



ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
УПРАВЛЕНИЕ ЦИФРОВЫХ ОБРАЗОВАТЕЛЬНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ
Кафедра «Технология строительного производства»

Учебное пособие
Бетоны
(краткая энциклопедия)
по дисциплинам

**«Технология возведения вы-
сотных и большепролетных
зданий и сооружений»,
«Спецкурс»**

Авторы
Несветаев Г. В.



Аннотация

Приведена классификация и общие сведения об основных строительно-технических свойствах бетонов различного назначения на основе портланд-цемента и его разновидностей. Отражены новейшие достижения техники и технологии. Представленная информация соответствует действующим нормативным документам.

Для студентов и аспирантов высших учебных заведений, обучающихся по программе 08.03.01, 08.04.01 «Строительство», 08.06.01 «Техника и технологии строительства», инженерно-технических и научных работников строительного комплекса.

Авторы

д.т.н., профессор кафедры «Технология строительного производства» Несветаев Г. В.



Содержание

№	Оглавление	Стр.
	Введение	8
1.	Историческая справка	9
2.	Определение и классификация бетонов	10
3.	Материалы для бетонов	12
3.1	Цементы	12
3.2	Крупный заполнитель	13
3.3	Мелкий заполнитель	15
3.4	Наполнитель	15
3.5	Добавки	16
4	Бетонные смеси	17
4.1	Марка по удобоукладываемости	17
4.2	Сохраняемость	21
4.3	Расслаиваемость	22
4.4	Однородность	23
4.5	Связность	23
4.6	Перекачиваемость	23
4.7	Воздухововлечение	24
4.8	Структура	24
5	Свежеуложенный бетон	25
6	Свойства бетонов	26
6.1	Структура бетона	26
6.2	Пористость, средняя плотность бетона	27
6.3	Прочность бетона	39
6.3.1	Предел прочности на сжатие при статическом действии нагрузки	39
6.3.2	Влияние температуры твердения на предел прочность бетона	49
6.3.3	Влияние влажности на формирование прочности бетона	53



6.3.4	Влияние геометрии образцов на предел прочности бетона	55
6.3.5	Влияние скорости нагружения на предел прочности	60
6.3.6	Влияние стесненных условий на предел прочности (предел прочности бетона при многоосном нагружении)	65
6.3.7	Предел прочности при циклическом действии нагрузки (выносливость)	66
6.3.8	Истираемость бетона	69
6.3.9	Основы физики бетона при сжатии	70
6.3.10	Коэффициент вариации прочности бетона	72
6.3.11	Предел прочности на осевое растяжение	75
6.3.12	Предел прочности на растяжение при раскалывании	77
6.3.13	Предел прочности на растяжение при изгибе	80
6.3.14	Предел прочности при срезе	82
6.3.15	Предел прочности при кручении	83
6.3.16	Сцепление арматуры с бетоном	84
6.3.17	Нормирование прочности бетона	84
7	Модуль упругости	90
7.1	Определение, основные понятия	90
7.2	Диаграмма «напряжения – деформации». Модуль деформаций. Определение начального модуля упругости. Статический модуль упругости. Динамический модуль упругости.	90
7.3	Экспериментальное определение модуля упругости бетона	93
7.3.1	Основной способ	93
7.3.2	Определение начального модуля упругости по величине динамического модуля упругости.	95
7.3.3	Определение модуля упругости по деформациям при изгибе образцов	97
7.4	Основные факторы, определяющие величину начального модуля упругости бетона	99

7.5	Инженерные формулы для определения начального модуля упругости бетона	103
7.6	Рекомендуемые формула для инженерной практики. Тяжелые бетоны	106
7.7	Инженерные формулы для определения модуля упругости легких бетонов на пористых заполнителях	108
7.8	Соотношение между модулем упругости при сжатии и растяжении	110
7.9	Влияние скорости нагружения на величину модуля упругости	111
7.10	Нормирование модуля упругости бетона для инженерной практики	112
7.11	Определение параметров диаграммы «напряжения – деформации»	113
8	Ползучесть бетона	117
8.1	Общие понятия	117
8.2	Экспериментальное определение параметров ползучести	121
8.3	Количественные показатели ползучести	122
8.4	Гипотезы ползучести	125
8.5	Теории ползучести	127
8.6	Зависимость ползучести от рецептурно-технологических факторов	130
8.7	Влияние геометрических факторов и внешних условий на ползучесть	135
8.8	Влияние уровня нагружения на ползучесть	137
8.9	Виброползучесть	138
9	Усадка цементного камня и бетона	139
9.1	Общие понятия	139
9.2	Экспериментальное определение усадки	143

9.3	Количественные показатели усадки	143
9.4	Гипотезы, объясняющие усадку	144
9.5	Зависимость усадки при высыхании от рецептурно-технологических факторов	147
9.6	Влияние геометрических параметров и условий среды на деформации усадки	154
9.7	Изменение влажностной усадки бетона во времени	155
9.8	Контракционная усадка	158
9.9	Карбонизационная усадка	164
10	Долговечность	165
10.1	Температурные деформации бетона	165
10.2	Деформации бетона при увлажнении (набухание)	167
10.3	Морозостойкость бетона	167
10.4	Водонепроницаемость бетона	182
10.5	Водопоглощение	194
10.6	Паропроницаемость	199
10.7	Коррозия	201
10.7.1	Химическая внешняя коррозия	201
10.7.2	Физическая коррозия	214
10.7.3	Внутренняя коррозия бетона	214
10.7.4	Биологическая коррозия бетона	217
10.7.5	Общие принципы защиты бетона от коррозии	219
10.7.6	Обеспечение долговечности посредством нормирования	220
11	Теплофизические свойства бетона	223
12	Высокопрочные бетоны	238
13	Самоуплотняющиеся бетоны	243
14	Легкие бетоны	270
14.1	Легкие бетоны на пористых заполнителях	270
14.2	Ячеистые бетоны	284



14.3	Полистиролбетон	289
14.4	Некоторые новые легкие бетоны на пористых заполнителях	293
15	Контроль качества бетона	297
16	Общие положения по расчету состава бетонов	312
16.1	Основные расчетные формулы для определения состава бетона	313
16.2	Бетоны общестроительного назначения	314
16.3	Бетоны специального назначения	326
16.3.1	Бетон для дорожных и аэродромных покрытий	326
16.3.2	Центрифугированный бетон	327
16.3.3	Бетон для виброгидропрессованных труб	328
16.3.4	Напрягающий бетон	328
16.3.5	Бетон на вторичных заполнителях	329
16.3.6	Мелкозернистый бетон	329
16.3.7	Легкие бетоны на пористых заполнителях	331
16.3.8	Ячеистые бетоны	333
16.4	Примеры расчета состава цементного бетона	336
	Литература	358



Введение

Строительство является важной сферой экономической деятельности человека, направленной на удовлетворение его потребностей в жилье (жилищное строительство), общественной и культурной жизни (гражданское строительство), развитии производительных сил общества (промышленное, сельскохозяйственное, транспортное, энергетическое строительство), благоустройстве среды обитания, обеспечении обороноспособности и т.д. В строительстве экономически развитых стран занята, как правило, значительная часть трудоспособного населения. Строительство связано с переработкой больших объемов нерудных ископаемых, потреблением значительной доли энергоресурсов, продукции смежных отраслей. На долю строительства приходится примерно 45 % потребления энергии и 40 % перерабатываемых материалов. В пособии представлена в кратком виде основная информация по свойствам бетонов различного назначения на основе портландцемента. Сегодня в строительстве широко используется такой традиционный конструкционный материал, как железобетон. Но если в начале 20 века используемые при расчете железобетонных конструкций допускаемые напряжения не превышали для бетона 5 МПа, а для стали 105 МПа, то сегодня развитие технологии бетона и арматурных сталей позволяет использовать при производстве железобетона бетоны с нормативным сопротивлением более 100 МПа, арматурные стали с временным сопротивлением более 1000 МПа. Такой скачок в развитии технологии материалов позволил создать предварительно напряженные железобетонные конструкции и использовать железобетон в качестве конструкционного материала при возведении уникальных объектов: зданий и сооружений высотой в сотни метров, мостов, платформ для добычи нефти на материковом шельфе и др. Железобетонные конструкции современных зданий и сооружений все в большем объеме возводят в монолитном варианте с использованием инвентарных или несъемных опалубок. При производстве бетонных работ существенные затраты связаны с укладкой и уплотнением

бетонных смесей. При реализации традиционных технологий эти работы являются социально непривлекательными. Важной задачей технологии бетона является разработка и широкомасштабное применение современных самоуплотняющихся бетонных смесей (SCC – self compacting concrete) на основе современных суперпластификаторов. Это позволит не только исключить использование вибрации при уплотнении, но и существенно повысить производительность труда при укладке с применением бетононасосов, что позволит заменить бригаду бетонщиков всего двумя бетонщиками и оператором. Развитие монолитного высотного строительства требует срочного решения этих задач и выдвигает на первый план проблему обеспечения долговечности во всех ее аспектах. Положения стандарта на бетоны EN 206, принятого в странах Европы, направлены, прежде всего, на обеспечения долговечности.

1. Историческая справка

Точная дата появления бетона не известна. Наиболее ранний бетон с использованием «красной извести» в качестве вяжущего, обнаруженный археологами на берегу Дуная в поселке Лапенски Вир (Югославия), относится к 5600 г. до н. э. Другая часть ученых считает, что первое применение бетона произошло в Египте при постройке пирамид, а профессор химии Джозеф Давидовиц даже выдвинул версию, что блоки Великих пирамид были не вырублены, а изготовлены из бетона, более того он нашел рецепт древнего бетона выбитого на одной из стел. Возраст пирамид приблизительно равен 10000 лет, а некоторые ученые считают, что их возраст составляет не менее 15000 лет. Однако вопрос о столь раннем возрасте бетона является весьма дискуссионным. Другие данные о раннем применении бетона в Египте в гробнице Тебесе (Теве), датируются 1950 г. до н. э. По сведениям Плиния Старшего, римского писателя и ученого (23—79 гг. н. э.), бетон был применен при строительстве галерей египетского лабиринта и монолитного свода пирамиды Нима задолго до нашей эры. В «Естественной истории» Плиний Старший с восхищением описывает виденные им в Африке и Испании «формованные»



стены: «...Веками стоят они, не разрушаемые ни дождем, ни огнем, более прочные, чем сделанные из бутового камня... В Испании до сего дня стоят сторожевые вышки и башни Ганнибала из глины, построенные на вершинах гор».

Считается, что более чем за 3 тыс. лет до н. э. в Египте, Индии и Китае начали изготавливать искусственные вяжущие, такие, как гипс, а позднее — известь, которые получали посредством умеренной термической обработки исходного сырья. Отдельные примеры связывания мелких камней растворами или использование раствора с крупным заполнителем были известны в глубокой древности у египтян, вавилонян, финикийцев и карфагенян. Одним из первых начали применять бетон народы, населяющие Индию и Китай. Великая китайская страна, строительство которой было начато в 214 г. до н. э., сооружена в основном из бетона.

