (Швеция) и доктора Бергстрема (Швеция) принято место созыва очередной 24-й сессии Исполкома РИЛЕМ в 1970 г. в г. Луде (Швеция). Была также обсуждена программа будущей сессии.

Президентом РИЛЕМ на 1969—1970 гг. выбран делегат Швеции доктор Вестлунд.

УДК 666.973.2

Всесоюзная конференция по легким бетонам

Центральное и Белорусское республиканское управления НТО стройиндустрии, министерство промышленности строительных материалов СССР, институт ВНИИжелезобетон МПСМ СССР и НИИЖБ Госстроя СССР во II кв. 1970 г. предполагают провести I Всесоюзную конференцию по легким бетонам в г. Минске.

На конференции будут заслушаны и обсуждены доклады и сообщения по следующим проблемам:

1. Состояние и перспективы развития производства легковесных конструкций.

2. Требования к пористым заполнителям для легких бетонов и их влияние на свойства легковесных смесей и затвердевших бетонов.

3. Особенности структурообразования и формирования прочности легких бетонов и их учет при подборе состава и выявления оптимальной технологии легких бетонов.

4. Физико-механические свойства легких бетонов и их учет при проектировании конструкций.

5. Пути повышения качества и снижения стоимости легковесных конструкций.

6. Техничко-экономическая эффективность и рациональная область применения легких бетонов в различных областях строительства.

Для участия в конференции приглашаются специалисты, работающие в области указанных проблем.

Лица и организации, желающие представить доклад или сообщение, должны направить в оргкомитет заявку с указанием названия доклада или сообщения, тезисы на 1 стр., сведения об авторах.

Корреспонденцию посылать по адресу: Москва, К-6, Каретный ряд, 10, ЦП НТО стройиндустрии, оргкомитет I Всесоюзной конференции по легким бетонам.

Центральное правление
НТО стройиндустрии

Содержание журнала „Бетон и железобетон“ за 1969 год

ПЕРЕДОВЫЕ СТАТЬИ

	№ журнала
Артамонов В. С. Повысить долговечность железобетонных опор	10
Выполнить план капитального строительства	2
Давыдов С. С. Направленное изменение свойств бетона и железобетона полимерами	5
Десов А. Е. Пути индустриального производства монолитного железобетона	9
Медведев В. М. Коррозия и защита бетона	4
• Михайлов К. В., Михайлов В. Г. О перспективах применения железобетона в 1971—1980 гг.	11
• О неразрушающих методах испытаний конструкций	7
Программа дальнейшего улучшения капитального строительства	8
Ускорение научно-технического прогресса — важнейшая задача	1

ТЕХНИЧЕСКИЙ ПРОГРЕСС. ЭКОНОМИКА

• Алексеев С. Н. Защита арматуры железобетонных конструкций от коррозии	4
Балатъев П. К., Кайсер Л. А. и др. Высокопрочные и особо быстротвердеющие цементы в производстве сборного железобетона	3
Гузеев Е. А. Долговечность железобетонных конструкций промышленных зданий с агрессивными средами	4
Данилов Н. Н., Саранча О. И., Тимошенко М. С. Возведение силосного корпуса элеватора в зимних условиях с применением инфракрасного прогрёва	1
Десов А. Е. Пути получения и область применения высокопрочного бетона	3
Драло Г. А. Задачи сельских строителей	2
Задачи научно-технического общества Стройиндустрии в осуществлении технического прогресса	1
Иванский Г. Б., Шиповский Н. П., Бовин Г. П. Мелкозернистый пневмобетон и его применение	1
Левин С. Н., Жодзишский И. Л. Состояние и перспективы развития производства и применения конструкций из ячеистых бетонов	6
Мамонтов И. И. Новая система планирования и экономического стимулирования на заводе «Баррикада»	2
Миронов С. А. Криология, твердение и технология зимнего бетона	12
• Михайлов К. В., Бердичевский Г. И. и др. Эффективность сборных железобетонных покрытий одноэтажных производственных зданий	3
• Москвин В. М., Булгакова М. Г. Итоги всесоюзного научно-технического семинара-совещания по защите строительных конструкций от коррозии	4
Топчий В. Д. Индустриализация опалубочных работ	9
• Фридман А. М., Бродский А. Я., Шерстнев А. В. Стандарт на сварные соединения арматуры железобетонных изделий и конструкций	6
• Шнейдерова В. В. Защита строительных конструкций полимерными покрытиями	4

ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ ОПЫТ

Абакумова Т. А., Львович Б. С. Электропрогрев бетонной смеси в цельнометаллических бункерах	11
• Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. и др. Антикоррозионная защита арматуры в электрическом поле высокого напряжения	10
Балатъев Т. Г., Вегенер Р. В. Использование электроэнергии для тепловой обработки железобетонных изделий	11
• Бердичевский Г. И., Носенко Н. Е. и др. Предварительно напряженные 12-метровые балки с отогнутой прядевой арматурой	10
Березовский Б. И. Бетонные и железобетонные работы в условиях Крайнего Севера	12
Васильев А. П., Крамарь В. Г. Инвентарная опалубка для возведения многоэтажных монолитных зданий	9
Васильев Б. Ф., Миц Ш. И. Образование пространственных каркасов для армирования сборных железобетонных конструкций промышленных зданий	1

	№ журнала
Вегнер Р. В., Ленский С. Е. О реализации режимов электропрогрева бетона в заводских условиях	11
Власов М. Н., Поспелов М. Б. Монолитный железобетон в строительстве жилых и общественных зданий	9
Герчиков Ю. М., Ханджи В. В. Мемориальный центр в Ульяновске	6
Данилов Б. П., Конусов И. М. и др. Стеновые ограждения из поризованных бетонов	8
Данилов Н. Н., Цыбикдиржиев В. Б. Термообработка бетона в щелевидных стыках колонн инфракрасным излучением	12
Дроздов К. С., Коробов В. И. Железобетонные резервуары для виноматериалов	1
Дронов Л. К., Петров Л. П. Обеспечение водостойкости железобетонных емкостей	1
• Еремеев Д. В., Багдасаров Г. С., Кретов В. И. Железобетонные конструкции зданий и сооружений Волжского автомобильного завода	9
Исаев В. С., Зельберберг С. Д., Сорочер В. И. Комплексные химические добавки в кассетной технологии производства железобетонных изделий	4
Клячин А. З., Катаев Г. Н. Совместная работа цементного раствора в стальной обойме при понижении температуры	12
Курбатов Л. Г. Полые армоцементные настилы треного сечения	6
Ломидзе Ш. А., Джапаридзе З. С., Квициридзе Д. И. Производство бетонных неармированных безнапорных труб средних и больших диаметров	5
Маломот И. К. Электрооборудование для испытаний раторов кассетных установок	6
Миронов С. А., Крылов Б. А. Применение электротермообработки изделий на заводах сборного железобетона	11
Мурзин В. А., Митгарц Л. Б. Повышение качества и точности размеров многослойных панелей перекрытий	6
Почкайлов М. И., Васильев Б. Г. Подпорные стены рациональной конструкции	9
Ройзман И. Б., Шамрай А. Т., Лобков М. Л. Инъектирование полимерными составами стыков и трещин в железобетонных конструкциях	9
Свердлов П. М. Технология изготовления обезличенных железобетонных колонн с приторочиванием анкеров	2
Совалов И. Г., Смирнов Б. А. и др. Групповой метод изготовления сборных железобетонных колонн	6
Сунгатуллин Я. Г., Науменко А. С., Коняхин В. Н. Эксплуатация предварительно напряженных железобетонных ферм с начальным искривлением нижнего пояса	2
• Филин А. П., Махновский Н. Ф. К применению стальных канатов в мостостроении	10
Фукзон С. Ю. Монтаж висячей оболочки покрытия цирка в Донецке	6
Хаятин И. Л. Устранение деформаций подкрановых балок	1
Шахнадарян С. Х., Саакян Р. О., Саакян А. О. Возведение зданий методом подъема этажей и перекрытий	9
• Штильман Е. И., Лейкис Ж. А. Состояние арматуры предварительно напряженных пролетных строений мостов	7
Шумяков В. А., Панагушин В. П. Сопловая подача пара с применением регулирующего клапана при термообработке железобетонных изделий	2
Яacobсон Я. М. Об эффективности заводского производства железобетонных конструкций для промышленных зданий	6