Народы, жившие на островах Эгейского моря и в Малой Азии, начиная с VII—VI вв. до н. э. применяли растворы на жирной извести с гидравлическими добавками при строительстве отдельных зданий и гидротехнических сооружений. В Индии уже в наше время в храмах и дворцах знати были обнаружены хорошо сохранившиеся бетонные «набивные» полы (IV—V вв. до н. э.).

Искусство производства бетона постепенно распространялось в Восточном Средиземноморье и примерно к 500 г. до н. э. достигло Древней Греции, где для покрытия стен, в том числе из необожженного кирпича, использовался мелкозернистый известковый бетон, в частности, при отделке дворцов царей Креза (560—546 гг. до н. э.) и Атталы. Впоследствии бетон стал применяться в виде бутовой кладки. Пространство между двумя рядами каменной стены заполнялось крупными камнями, а затем заливалось известковым раствором. Витрувий, древний римский историк, в своем трактате довольно подробно описал несколько видов такой кладки.



Заметное применение бетона на территории древнеримского государства началось примерно с конца IV в. до н. э. и продолжалось около 700 лет. Зарождение бетона, т. е. медленное и постепенное внедрение его в римскую строительную практику, длилось более двух столетий (до I в. до н. э.). Второй этап, продолжавшийся до II в. н. э., сопровождался ускоренным ростом и широким распространением объемов бетонного строительства по всей Римской империи и прилегающим к ней странам. На третьем этапе бетон развивался не так стремительно, но с заметным улучшением свойств, технологии изготовления и принятия новых конструктивных решений. Это был этап качественного роста и развития больших потенциальных возможностей, который продолжался с начала II в. и примерно до середины III в. н. э. Наконец, заключительный, четвертый этап, продолжался менее ста лет и закончился в начале IV века н. э. После падения Римской империи рецепт изготовления бетона был забыт на тысячу лет. Современный бетон на цементном вяжущем веществе известен с 1844 года (И. Джонсон).

В отличие от бетона, официальная дата «рождения» железобетона известна – 1849 г., когда во Франции Ламбо (J. L. Lambot) построил лодку из армоцемента. И хотя железобетонные конструкции обнаружены в более ранних сооружениях (1802 г. – армированные перекрытия Царскосельского дворца, 1829 г. – бетонные перекрытия с армированием металлическими стержнями инженера Фокса в Великобритании), именно лодка Ламбо рассматривается как первое современное железобетонное изделие, поскольку была изготовлена на портландцементе.

Первые фундаментальные работы в теории и практике бетона связаны с именами Р. Фере (Франция), И.Г. Малюги (Россия), Д. Абрамса (США) и многих других. Бурное развитие технологии бетона и железобетона в 20 веке связано с развитием производительных сил человечества и в значительной степени обеспечило саму возможность технического прогресса. Сегодня объ-

ем производства бетона в мире превышает 2 млрд. м³, а предел прочности применяемого бетона давно перешагнул значение в 100 МПа.

2. Определение и классификация бетонов

Бетоном называется искусственный каменный материал, полученный в результате затвердевания рационально подобранной, однородно перемешанной и тщательно уплотненной смеси вяжущего, заполнителей, наполнителей, затворителей и добавок, которая до затвердевания называется бетонной смесью. В составе бетона отдельные компоненты в ряде случаев могут отсутствовать.

Бетоны могут изготавливаться на основе неорганических, органических и органо-минеральных вяжущих.

Различают:

- бетонную смесь – до укладки и уплотнения;
- свежеложенный бетон (fresh concrete)– бетонная смесь, уложенная в форму или опалубку и уплотненная, до периода интенсивного структурообразования бетона (несколько часов);
- бетон: твердеющий (до проектного возраста); бетон проектного возраста (марочный); зрелый бетон – после проектного возраста. Приведенные градации для бетона достаточно условны.

Классификация бетонов.

Согласно ГОСТ 25192 бетоны классифицируются по следующим основным признакам:

1. По основному назначению: конструкционные и специальные.

Конструкционные бетоны предназначены для изготовления широкой номенклатуры изделий и конструкций массового применения (фундаментные блоки, плиты и панели, колонны, балки, лестничные марши и др), бетон которых характеризуется основным показателем качества – классом по прочности на сжатие. При этом для обеспечения прочности, жесткости и трещино-

стойкости конструкции в процессе эксплуатации особые требования к бетону не предъявляются. Такой бетон иногда называют общестроительным.

Специальные бетоны предназначены для изготовления изделий и конструкций, бетон которых, в связи с особенностями условий эксплуатации, для обеспечения прочности, жесткости и трещиностойкости конструкции, должен обладать, помимо прочности, как минимум одним специальным свойством, которое нормируется для таких бетонов и является основным показателем их качества. В названии специальных бетонов, как правило, отображается особенность условий эксплуатации: химически стойкие бетоны, теплоизоляционные бетоны, жаростойкие бетоны и др.

2. По виду вяжущего различают бетоны: цементные, известковые силикатные, шлаковые, шлакозолобетоны, шлакощелочные, гипсовые, на специальных вяжущих.

В принципе, бетон может быть получен на любом известном вяжущем: жидкое стекло, магнезиальный цемент, глина, битум (асфальтобетоны), сера, полимерные смолы (полимербетоны) и др.. При использовании в качестве вяжущего металлов получают сравнительно новые бетоны – метоны, а каучуковых соединений – каутоны. Возможно применение одновременно нескольких вяжущих в бетоне, например, полимерцементные бетоны.

3. По виду заполнителей различают бетоны:

- на плотных заполнителях, с плотностью в куске более 2 г/см^3 ;
- на пористых заполнителях, с плотностью в куске менее 2 г/см^3 ;
- на специальных заполнителях, в т.ч. органических.

4. По структуре (строению) различают бетоны:

- плотной (слитной) структуры с объемом межзерновых пустот менее 7%;
- поризованной структуры;
- ячеистой структуры;
- крупнопористые.

5. По условиям твердения различают:

- бетоны, твердеющие в естественных условиях – условиях, определенных окружающей средой, которые человек не изменяет;
- бетоны, твердеющие при тепловлажностной обработке (ТВО) при атмосферном давлении. Такие условия создаются на заводах сборного железобетона для ускорения твердения бетона и иногда на строительных площадках в зимних условиях производства работ;
- бетоны, твердеющие при ТВО при избыточном давлении. ТВО проходит в специальных аппаратах – автоклавах, при температуре порядка 180°C и давлении порядка 10 ат. Такой вид ТВО называется автоклавная обработка.

Классификация бетонов по ГОСТ 25192 включает далеко не все признаки, по которым различают бетоны. Дополнительно можно классифицировать бетоны по следующим признакам:

1. По прочности на сжатие:

- бетоны низкомарочные, классов В 12,5 и ниже;
- бетоны рядовые, классов В 15 – В 35;
- бетоны высокопрочные, классов В 40 и выше.

Такое деление целесообразно по следующим причинам: во-первых, для изготовления конструкций, подвергающихся динамическим воздействиям и циклическим нагрузкам, могут быть использованы бетоны классов В 15 и выше, во-вторых, в странах Европы обычный бетон (ordinary concrete - ОС) начинается с класса С 12/15, в третьих, схема контроля качества для бетонов классов В 40 и выше отличается от предыдущих. В странах Европы за высокопрочный (high strength concrete - HSC) принимают бетон классов С 50/60. Различают также особовысокопрочный бетон (ultra high strength concrete – UHSC). Градация классов для такого бетона не установлена. Учитывая закономерность изменения энергии разрушения бетона от прочности, можно считать особовысокопрочным бетоном бетон классов В 110 и выше.

2. По средней плотности различают бетоны:

- особо тяжелые, $\rho > 2501 \text{ кг/м}^3$;

- тяжелые, $\rho = 2201 - 2500 \text{ кг/м}^3$;
- облегченные, $\rho = 2001 - 2200 \text{ кг/м}^3$;
- легкие, $\rho = 501 - 2000 \text{ кг/м}^3$;
- особо легкие, $\rho < 500 \text{ кг/м}^3$.

В странах Европы конструкционные бетоны делят на три группы:

- тяжелые (heavy concrete), $\rho > 2601 \text{ кг/м}^3$;
- обычные (ordinary concrete), $\rho = 2001 - 2600 \text{ кг/м}^3$;
- легкие бетоны на пористых заполнителях (Light Weight Aggregate Concrete – LWA), $\rho < 2000 \text{ кг/м}^3$. Для легких бетонов приняты классы по плотности от D1,0 ($800 < \rho < 1000 \text{ кг/м}^3$) до D2,0 ($1800 < \rho < 2000 \text{ кг/м}^3$).

3. По условиям твердения дополнительно к ГОСТ целесообразно выделить:

- нормальные условия (НУ, $T = 17 - 23^\circ\text{C}$, $\phi > 95\%$). НУ создаются в лабораториях в специальных камерах нормального твердения. Такие условия твердения являются эталонными. Свойства бетона нормируются на основе изучения их в НУ.
- зимние условия, при которых выполняется одно из следующих условий: среднесуточная температура ниже 5°C , минимальная суточная ниже 0°C . Зимние условия требуют специальных мероприятий по уходу за твердеющим бетоном.
- сухая жаркая погода, при которой в 13 час в тени температура превышает 25°C , а относительная влажность воздуха ϕ менее 50%. Такие условия требуют специальных мероприятий по уходу за твердеющим бетоном.

4. По деформациям при твердении различают бетоны:

- обычные, при твердении с течением времени уменьшаются в объеме (уменьшение объема бетона во времени – усадка). Усадка обычных бетонов превышает $0,2 \text{ мм/м}$;

- безусадочные (частично компенсирующие усадку), при твердении несколько увеличиваются в объеме (расширяются) и, после проявления усадки, возвращаются практически к первоначальному объему;
- расширяющиеся, при твердении расширяются и, после проявления усадки, обеспечивают остаточное расширение более 0,1 мм/м.

5. По размеру заполнителя различают бетоны обычные, содержащие крупный (более 5 мм – щебень или гравий) и мелкий (менее 5 мм - песок) заполнитель и мелкозернистый бетон (МЗБ). В Европе граница между крупным и мелким заполнителем составляет 4 мм. Бетон только на крупном заполнителе называется крупнопористым. Встречается и другая классификация: к мелкозернистым относят бетоны, содержащие крупный заполнитель только фракции 5 – 10 мм. Бетон на мелком заполнителе (песке) называют песчаным. В последнее время встречается термин «пескобетон».

3. Материалы для бетонов

Для производства конструктивных бетонов используются портландцемент и его разновидности, плотные крупные и мелкие заполнители и добавки, придающие специальные свойства бетонной смеси и бетону.

3.1 Цементы

При выборе цемента для бетонов общестроительного и специального назначения следует руководствоваться данными таблицы 3.1, 3.2 и 3.3.

Таблица 3.1

Выбор типа цемента в зависимости от условий эксплуатации конструкции

№	Цемент	Условия эксплуатации конструкции				
		внутри здания	на открытом воздухе	при действии сред, агрессивных по содержанию сульфатов	в зоне переменно-	в подземных частях

Нормальные и близкие к нормальным	Р	Р	Д	Р	Д	Р	Д	Р	Р
При температуре ниже 10°C	Д	Д	Н	Р	Н	Д	Н	Н	Р
При тепловлажностной обработке:									
Режим до 13 ч.;	Д ¹	Д ¹	Н	Р	Р	Н	Н	Н	Р
Режим свыше 13 ч.	Р	Р	Р	Д	Д	Р	Р	Н	Д

3.2 Крупный заполнитель

Крупный заполнитель для бетонов имеет размер частиц более 5 мм. В качестве крупного заполнителя используется щебень или гравий, а также специальные заполнители. Заполнители могут быть естественного (гравий) или искусственного (щебень) происхождения, плотные или пористые, неорганические или органические. В странах Европы крупный заполнитель начинается с размера частиц более 4 мм. Крупный заполнитель для тяжелого бетона должен удовлетворять требованиям ГОСТ 10268, 8267, 8268, 10260. Наибольшее влияние на технологические свойства бетонной смеси и строительно-технические свойства бетона оказывают: гранулометрический состав, марка по прочности, содержание пылевидных и глинистых частиц и глины в комках. При расчете состава бетона наибольшая крупность заполнителя принимается по табл.3.4, марка по прочности – по табл.3.6, зерновой состав крупного заполнителя должен удовлетворять требованиям табл. 3.5. Для специальных бетонов можно устанавливать дополнительные требования к качеству заполнителей.

Таблица 3.4

Наибольшая крупность заполнителя

Конструкции	Условия, определяющие крупность заполнителя
Вертикальные	<ul style="list-style-type: none"> - 0,75 наименьшего расстояния между арматурными стержнями в свету; - 0,33 наименьшего размера конструкции, но не бо-

	более 150 мм
Горизонтальные	0,5 толщины конструкции, но не более 150 мм
Дорожные и аэродромные покрытия	40 мм

Таблица 3.5

Рекомендуемый фракционный состав крупного заполнителя

Наибольшая крупность заполнителя, мм	Содержание фракций в крупном заполнителе, %				
	5-10	10-20	20-40	40-70	70-120
20	25-40	60-75	-	-	-
40	15-25	20-35	40-65	-	-
70	10-20	15-25	20-35	35-55	-
120	5-10	10-20	15-25	20-30	30-40

Таблица 3.6

Минимальная марка крупного заполнителя по прочности

Вид Породы	Класс бетона							
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45
Изверженные	800	800	800	800	800	1000	1000	1200
Метаморфические	600	600	600	600	800	1000	1000	1200
Осадочные	300	300	400	600	800	1000	1000	1200
Показатель дробимости	Др 16	Др16	Др16	Др12	Др12	Др8	Др8	Др8

Примечание: Для бетонов дорожных и аэродромных покрытий минимальная марка крупного заполнителя по прочности должна составлять 1200 и 800 соответственно из изверженных, метаморфических и осадочных пород, показатель дробимости – Др8.

Содержание пылевидных и глинистых частиц (ПГ) в крупном заполнителе для бетонов классов выше В 20 не должно превышать 2, а для бетонов классов ниже В20 – 3%.

3.3 Мелкий заполнитель

Мелкий заполнитель – песок для строительных работ, смесь частиц размером менее 5 мм как естественного, так и искусственного происхождения – должен удовлетворять требованиям ГОСТ 10268, ГОСТ 8736.

Наибольшее влияние на технологические свойства бетонной смеси и строительно-технические свойства бетона оказывают: гранулометрический состав (модуль крупности) песка, содержание пылевидных и глинистых частиц (ПГ), водопотребность. Пески с модулем крупности 1,5-2 повышают расход цемента до 5%, а с модулем крупности менее 1,5 – до 12. При содержании в песке ПГ свыше 3 % расход цемента возрастает на 5% и более. В странах Европы к мелкому заполнителю относится смесь частиц с размером менее 4 мм.

3.4 Наполнитель

Наполнитель – смесь минеральных частиц, как правило, искусственного, в т.ч. техногенного происхождения, размером менее 0,16 мм. Наполнитель вводится в состав бетонных смесей для повышения водоудерживающей способности, связности.

3.5 Добавки

Для улучшения технологических свойств бетонных смесей и строительно-технических свойств бетонов следует применять химические добавки в соответствии с ГОСТ 7473. Некоторые сведения о добавках в бетон представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7

Рекомендуемые добавки

Класс добавок По ГОСТ 24211	Представители	Дозировка*	Эффект от применения
Суперпластификаторы	С-3, ДФ, СМФ	0,4 – 0,8	Снижение водопотребности бетонной смеси более 20%
Сильнопластифицирующие	ЛСТМ-2, ЛТМ, МТС-1	0,15-0,3	Снижение водопотребности бетонной смеси до 20%
Среднепластифицирующие	ЛСТ, УПБ,	0,1-0,2	Снижение водопотребности бетонной смеси до

	ПДК		10%
Слаболастифицирующие	ЩСПК, НЧК, ГКЖ-10, ГКЖ-11	0,05-0,1	Снижение водопотребности бетонной смеси до 5%, обеспечение воздухоувлечения 3-5%, повышение морозостойкости бетона на 50-100 циклов
Газовыделяющие	136-41, 136-157 М	До 0,1	Повышение морозостойкости бетона на 200-300 циклов Производство ячеистых бетонов
	ПАК	До 0,25	
Воздухововлекающие	СНВ, КТП, ОТП, ГКЖ-10, ГКЖ-11	0,005 – 0,03	Обеспечение воздухоувлечения в бетонную смесь более 5%, повышение морозостойкости бетона на 100 – 200 циклов
Противоморозные	Поташ, НН, ХК, ННК, ННХК	До 10	Твердение бетона при отрицательной температуре
Ингибиторы коррозии	НН, ТБН, БХН, БХК	2	Предотвращают коррозию арматуры в железобетоне
Регуляторы сроков схватывания: Замедлители	Сахаристые в-ва (кормовая сахарная патока) НК, ХК, ННК, ННХК, СН, ТНФ	0,1	Замедление схватывания до нескольких часов; Ускорение схватывания и твердения в ранние сроки
Ускорители		2	

Примечание: * - % от массы цемента в пересчете на сухое вещество.

В последние годы в строительном комплексе России широко применяются добавки импортного производства, в основном суперпластификаторы. Современные суперпластификаторы, обеспечивающие снижение водопотребности бетонной смеси (водоредуцирующий эффект) не менее чем на 20% при сохранении ее подвижности, изготавливаются на нафталино-

формальдегидной или меламино-формальдегидной основе. Добавки обеспечивают снижение водопотребности на 24 – 28%, вводятся в количестве 0,4 – 0,8% от массы цемента. Типичный представитель – melment F10. Новый класс эффективных суперпластификаторов, обеспечивающих снижение водопотребности более чем на 30%, Добавки изготавливаются на основе поликарбоксилатных эфиров, вводятся в количестве 0,1 – 0,4% от массы цемента. Поставляются в сухом (водорастворимый порошок) или жидком виде. Представители: Melflux, Sika, Structuro, Glenium и др.

4. Бетонные смеси

Оценка качества бетонных смесей осуществляется по следующим показателям: марка по удобоукладываемости, сохраняемость, расслаиваемость, однородность, связность, перекачиваемость, воздухововлечение.

4.1. Марка по удобоукладываемости - показатель удобообрабатываемости бетонной смеси при укладке в форму или опалубку и при уплотнении. В зависимости от способности деформироваться (растекаться) под действием силы тяжести все бетонные смеси делятся на две группы: жесткие и подвижные. Жесткие бетонные смеси не деформируются под действием силы тяжести.

Марка по удобоукладываемости таких смесей определяется посредством вибрирования в специальном приборе стандартного конуса из бетонной смеси (рис. 4.1).

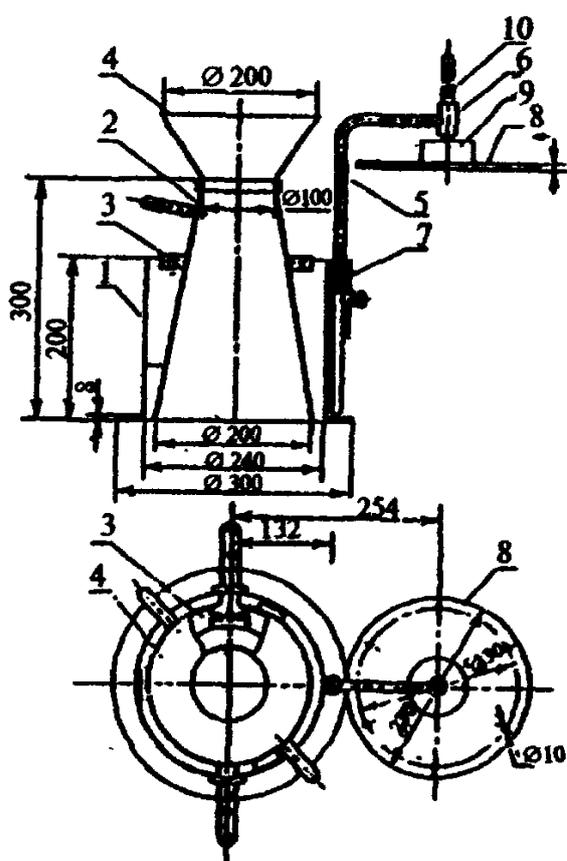


Рис. 4.1 Прибор для измерения жесткости бетонной смеси

- 1 — цилиндр с фланцем в основании;
- 2 — конус; 3 — кольцо-держатель с ручками;

4 — загрузочная воронка; 5 — штатив; 6 — направляющая втулка; 7 — фиксирующая втулка; 8 — диск с шестью отверстиями; 9 — стальная шайба; 10 — штанга

Марка по удобоукладываемости подвижных бетонных смесей определяется по величине осадки стандартного конуса из бетонной смеси (рис. 4.2).