ТЕОРИЯ, ИССЛЕДОВАНИЯ, РАСЧЕТЫ

Акимова Т. Н., Шестоперов С. В. О свойствах шлакопортландцемента, твердеющего в условиях тепловлажностной обработки	10
Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Кинетика карбонизации бетона	4
Алтухов Ю. Г. Оценка эффективности тепловой обработки железобетонных изделий	1
Альтшулер Б. А., Троицкий В. Н. Деформативность растворных швов сборных бетонных элементов при температурном воздействии	10

- Антонов К. К., Кусаков А. Н., Рогатин Ю. А. Экспериментальное исследование железобетонных плит, опертых на железобетонный контур 6
- Афанасьев А. А., Бойков А. И. Импульсное формование длинномерных изделий 3
- Ахвердов И. Н., Дзенис В. В., Пименов В. В. Ультразвуковой метод исследования кинетики формирования структуры бетонных смесей 7
- Балалаев Э. Г., Курицына Ю. С., Коган Э. А. Применение листовых полимерных материалов для защиты строительных конструкций от коррозии 5
- Барташевич А. А., Шайтаров Л. Д. О механизме разрушения цементных материалов в калийных солях 4
- Баш С. М., Рахимбаев Ш. М. Быстротвердеющие цементные растворы с органическими добавками 7
- Белова И. Ф., Гендин В. Я., Лейрих В. Э. Кондуктометрические исследования кинетики влагопереносов в бетоне стыка 8
- Берман Г. И., Мошанский Н. А. Коррозия стальной арматуры в полимербетонах 5
- Бессер Я. Р. Безобогревное бетонирование конструкций в зимних условиях 12
- Болдырева Т. Г., Деллов К. П., Черемский Б. А. Определение прочности конструктивного шлакопемзобетона разрушающимися методами 7
- Брейшман Э. М. Контроль объемного веса легких бетонов в ограждающих конструкциях методом рассеянного гамма-излучения 7
- Бугрим С. Ф., Слепокуров Е. И. Коррозия арматуры в безавтоклавных легких бетонах 4
- Булгакова М. Г., Гузев Е. А. и др. Железобетонные конструкции для эксплуатации в агрессивных газовых средах 7
- Вайншток И. С. Физические основы ультразвукового импульсного метода оценки прочности бетона 7
- Вахненко П. Ф. О рациональном размещении арматуры по сечению кососжимаемых железобетонных элементов 2
- Васильев В. П. Деформации растянутого армирования при разной прочности сцепления бетона с арматурой 10
- Васильев Н. М., Медведев В. М., Кошелева Л. И. Влияние минеральных масел на сцепление арматуры с бетоном 11
- Винарский Ю. П. Исследование загустевания цементно-песчаной смеси при электроразогреве 11
- Волженский А. В. Теоретическая водопотребность вяжущих, величина частиц новообразований и их влияние на деформации твердеющих систем 9
- Волков Л. А., Рыжов О. М. Формование колонн промышленных зданий на стенде вибронасадком 10
- Волохов В. А. Статистически предупредительный контроль приготовления и усадки бетонной смеси 7
- Воробьев В. А. Неразрушающий контроль конструкций с помощью бетатронов 9
- Галузо Г. С. Усталостная прочность и деформации аглопоритобетона при центральном и внецентральном воздействии нагрузок 9
- Гениев Г. А. Вариант деформационной теории пластичности бетона 2
- Гинзбург И. И. Напряжения и деформации стержневой арматуры в зоне анкеровки 11
- Гольдштейн Б. Г. Внутреннее вибрирование бетонной смеси 3
- Горшков А. М., Мизрохи Ю. Н. и др. Контроль твердения бетона ультразвуковым методом 7
- Горайнов К. Э., Савицкий В. С., Счастный А. Н. Подбор состава газобетона на известково-цементном вяжущем 6
- Давыдов С. С., Соломатов В. И., Швидко Я. И. Двухслойные балки из железобетона и сталеполимербетона 5
- Деллос К. П., Зверев С. А. Перераспределение напряжений в комбинированных предварительно напряженных керамзитобетонных балках 5
- Дзенис В. В., Сергеев О. Е. Использование продольных и поперечных ультразвуковых колебаний для контроля механических свойств бетона 7
- Дмитриева Е. Г., Липник В. Г. Использование ультразвука для определения глубины распространения трещин в бетоне 7