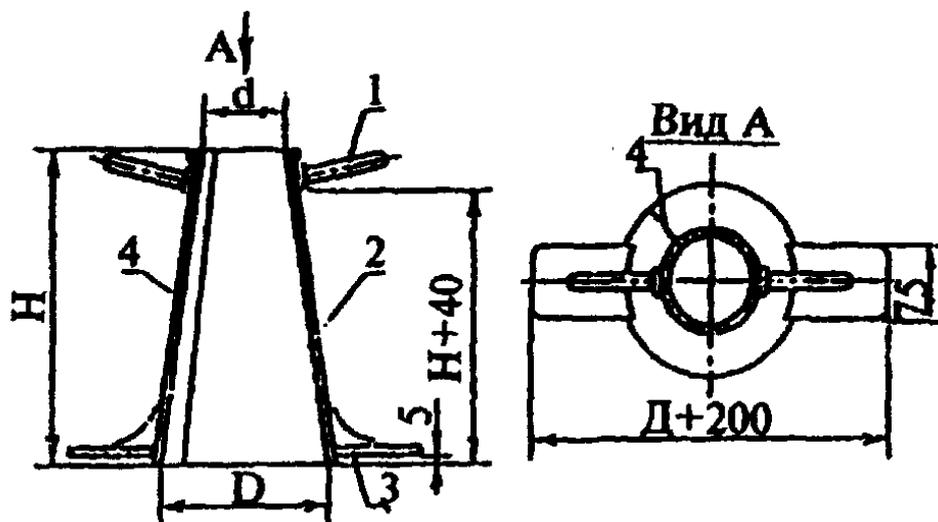


Рис. 4.2 Стандартный конус для определения осадки конуса и диаметра расплыва конуса из бетонной смеси

1 — ручка; 2 — корпус; 3 — упоры; 4 — сварной шов.

Особую группу составляют высокоподвижные бетонные смеси, марка по удобоукладываемости которых определяется величиной диаметра расплыва стандартного бетонного конуса (рис. 4.3).



Рис. 4.3 Определение диаметра расплыва конуса из бетонной смеси

Такие бетонные смеси называются самоуплотняющимися (self compacting concrete – SCC).

Классификация бетонных смесей по удобоукладываемости представлена в табл. 4.1

Таблица 4.1

Марки бетонных смесей по удобоукладываемости

Бетонная смесь	Марка по удобоукладываемости	Значения показателей		
		Жесткости, с	Осадки конуса, см (мм)	Диаметра расплыва, мм
Сверхжесткая	СЖ-3 ¹	$> 100^3$		
	СЖ-2 ¹	$51 - 100^3$		
	СЖ-1 ¹	$< 50^3$		
Жесткая	Ж-4 ¹	$> 31^3$		
	(V 0) ²	(> 31)		
	Ж-3 ¹	$21 - 30^3$		

	$(V 1)^2$	$(21 - 30)$		
	Ж-2 ¹	$11 - 20^3$		
	$(V 2)^2$	$(11 - 20)$		
	Ж-1 ¹	$5 - 10^3$		
	$(V 3)^2$	$(6 - 10)$		
	$(V 4)^2$	$(3 - 5)$		
Умеренно подвижная	П-1 ¹		$1 - 4^1$	
	$(S 0)^2$		$(10 - 40)^2$	
Подвижная	П-2 ¹		$5 - 9^1$	
	$(S 2)^2$		$(50 - 90)^2$	
	П-3 ¹		$10 - 15^1$	
	$(S 3)^2$		$(100 - 150)^2$	
Высокоподвижная	П-4 ¹		$16 - 20^1$	260 - 300
	$(S 4)^2$		$(160 - 210)^2$	
	П-5 ¹		$> 21^1$	> 310
	$(S 5)^2$		$(> 220)^2$	
	F1 ²			< 340
	F2 ²			350 - 410
	F3 ²			420 - 480
	F4 ²			490 - 550
F5 ²			560 - 620	
F6 ²			> 630	
Самоуплотняющиеся	SF-1			550 - 650
	SF-2			660 - 750
	SF-3			760 - 850

Примечание: 1 – по ГОСТ 7473; 2 – по EN 206 – 1; 3 – методика определения показателя жесткости для смесей Ж и СЖ различна

Удобоукладываемость бетонной смеси зависит от:

- водосодержания бетонной смеси: повышение подвижности смеси на 1 см О.К. требует 3 – 5 л/м³ воды;
- наличия добавок – пластификаторов – присутствие добавок позволяет получить смеси равной подвижности при сниженном до 30% (иногда более) количестве воды;
- свойств цемента и заполнителей (водопотребность, или нормальная густота, цемента и водопотребность заполнителей). Изменение нормальной густоты цемента на 1% изменяет водопотребность бетонной смеси на 3 – 5 л/м³. Изменение модуля крупности песка на 0,5 изменяет водопотребность бетонной

смеси примерно на 5 л/м^3 . Водопотребность бетонной смеси возрастает при уменьшении крупности заполнителя, замене гравия щебнем;

- температуры бетонной смеси – повышение температуры бетонной смеси в диапазоне $15 - 40^\circ\text{C}$ повышает водопотребность примерно на 1 л/м^3 на каждый градус.

4.2. Сохраняемость бетонной смеси характеризует способность бетонной смеси сохранять марку по удобоукладываемости в течение требуемого времени с момента приготовления бетонной смеси. Потеря подвижности бетонной смеси зависит в основном от свойств цемента и заполнителей, наличия добавок, температуры окружающей среды. На рис. 4.4 представлены типичные кривые изменения подвижности бетонных смесей во времени. Смесей, быстро теряющих подвижность, обозначают С-1 (сохраняемость менее 20 мин.). Смесей, сохраняющих подвижность в пределах первоначальной марки по удобоукладываемости в течение длительного времени (более часа), обозначают С-3. В современных условиях строительства в мегаполисах при поставках товарного бетона часто требования по сохраняемости превышают 3 час. Обеспечение высокой сохраняемости бетонных смесей достигается применением добавок – замедлителей схватывания.

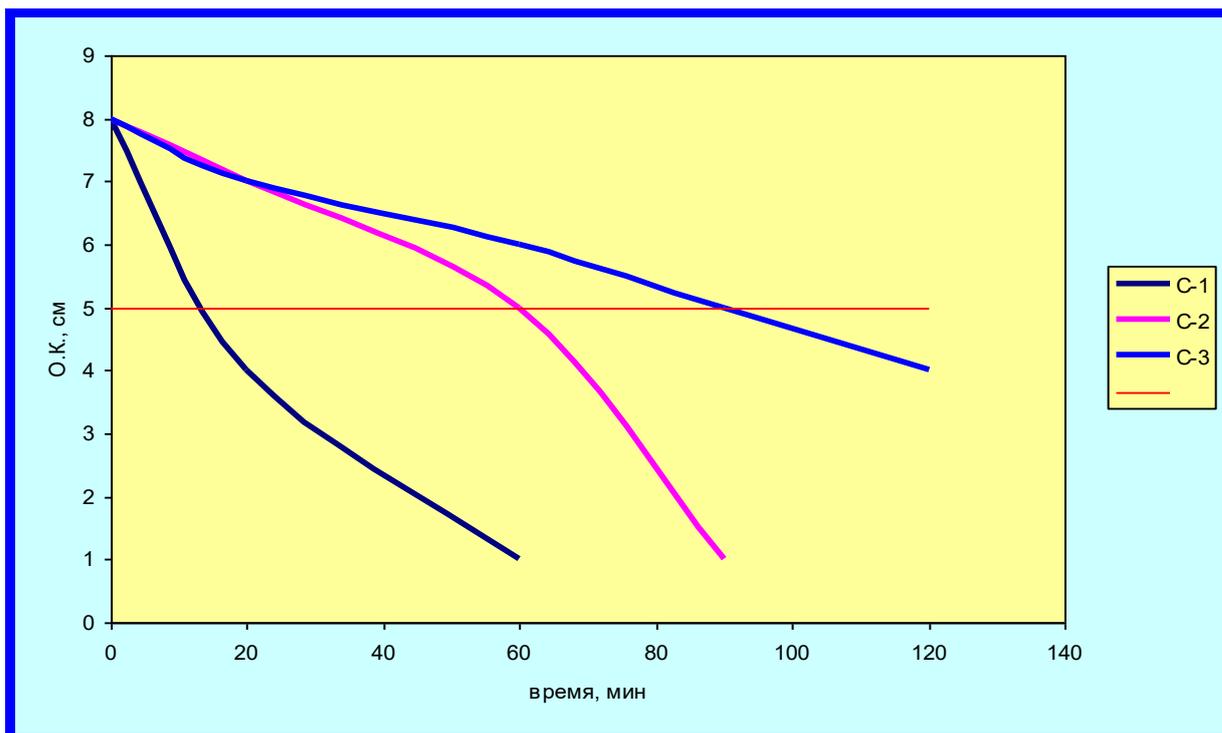


Рис. 4.4 Изменение подвижности бетонной смеси во времени. Первоначальная величина О.К. = 8 см. (смесь с маркой по удобоукладываемости П2, нормируемая величина О.К. = 5 – 9 см)

4.3. Показатели расслаиваемости бетонной смеси характеризуют способность бетонной смеси сохранять однородность при транспортировании, перегрузке, укладке и уплотнении. Количественно расслаиваемость характеризуется величиной водоотделения и раствоороотделения. Расслаиваемость бетонной смеси зависит от подвижности, водосодержания, наличия добавок, наполнителей, свойств цемента и заполнителей, состава смеси. Требования представлены в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Показатели расслаиваемости бетонных смесей

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Водоотделение, %	Раствороотделение, %	
		тяжелые	легкие
СЖ3 – СЖ1	< 0,1	2	3
Ж4 – Ж1	< 0,2	3	4

П1 – П2	< 0,4	3	4
П3 – П5	< 0,8	4	6

Процессы водоотделения в свежееуложенном бетоне приводят к обводнению контактной зоны «цементный камень – заполнитель», что ухудшает сцепление и снижает прочность и стойкость бетона к агрессивным воздействиям, а также к миграции воды вверх, что вызывает появление направленных капилляров и появлению водяной пленки на поверхности свежееуложенного бетона. Это приводит к снижению стойкости бетона к агрессивным воздействиям и ухудшению качества поверхности. Продолжительность процесса водоотделения составляет 25 – 30 мин. на 10 см толщины слоя бетона. Для частичного устранения негативных последствий водоотделения может быть использовано повторное вибрирование.

4.4. Однородность бетонной смеси характеризует равномерность распределения компонентов смеси в ее объеме, т.е. качество перемешивания. Однородность может быть определена, например, по величине содержания крупного заполнителя в различных порциях бетонной смеси мокрым рассевом.

4.5. Связность бетонной смеси характеризует способность смеси деформироваться, например, при заполнении опалубки, без разрывов, т.е. с сохранением сплошности. Этот показатель связан с расслаиваемостью. Связность смеси зависит от состава бетона, наличия наполнителей и добавок.

4.6. Перекачиваемость бетонной смеси характеризует пригодность бетонной смеси к перекачиванию бетононасосами по бетоноводам. Необходимыми, но не достаточными условиями перекачиваемости являются:

- подвижность бетонной смеси не менее 8 см О.К. (как правило, используют более подвижные смеси с величиной О.К. не менее 16 см);
- суммарное содержание цемента и наполнителя должно составлять не менее 350 кг/м³;

- максимальный размер заполнителя D_{\max} не должен превышать 0,25 диаметра бетоновода;
- объемная концентрация крупного заполнителя

$$\varphi = \frac{Щ}{\rho_{щ,к}}, \quad (4.1)$$

где $Щ$ – содержание крупного заполнителя, кг/м³,

$\rho_{щ,к}$ – плотность крупного заполнителя в куске, кг/м³,

не должна превышать 0,45.

Бетонная смесь должна быть однородной, связной, с минимальными показателями водо и раствооотделения. Ограничивается также воздухововлечение в бетонную смесь.

4.7. Воздухововлечение в бетонную смесь - показатель, характеризующий содержание в составе бетонной смеси вовлеченного воздуха в виде равномерно распределенных воздушных пузырьков. Содержание вовлеченного воздуха в составе бетонной смеси зависит от ее подвижности, состава бетона, свойств мелкого заполнителя. Для воздухововлечения используют воздухововлекающие добавки. Вовлеченный воздух оказывает положительное влияние на морозостойкость бетона, и для некоторых бетонов, например, бетон для дорожных и аэродромных покрытий, стандарты регламентируют содержание вовлеченного воздуха в пределах 5 – 7% объема смеси.

4.8. Различают три вида структуры бетонной смеси:

- структура с «плавающим» заполнителем, характеризуется высоким содержанием цементного теста, в результате зерна заполнителей находятся на значительном расстоянии и практически не оказывают влияния друг на друга. Зерно заполнителя оказывает влияние на контактирующий с ним некоторый объем цементного теста, свойства которого в связи с этим как в состоянии теста, так и в твердом состоянии после затвердевания, несколько отличаются от основного объема, размещенного в пространстве между зернами заполнителя. Толщина этой прослойки составляет порядка 40 – 150 мкм в зависимо-

сти от вида заполнителя. Бетоны с такой структурой встречаются достаточно редко;

- структура с «контактным» расположением заполнителя, в которой концентрация заполнителя выше, чем в «плавающей» структуре, в результате зоны «влияния» заполнителя на цементное тесто перекрываются. Такая структура наиболее характерна для большинства конструктивных бетонов;

- крупнопористая структура, в которой цементного теста недостаточно для заполнения всего пространства между частицами заполнителя, тесто лишь «обмазывает» частицы и склеивает их в отдельных точках контакта.

5. Свежеуложенный бетон

Основным показателем качества свежеуложенного бетона является степень уплотнения. Степень уплотнения количественно определяется величиной коэффициента уплотнения, численно равного отношению фактического объема уплотненной бетонной смеси к «теоретическому» объему уплотненной смеси, не содержащей пустот. Величина коэффициента уплотнения составляет от 0,93 для жестких смесей до 0,98 и выше для подвижных. Неопределенность понятия «теоретический» объем затрудняет применение показателя. Объем пустот в неуплотненной смеси (они заполнены воздухом) уменьшается с увеличением ее подвижности, в связи с чем объем неуплотненной смеси может существенно превышать объем уплотненной бетонной смеси, т.е. свежеуложенного бетона (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Изменение объема бетонных смесей при уплотнении

Бетонная смесь	Относительный объем смеси			
	Жесткой	Подвижной	Высокоподвижной	Самоуплотняющейся
До уплотнения	До 1,6	До 1,3	До 1,07	Около 1,0
После				

уплотнения	1,0
------------	-----

В связи с этим в европейских нормах EN 206 – 1 регламентируются классы бетонной смеси по степени уплотняемости:

- C0 с показателем уплотняемости более 1,46;
- C1 с показателем уплотняемости 1,26 – 1,45;
- C2 с показателем уплотняемости 1,11 – 1,25;
- C3 с показателем уплотняемости 1,04 – 1,1.

Но этот показатель также не удобен для практического применения при оценке качества уплотнения, поскольку не характеризует напрямую степень уплотнения, а показывает соотношение объемов смеси в неуплотненном и уплотненном состоянии.

6. Свойства бетонов

6.1 Структура бетона

Различают несколько уровней структуры бетона:

- макроструктура, на уровне которой бетон рассматривается как система «матрица (растворная составляющая) – контактная зона – крупный заполнитель». В матрице рассматриваются поры – пространства различного происхождения, не заполненные твердым веществом;
- мезоструктуру, на уровне которой рассматривается система «матрица (цементный камень – контактная зона – мелкий заполнитель»;
- микроструктура, на уровне которой рассматривается строение цементного камня. В цементном камне выделяют кристаллический сросток (каркас), цементный гель («цементный клей») и поры.

Структура бетона определяется его составом, т.е. соотношением между компонентами, условиями уплотнения и твердения, продолжительностью твердения, агрессивностью среды. Формирование структуры бетона происходит в течение длительного времени в результате физических, физико-

химических и химических процессов. На макро уровне различают структуру с контактным и «плавающим» расположением заполнителя, которая определяется концентрацией заполнителя в единице объема.

6.2 Пористость, средняя плотность бетона

Бетон является капиллярно-пористым телом. К порам в бетоне могут быть отнесены, независимо от их происхождения, объемы, не заполненные твердым веществом. В конструкционных бетонах на плотных заполнителях основным «носителем» пористости бетона является пористость цементного камня.

Поры бетона могут быть классифицированы по различным признакам:

1. По происхождению:

- рецептурная пористость, обусловленная составом бетонной смеси, в т.ч. наличием порообразующих (например, воздухововлекающих) добавок;
- собственная пористость (контракционная пористость), обусловленная происходящими процессами при взаимодействии минералов цемента с водой и продуктов гидратации с окружающей средой;
- технологическая пористость, обусловленная процессами при уплотнении смеси и твердении бетона (например, пустоты вследствие недоуплотнения, дефекты в структуре вследствие нерационального режима тепловлажностной обработки и т.п.);
- эксплуатационная, обусловленная изменениями в структуре бетона в процессе эксплуатации вследствие воздействия агрессивных сред либо силовых факторов.

2. По отношению к воде различают пористость:

- открытую - доступную для насыщения водой при обычных условиях;
- условно-закрытую – не доступную для насыщения водой при обычных условиях;
- капиллярную – способную удерживать воду внутри пор при действии силы тяжести (вода не вытекает из этих пор при извлечении бетона из воды). Ка-

пилляры подразделяют на макро и микрокапилляры. Из макрокапилляров вода испаряется при относительной влажности воздуха более 75%;

- некапиллярную – не способную удерживать воду внутри пор при действии силы тяжести (вода вытекает из этих пор при извлечении бетона из воды).

3. По размеру различают пористость (по Брунауэру, Пауэрсу, Михаилу, Фельдману, Кондо):

- макро (более 1000 А);
- мезо (15 – 1000 А);
- микро (6 – 15 А);
- ультрамикро (менее 6 А)

Рассмотренная классификация пор не является единственной. Некоторые авторы к микропорам относят поры с размером (условным радиусом) менее 2 нм, к мезопорам - поры с размером от 2 до 50 нм, а к макропорам - более 50 нм.

Одна из классификаций пор цементного камня по размеру представлена в табл. 6.1

Таблица 6.1

Классификация пор цементного камня по размеру и свойствам

Поры	Размер	Характеристика	Состояние воды в порах	Свойство цементного камня, на которое влияют поры
Микропоры	1000 – 15 мкм	Сферические пустоты	Свойства объемной фазы	Прочность, проницаемость, морозостойкость
Капиллярные поры	15 – 0,05 мкм	Крупные капилляры	-	Прочность, проницаемость, морозостойкость
	50 – 10 нм	Капилляры средней величины	Умеренное действие поверхностного натяжения	Прочность, проницаемость, усадка
Поры геля	10 – 2,5 нм	Гелевые капилляры	Сильное действие поверх-	Усадка до $\phi = 50\%$

			ностного натяжения	
	2,5 – 0,5 нм	Микропоры	Сильно адсорбированная, без менисков	Усадка, ползучесть
	Менее 0,5 нм	Межслойные поры	Структурная	Усадка, ползучесть

В табл. 6.2 представлены некоторые другие предложения по классификации пор по размерам.

Таблица 6.2

Классификация пор цементного камня по размеру

Автор классификации	Размер пор				
	< 1 нм	1 – 10 нм	10 – 100 нм	100 – 1000 нм	> 1000 нм
Лыков А.В.	микрокапилляры			макрокапилляры	
Дубинин М.М.	микропоры	средние поры		крупные поры	
Волженский А.В.	микропоры		переходные поры	капиллярные макропоры	
Иванов Ф.М.	ультрамикропоры		микропоры (переходные)	макропоры	
Бутт Ю.М.	гелевые поры		микрокапилляры	капиллярные макропоры	крупные поры
Горчаков Г.И.	поры геля	контракционные поры			капиллярные поры
Ступаченко П.П.	микропоры		переходные	макропоры	

Поры с размером более 10 мкм не являются капиллярными, их следует рассматривать как дефекты структуры.

Полная (общая) пористость бетона состоит из:

- капиллярной пористости;
- некапиллярной пористости;
- условно – замкнутой пористости.

Характеристика пористости бетона представлена в табл. 6.3.