- Доля К. Х. Несущая способность косонизгибаемых железобетонных балок при действии поперечных сил 5
- Дорофеев К. С., Выговская Г. Н., Лисицын Ю. В. Свойства пластбетона на основе мономера ФА, совмещенного с эпоксидной смолой ЭД-5 5
- Другов А. И. К расчету трещиностойкости сборных предварительно напряженных балочно-неразрезных железобетонных конструкций 7
- Дубровский В. Б., Корневский В. В., Пергаменщик Б. К. Влияние облучения на свойства цементного камня 5
- Дунин В. Ф., Невский В. А., Пискунов Ю. А. Влияние неупругости бетонов на сопротивляемость ударным нагрузкам 8
- Емельянов А. А. Расчет глубины усадочных трещин в стеновых панелях и плитах из легких бетонов 6
- Ермаков А. К., Самсонов В. С. Исследование прочности конических оболочек на моделях 11
- Жив А. С., Першаков В. П. Исследование сборной предварительно напряженной призматической складки 11
- Заседателев И. Б., Мишин Г. В. Теплопроводность твердеющих растворов и бетонов 10
- Зашук И. В., Масалова Л. С. Некоторые результаты применения метода волны удара для испытания бетона 7
- Иванова О. С. Кинетика нарастания прочности бетона при замораживании и оттаивании 12
- Иванов Г. П. Работа стенок несимметричных железобетонных бункеров 1
- Иванов Ф. М., Гладков В. С. и др. Влияние условий твердения бетона после пропаривания на морозостойкость 4
- Каганас М. А. Повреждение железобетона переменным током 11
- Каранфилов Т. С. Влияние призматической прочности на относительный предел выносливости бетона 3
- Карцивадзе Г. Н., Бюс И. Е. Динамика предварительно напряженных железобетонных пролетных строений моста 5
- Квициридзе О. И., Габуния К. Г. Реологические свойства стабилизированных высокопрочных проволок и прядей 10
- Ким А. А., Михайлов Г. К., Старков А. А. Дилатометрический метод контроля состава строительных растворов 8
- Клевцов В. А., Кирпичников Г. М. Сборные предварительно напряженные стропильные фермы из высокопрочного керамзитобетона 9
- Клевцов В. А. Об оценке прочности бетона при испытании конструкций неразрушающими методами 7
- Ковтунов Б. П. О повышенной растяжимости бетона в условиях связанной деформации 2
- Кореньюк А. Г. Температурные деформации стальных форм при контактном прогреве железобетонных стеновых панелей 2
- Коротков С. Н., Коскин Е. С. Определение ультразвуком структуры и свойств бетона конструкций металлургических заводов 7
- Кравченко Т. Г., Корнфельд А. И. Защита железобетонных конструкций промышленных предприятий от коррозии, вызываемой блуждающими токами 4
- Красовская Г. М. Причина обрушения предварительно напряженной железобетонной фермы, армированной сталью 20ХГ2Ц 4
- Лагойда А. В., Ухов Е. Н. О температурных границах применения бетонов с противоморозными добавками 12
- Лапса В. Х., Куннос Г. Я. Раннее структурообразование бетона 4
- Лещинский М. Ю., Власенко В. Н., Надгорная С. Ш. Испытание прочности бетона методом отрыва 8
- Лившиц Я. Д., Скатынский В. И. К истории отечественной теории железобетона 2
- Малинина Л. А., Куприянов Н. Н. Влияние влажности среды на прочность и деформации бетонов при тепловой обработке 11
- Малков В. В., Лебедев В. Н. Выбор объемного веса сборно-разборной биологической защиты ускорителей высоких энергий 11
- Мелихов В. И., Иванов Г. С., Мчедлов-Петросян О. П. Оптимальные режимы динамотермического метода формирования бетона 8
- Месинев Г. Г. Об условиях и границах применения способов электроразогрева бетонной смеси 11
- Мириманов Г. И. Прочность прессованного бетона при растяжении 8
- Миرون С. А., Саакян М. О. Твердение легких бетонов на природных заполнителях при отрицательных температурах 3
- Михалко В. Р., Удачкин И. Б. Выбор материалов для гидроизоляционной пропитки ячеистобетонных изделий 4