Таблица 6.3

Характеристика пористости бетона

Пористость	Определение	Примерная величина, % объема бетона	Влияние на свойства бетона
Полная (общая)	$П = 1 - \frac{\rho}{\rho_{и}}$ <p>ρ – средняя плотность; $\rho_{и}$ – истинная плотность</p>	7 – 18,5	Предел прочности бетона
Капиллярная	$П = \frac{В - 2\alpha nЦ}{10}$ <p>$В$ – расход воды, кг/м³; $Ц$ – расход цемента, кг/м³; α – степень гидратации цемента; n – количество химически связанной воды цементом при полной гидратации (примерно 0,25)</p>	0,8 – 15	Морозостойкость, водонепроницаемость, стойкость при воздействии агрессивных сред, усадка при высыхании, ползучесть
Открытая	$П_0 = W_0$ <p>W_0 - водопоглощение по объему</p>	2 – 15	
Условно-закрытая	$П_{уз} = П - П_0 - П_{ПК}$ <p>$П_{н}$ - некапиллярная пористость</p>	$П_{н} = 0,1 - 3$; $П_{уз} = 0,5 - 8$	$П_{уз}$ - морозостойкость бетона

Полная пористость цементного камня, в основном составляющая пористость бетона, может быть определена как объем, не заполненный твердой фазой, тогда можно представить пористость как разность между начальным объемом веществ, вступающих в реакцию и объемом твердой фазы на любом

этапе процесса гидратации. Полагая, что уменьшение начального объема вследствие контракционной усадки составляет примерно 3 - 5%, получим

$$\begin{aligned}
 P &= kV_0 - V = \frac{kЦ}{\rho_{Ц}} + kB - \left(\frac{(1+n)\alpha Ц}{\rho_{ГЦ}} + \frac{(1-\alpha)Ц}{\rho_{Ц}} \right) = \\
 &= Ц \left(\frac{k}{\rho_{Ц}} + \frac{kB}{Ц} \right) - Ц \left(\frac{(1+n)\alpha}{\rho_{ГЦ}} + \frac{1-\alpha}{\rho_{Ц}} \right), \quad (6.1)
 \end{aligned}$$

или

$$P = \left(\frac{k}{\rho_{Ц}} + \frac{kB}{Ц} \right) - \left(\frac{(1+n)\alpha}{\rho_{ГЦ}} + \frac{1-\alpha}{\rho_{Ц}} \right), \quad (6.2)$$

где

$\rho_{Ц}$ – истинная плотность цемента, г/см³ (3,05 – 3,18);

$\rho_{ГЦ}$ – истинная плотность гидратированного цемента (цементного камня), 2,443 г/см³;

α – степень гидратации цемента (в проектном возрасте примерно 0,45 – 0,7);

$k = 0,95 - 0,97$ – объем системы после проявления контракционной усадки;

n – количество химически связанной воды при полной гидратации цемента (0,23 – 0,25 массы цемента)

Полная пористость бетона может быть определена по формуле

$$P_B = P_{ЦК} + \Delta \frac{B}{Ц} \cdot \frac{Ц}{10} + P_T, \% \quad (6.3)$$

где

$\rho_{СР}$, $\rho_{И}$ – соответственно средняя и истинная плотность бетона;

$P_{ЦК}$ – пористость цементного камня при некотором значении $\left(\frac{B}{Ц}\right)_{ЦК}$ (например, равном нормальной густоте цементного теста).

Пористость цементного камня может быть определена по ф. (6.2) или

$$P_{\text{цк}} = 0,001P_{\text{цк}}^y \cdot \text{Ц} \left(1 + \left(\frac{B}{\text{Ц}} \right)_{\text{цк}} \right); \quad (6.4)$$

Ц – расход цемента в бетоне, кг/м³;

$$\Delta \frac{B}{\text{Ц}} = \left(\frac{B}{\text{Ц}} \right)_B - \left(\frac{B}{\text{Ц}} \right)_{\text{цк}}; \quad (6.5)$$

$P_{\text{цк}}^y$ – удельная пористость, %, цементного камня, зависящая от вида цемента, наличия добавок, условий твердения и др.;

P_T – технологическая пористость, % (воздухововлечение, дефекты уплотнения и др.).

На рис. 6.1 представлены данные о влиянии величины В/Ц и степени гидратации цемента на величину полной пористости цементного камня.

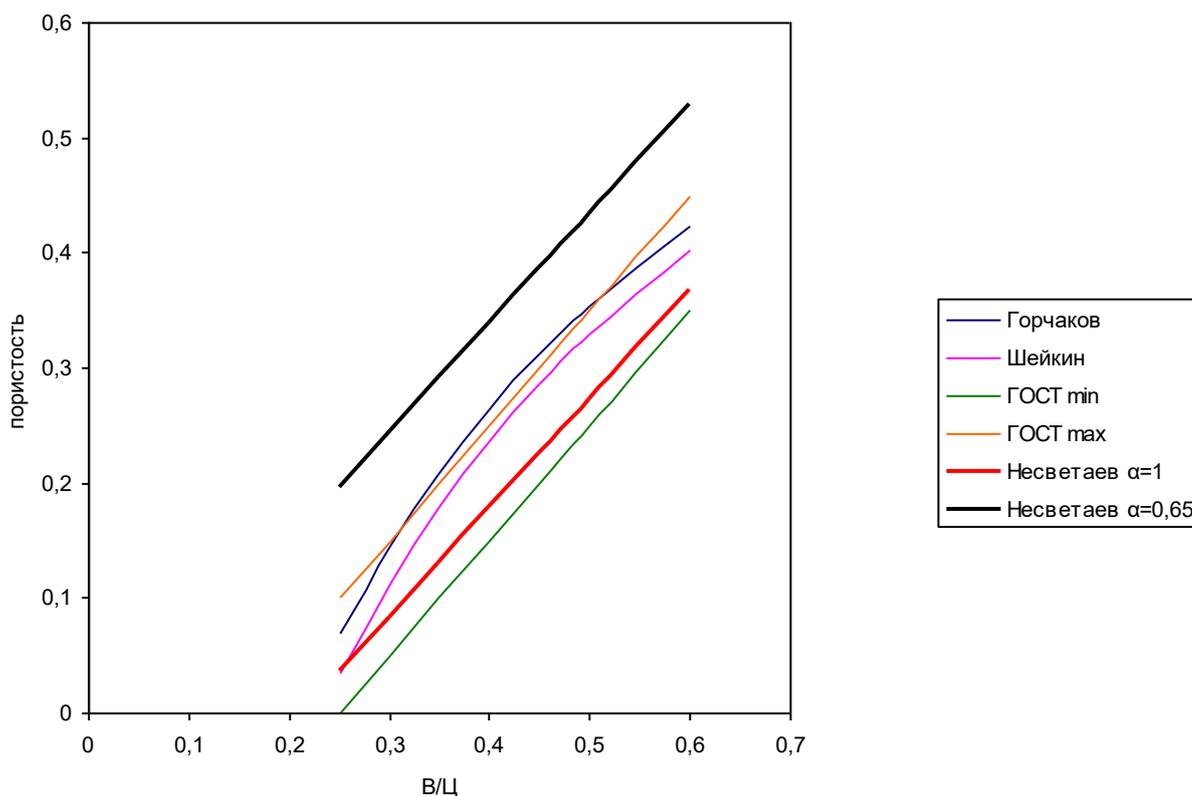


Рис. 6.1 Зависимость полной пористости цементного камня от величины В/Ц и степени гидратации цемента

Горчаков – по формуле проф. Горчакова Г.И. $P = \frac{B - \alpha n \text{Ц}}{10}$ при $n = 0,25$; $\alpha = 1$;

Шейкин – по формуле проф. Шейкина А.Е.
$$П = \frac{В/Ц - 0,23}{В/Ц + 0,32}$$

Несветаев – по формуле (6.2) при степени гидратации цемента 1 и 0,65

ГОСТ – расчетные значения по ГОСТ 10060.4.

Таким образом, для снижения величины пористости цементного камня и, следовательно, бетона, необходимо:

- уменьшать величину В/Ц, в первую очередь снижая водосодержание бетонной смеси;
- повышать степень гидратации цемента, обеспечивая длительное твердение бетона в благоприятных условиях;
- уменьшать объем цементного камня в бетоне, поскольку именно цементный камень является «носителем» пористости в бетоне. Это положение иллюстрируют данные табл. 6.4.

Таблица 6.4

Зависимость пористости от состава бетона и степени гидратации цемента

В, л/м ³	210				150			
	260		440		260		440	
Ц, кг/м ³	0,808		0,477		0,577		0,34	
В/Ц	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0,65	0,45	0,65
α	18,1	16,8	16,1	13,9	12,1	10,8	10,1	7,9
П, %								

При некоторой величине В/Ц капиллярная пористость бетона стремится к нулю. По разным оценкам, эта величина В/Ц составляет 0,35 – 0,5 (рис. 6.2).

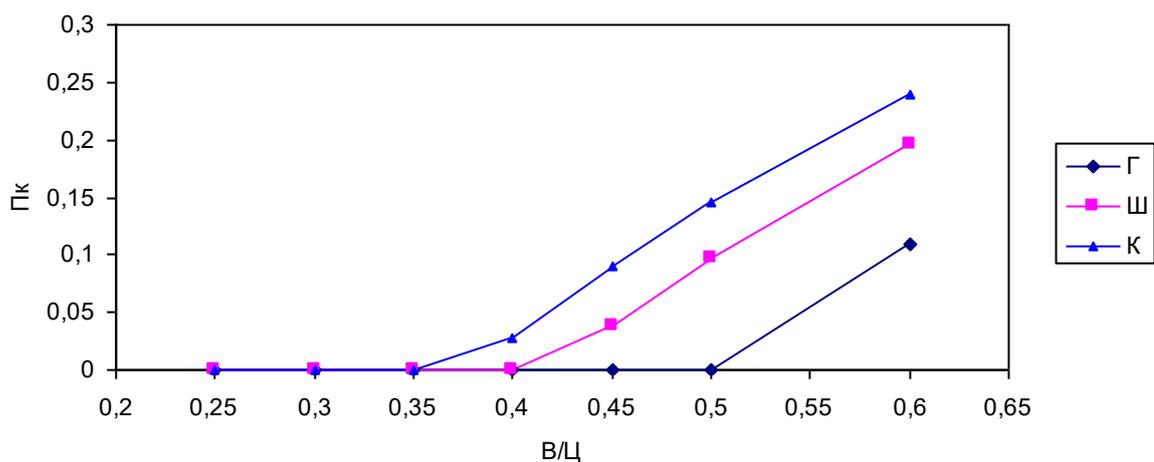


Рис. 6.2 Зависимость капиллярной пористости цементного камня от величины В/Ц по данным:

Г – Горчакова Г.И.
$$П = \frac{В/Ц - 0,5}{В/Ц + 0,32};$$

Ш – Шейкина А.Е
$$П = \frac{В/Ц - 0,42}{В/Ц + 0,32};$$

К – Кунцевича О.В.
$$П = \frac{В/Ц - 0,38}{В/Ц + 0,32}$$

Контракционная пористость цементного камня формируется в результате взаимодействия минералов цемента с водой, при котором объем новообразований получается меньше, чем объем вступающих во взаимодействие веществ. Это явление называется контракция (стяжение), что иллюстрируют данные табл. 6.5.

Таблица 6.5

Изменение объема при гидратации цемента (схема)

Показатель	До взаимодействия	После взаимодействия (полная гидратация)
Масса		
- цемента	1	-
- воды	0,25	-

- цементного теста	1,25	-
- продуктов гидратации	-	1,25
Объем		
- цемента	$1/3,15 = 0,317 \text{ см}^3$	-
- воды	$0,25 \text{ см}^3$	-
- цементного теста	$0,317+0,25 = 0,567 \text{ см}^3$	-
- продуктов гидратации	-	$1,25/2,443 = 0,512 \text{ см}^3$
Разность объемов продуктов гидратации	-	$V_0 - V =$ $0,567 - 0,512 = 0,055 \text{ см}^3$ или $9,7 \% V_0$

Общая контракция цементов может быть определена как

$$O.K. = \Delta V = \rho_{\text{ц}} \left(\frac{1}{\rho_{\text{ц}}} + n\alpha - \frac{1+n\alpha}{\rho_{\text{ГЦ}}} \right), \quad (6.6)$$

где

α – степень гидратации;

$\rho_{\text{ц}}$, $\rho_{\text{ГЦ}}$ – соответственно истинная плотность портландцемента и гидратированного цементного камня при степени гидратации α ;

n – количество воды, химически связанное цементом при полной гидратации ($n = 0,23 - 0,25$).

В связи с этим общая контракция является косвенным показателем степени гидратации цемента.

В таблице 6.6 представлены зависимости, позволяющие рассчитать величину общей контракции при полной гидратации по минералогическому составу цемента.

Таблица 6.6

Зависимости для расчета величины общей контракции

№	Автор	Зависимость
1	Пауэрс	$O.K. = 0,052C_3S + 0,012C_2S + 0,17C_3A + 0,09C_4AF$

2	Некрасов	$O.K. = 0,0625C_3S + 0,06C_2S + 0,215C_3A + 0,165C_4AF + 0,0625SO_3$
3	Волженский	$O.K. = 0,054C_3S + 0,048C_2S + 0,172C_3A + 0,132C_4AF$
4	Данюшевский	$O.K. = 0,05C_3S + 0,02C_2S + 0,1C_3A + 0,025C_4AF$
5	Несветаев	$O.K. = 0,0364C_3S + 0,021C_2S + 0,1474(C_3A - 2,67SO_3) + 0,1C_4AF + 0,433SO_3$

Общая контракция состоит из контракционной пористости (образование внутри гидратирующегося цементного камня равномерно распределенных практически сферических пор) и контракционной усадки (внешнее уменьшение объема гидратирующегося цементного камня. Величина общей контракции составляет порядка 3 – 5 мл (см³) на 100 г цемента, или примерно 5 – 9 % объема цементного теста нормальной густоты. Согласно ГОСТ 10060.4, табл. А1, величина контракции цемента в 28 сут составляет 2,5 – 5,1 см³ на 100 г цемента при В/Ц, соответствующем нормальной густоте цементного теста (ориентировочно 0,24 – 0,28 для ПЦ).

Соотношение между изменением объема за счет образования контракционной пористости и контракционной усадки может быть весьма различным и зависит от свойств цемента, наличия добавок. Величина КУ/ОК (КУ – контракционная усадка, ОК – общая контракция) составляет примерно 0,23 – 0,4 в зависимости от вида цемента, но может изменяться и в более широком диапазоне, а при наличии суперпластификаторов доходить до 0,8. В табл. 6.7 представлены результаты определения общей контракции (ОК), контракционной пористости (КП) и контракционной усадки (КУ) некоторых цементов.

Таблица 6.7

Данные по контракции некоторых цементов

Цемент	В/Ц	ОК ¹¹	КУ ¹	КП ¹	КУ/ОК	КП, % V
«Пролетарий»	0.4	3,41	1,43	1,98	0,419	2,76
	0,25	2,59	0,95	1,64	0,367	2,89
	0,2 (С-3)	1,87	0,92	0,95	0,494	1,84
Пролетарий	0,4	3,65	2,55	1,1	0,7	1,53

	0,2 (С-3)	3,1	1,63	1,47	0,526	2,84
Старооскольский	0,4	3,69	1,78	1,91	0,48	2,66
	0,27	4,05	0,99	3,06	0,24	5,2
	0,25	3,63	1,16	2,47	0,32	4,36
	0,2 (С-3)	2,0	1,076	0,924	0,538	1,78
Октябрь	0,4	3,42	1,77	1,65	0,518	2,3
	0,25	2,79	1,24	1,55	0,44	2,73
	0,2 (С-3)	2,02	1,501	0,519	0,74	1,0
Себряковский	0,4	3,28	1,34	1,94	0,41	2,7
	0,25	4,67	1,14	3,53	0,244	6,22
	0,2 (С-3)	2,23	1,28	0,95	0,57	1,84
Белгородский	0,4	3,28	2,89	0,39	0,88	0,54
	0,25	4,07	0,85	3,22	0,21	5,68
	0,2 (С-3)	2,01	1,03	0,98	0,51	1,9
Вольский	0,4	2,87 ¹	2,12	0,75	0,74	1,05
	0,4	3,75	2,13	1,62	0,568	2,26
	0,4	2,77 ¹	2,04	0,73	0,74	1,02
	0,27	3,74	1,35	2,39	0,36	4,07
	0,27 (2641)	3,0	0,77	2,23	0,26	3,8
	0,27 (2651)	3,0	0,79	2,21	0,26	3,76
	0,27 (5581)	3,2	0,96	2,24	0,3	3,82
	0,27 (GI 30)	2,8	1,26	1,54	0,45	2,62
	0,27 (GI 51)	2,2	1,17	1,03	0,53	1,75
	0,2 (С-3)	2,43 ¹	1,23	1,2	0,506	2,32
	0,2 (С-3)	3,18	1,41	1,77	0,44	3,42
	0,2 (С-3)	3,05 ¹	0,88	2,17	0,29	4,2
Мальцовский	0,27	3,39	1,35	2,04	0,4	3,48
	0,27 (2641)	3,0	2,55	0,45	0,85	0,77
	0,27 (2651)	2,5	1,32	1,18	0,53	2,0

	0,27 (5581)	2,4	1,15	1,25	0,48	2,13
	0,27 (G1 30)	3,0	1,59	1,41	0,53	2,4
	0,27 (G1 51)	2,9	0,86	2,04	0,3	3,48
Мордовский	0,4	3,67	2,26	1,41	0,616	1,97
	0,2 (С-3)	3,21	0,97	2,24	0,3	4,33
Кавказцемент	0,4	2,52	2,2	0,32	0,87	0,45
	0,2 (С-3)	3,9	0,4	3,5	0,1	6,77
Пикалевский	0,4	3,36	1,04	2,32	0,31	3,24
	0,2 (С-3)	1,85	0,46	1,39	0,25	2,69
Р 30 К ²	0,3	2,8	0,73	2,07	0,26	3,35
HS 65	0,3	2,8	0,55	2,25	0,2	3,65

Примечания: 1 – мл/100 г цемента; 2 – по данным Sellevold E.;

С-3, 2641, 2651, 5581, G1 30, G1 51 – суперпластификаторы; С – 3, melflux 2641 (2651; 5581); Glenium 30; Glenium 51;

КУ – контракционная усадка; ОК – общая контракция; КП – контракционная пористость

Контракционная усадка составляет примерно 0,6 – 4 % объема цементного теста. Объем контракционных пор составляет примерно 1 – 6,5 % объема цементного теста, что в пересчете на 1 м³ бетона составляет, в зависимости от состава бетона, примерно от 0,6 до 2,0 %. Величина контракционной пористости, помимо минералогического состава клинкера, определяется вещественным составом и тонкостью помола цемента, наличием добавок, температурными условиями, т.е., в конечном счете, зависит от момента начала формирования жесткого кристаллического каркаса, препятствующего пластическим деформациям цементного теста. Контракционная пористость является условно-замкнутой и играет важную роль в обеспечении морозостойкости бетона.

Иногда в технической литературе, особенно зарубежной, пористость цементного камня представляют величиной объема на единицу его массы (см³/г). Величина пористости цементного камня в 28 сут. может составлять примерно 0,08 – 0,25 см³/г в зависимости от величины В/Ц и степени гидра-

тации. С увеличением продолжительности твердения (повышение степени гидратации) величина пористости снижается и, например, у цементного камня с $V/C = 0,25$ в возрасте 6 мес. составляет примерно $0,07 \text{ см}^3/\text{г}$. Однако представление пористости в такой размерности не очень удобно, поскольку при разной величине V/C единица массы цементного камня занимает разный объем.

Средняя плотность бетона, или масса единицы объема с учетом пор, определяется как

$$\begin{aligned} \rho &= C + B + П + Щ + Д = C \left(1 + \frac{B}{C} + \frac{П}{C} + \frac{Щ}{C} + \frac{Д}{C} \right) = \\ &= (V_C \rho_C + V_{П} \rho_{П} + V_{Щ} \rho_{Щ} + V_{Д} \rho_{Д} + B) \end{aligned} \quad (6.7)$$

где

$C, B, П, Щ, Д$ – расход соответственно цемента, воды, мелкого заполнителя, крупного заполнителя, наполнителя, добавок, $\text{кг}/\text{м}^3$ бетона;

V_i – абсолютные объемы цемента, мелкого заполнителя, крупного заполнителя, наполнителя, добавок, м^3 ;

ρ_i – истинная плотность цемента, мелкого заполнителя, наполнителя, добавок, плотность в куске крупного заполнителя, $\text{кг}/\text{м}^3$.

Величина средней плотности тяжелого бетона определяется в основном плотностью в куске крупного заполнителя, расходом цемента, количеством вовлеченного воздуха и составляет для конструкционных бетонов примерно $2250 - 2500 \text{ кг}/\text{м}^3$. Средняя плотность легких бетонов на пористых заполнителях может составлять $150 - 2000 \text{ кг}/\text{м}^3$. Особо тяжелые бетоны могут иметь среднюю плотность более $5000 \text{ кг}/\text{м}^3$.

6.3 Прочность бетона

6.3.1 Предел прочности на сжатие при статическом действии нагрузки.

Является основным нормируемым показателем качества бетона конструкций, рассчитываемым на прочность по первой группе предельных состояний – все бетонные и железобетонные конструкции, воспринимающие

силовые воздействия в том или ином виде. Нормируется классами по прочности на сжатие В. Классы установлены от В0,5 до В 120. Предел прочности бетона – временное сопротивление, установленное в результате стандартных испытаний серии образцов. Количество образцов в серии зависит от однородности значений прочности (табл. 6.8).

Таблица 6.8

Количество образцов в серии бетона

Внутрисерийный коэффициент вариации \bar{V}_s , %	5 и менее	Более 5 до 8 включ.	Более 8
Требуемое число образцов бетона в серии шт., не менее	2	3* или 4	6

* При применении форм типа 2ФК принимают четыре образца в серии, а для форм типа 1ФК и 3ФК — три образца.

Для определения предела прочности бетона используются образцы различной геометрической формы: кубы, призмы, цилиндры (рис. 6.3).

куб



призма



цилиндр



Рис. 6.3 Образец – кубик после разрушения, призматический и цилиндрический образцы в процессе нагружения

На величину прочности оказывает влияние как форма, так и размер образцов. Предел прочности бетона зависит от прочности цементного камня, прочности заполнителя и величины сцепления между ними. В специальных опытах автора в Тронхеймском университете было установлено, что наруше-

ние сцепления растворной составляющей с 50% крупного заполнителя (для чего заполнитель был покрыт полимером) привело к снижению предела прочности бетона на 34%. Сцепление цементного камня с заполнителем зависит от его характера и чистоты поверхности и вида заполнителя (минералогии), и может составлять от 0,1 до 0,9 предела прочности цементного камня на растяжение для плотных заполнителей, а для пористых может в ряде случаев превышать предел прочности цементного камня при растяжении.

Предел прочности цементного камня, как любого капиллярно-пористого тела, связан с общей пористостью, например, зависимостью вида

$$R = R_0 (1 - P)^n, \text{ или } R = R_0 \exp(-bP) \quad (6.8)$$

где P – общая пористость,

R_0 – предел прочности при «нулевой» пористости,

n – показатель, имеющий значения от 3 до 6 (для бетона $n \approx 4$);

$b = 5,15$.

На рис. 6.4. а представлена зависимость предела прочности цементного камня от величины общей пористости, а на рис. 6.4. б – предел прочности бетона от общей пористости.

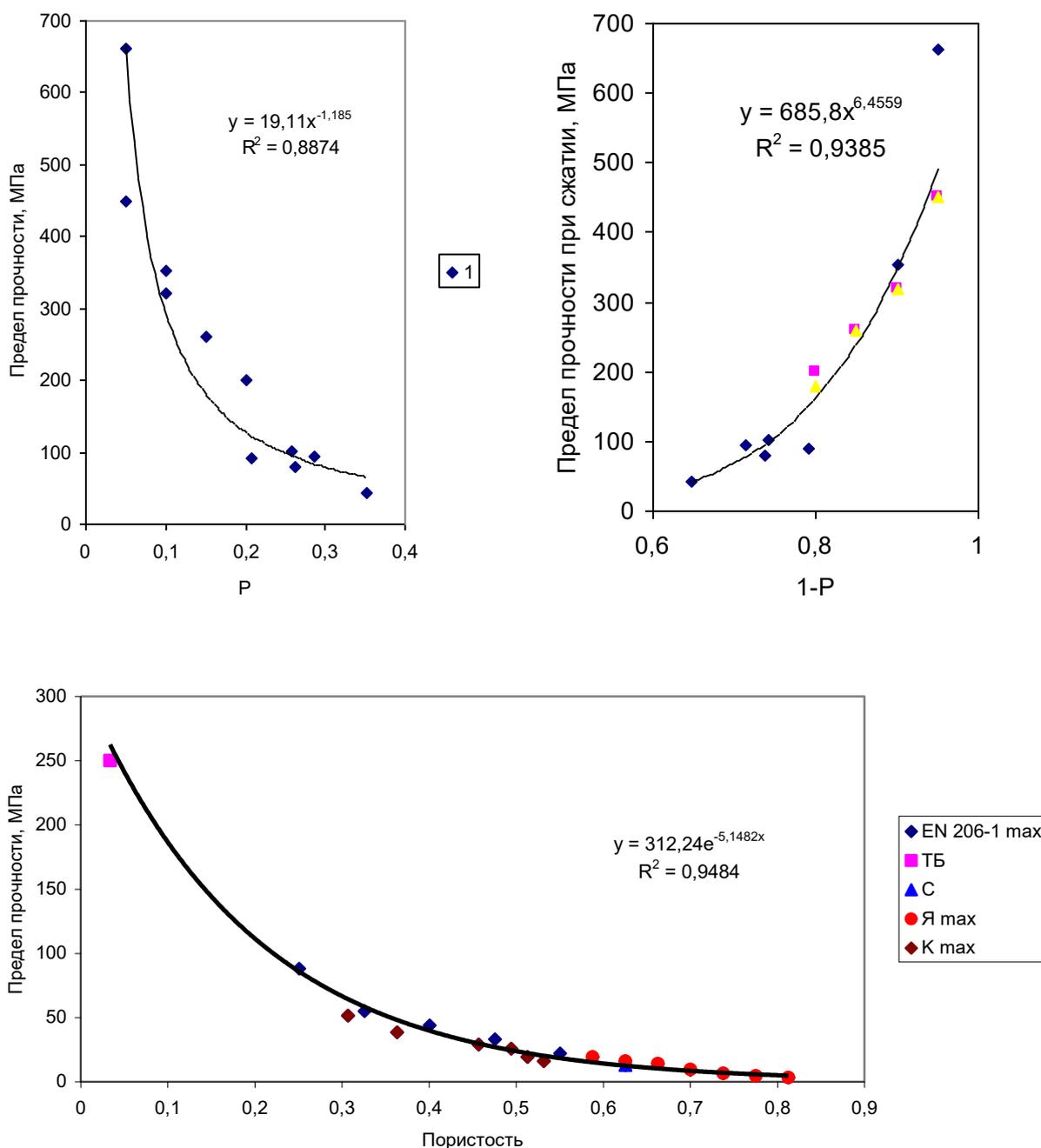


Рис. 6.4 Зависимость предела прочности цементного камня (а) и бетона (б) от общей пористости по данным:

(а) Фельдмана Р.Ф., Бодуэна Д.Д., Вербека Г.И., Хельмута Р.Х., Юденфройнда М., Вишерса Г., Рой Д.М., Гоуда Г.Р.

(б) EN 206 – 1 max – максимальные значения по нормам EN; ТБ – максимальные значения для тяжелого бетона на плотных заполнителях, С – бетон

на стекловидных заполнителях, Y_{max} , K_{max} – максимальные значения для ячеистого бетона (по ГОСТ) и керамзитобетона (по данным В.Г. Довжика)

Для цементного камня пористость зависит от величины В/Ц. (см. раздел 6.2), что позволяет перейти, используя ф.(6.2) и ф. (6.4) от зависимости прочности от пористости к зависимости прочности от В/Ц. При фиксированных значениях k , n , α , $\rho_{Ц}$, $\rho_{ГЦ}$ выражение (6.2) сводится к линейной зависимости $P = (B/Ц - a)$, например, при $k = 0,95$, $\alpha = 0,6$, $\rho_{Ц} = 3,15 = 3,15$, $\rho_{ГЦ} = 2,443$ и $n = 0,23$ получим

$$P = \frac{B}{Ц} - 0,127. \quad (6.9).$$

Тогда с учетом представленной на рис. 6.4 зависимости предела прочности при сжатии цементного камня от величины общей пористости, можно с учетом (6.4) записать

$$R = 19,11\left(\frac{B}{Ц} - 0,127\right)^{-1,185}. \quad (6.10)$$

Зависимость предела прочности бетона от величины В/Ц получена в результате обработки многочисленных экспериментальных данных в виде

$$R = aR_{Ц} \left(\frac{B}{Ц}\right)^{-1,3885}, \quad (6.11)$$

где

R , $R_{Ц}$ – соответственно прочность бетона и активность цемента;

a - коэффициент, учитывающий влияние свойств заполнителей.

Сопоставление результатов, полученных по ф. (6.6) и ф.(6.7) показывает, что в диапазоне традиционных значений В/Ц в пределах 0,3 – 0,6 различие между значениями не превышает 11%. При более низких значениях В/Ц расхождение возрастает. Причину этого явления еще предстоит выяснить.

Интересно отметить, что одна из первых формул прочности, предложенная Беляевым Н.М. в 1926 г., содержала величину $(B/C)^{-1,5}$. Сопоставление ее с ф. (6.7) показывает, что расхождение не превышает 7 %.

На основании представленных результатов можно констатировать, что основным направлением повышения предела прочности цементного камня является снижение B/C . Снижение величины B/C , использование высококачественных прочных заполнителей позволяет получать высокопрочные бетоны.

Формально зависимость предела прочности бетона от величины B/C (или C/B) в той или иной форме предлагалась неоднократно (табл. 6.9).

Таблица 6.9

Некоторые формулы прочности бетона

№	Автор	Формула
1	Фере Р., 1891 (1892)	$R = \frac{K}{B + V}; \quad R = K \left(\frac{C}{C + B + V} \right)^2$ $R = \frac{4.91R_{ц}}{\left(1 + 3.1 \frac{B/C}{1.4 - 0.4 \exp(-11S/C)} \right)^2}$
2	Малюга И.Г., 1895	$R = f \left(\frac{B}{C + 3} \right)$
3	Абрамс Д., 1918	$R = \frac{k}{A^x}; \quad X = \frac{V_B}{V_{ц,н}} \approx 1,5 \frac{B}{C}$
4	Беляев Н.М., 1926 Граф Р., 1930	$R = \frac{R_{ц}}{A(B/C)^X}$ <p>Беляев: $X = 1,5$; $A = 3,5$ щебень; $A = 4$ гравий Граф: $X = 2$; $A = 4 - 8$</p>
5	Яшвили А.И. 1933	$R = KR_{ц}(C/B - v);$ $K = 0.35 - 0.53; \quad v = 0.85 - 0,43 = f(\tau)$
6	Боломей (Bolomey, J.), 1942 (?)	$R = aR_{ц} \left(\frac{C}{B} - 0,5 \right)$ $a = 0,55 \text{ щебень}; \quad a = 0,5 \text{ гравий}$

7	Кириенко И.А., 1955	$R = R_{Ц} \left(K - \frac{B}{Ц} \right)$
8	Скрамтаев Б.Г., Будилов А.А. (?)	$R = KR_{Ц}(\frac{Ц}{B} - \nu);$ $K = 0.4; \nu = 0.5$
9	Скрамтаев Б.Г., Горчаков Г.И. (?)	$R = KR_{Ц}(\frac{Ц}{B} - \nu);$ $K = 0.47; \nu = 0.6$
10	Рущук Г.М., 1958	$R = KR_{Ц}(\frac{Ц}{B} - \nu);$ $K = 0.5; \nu = 0.72$
11	Ахвердов И.Н., 1960	$R = \frac{K_C R_{Ц} \sqrt{1 - \eta_X}}{0.95 \frac{1 + 1.65 K_{HG}}{K_{HG}} (B / Ц)_B - 1.65 K_{HG}}$
12	Гершберг О.А., 1974	$R = (KR_{Ц} + R_O) \left(\frac{Ц / B}{Ц / B + \gamma_{Ц}} - \varphi_0 \right)$
13	Дэй Р., 1995	$R = \frac{25}{W / C} - 8$ $R = \frac{25C}{(W + 0.4(a - 1)\sqrt{C})} - \left(\frac{C}{250} \right)^3 - 5$
14	Бабицкий В.В., 2005	$R = \frac{0,3aR_{Ц}}{\frac{B}{Ц} - 0,1}$
15	Несветаев Г.В., 1996 - 2006	$R = \frac{aR_{Ц}}{\left(\frac{B}{Ц} \right)^{1,3885}}$ $a = 0,286 \text{ щебень}; a = 0,25 \text{ гравий}$

Представленное на рис. 6.5 сопоставление некоторых формул из табл. 6.9 показывает, что вид зависимости, устанавливающей связь между преде-

лом прочности бетона, величиной В/Ц (Ц/В), активностью цемента и качеством заполнителей, не играет принципиального значения (исключение – ф. 7 в табл. 6.9).

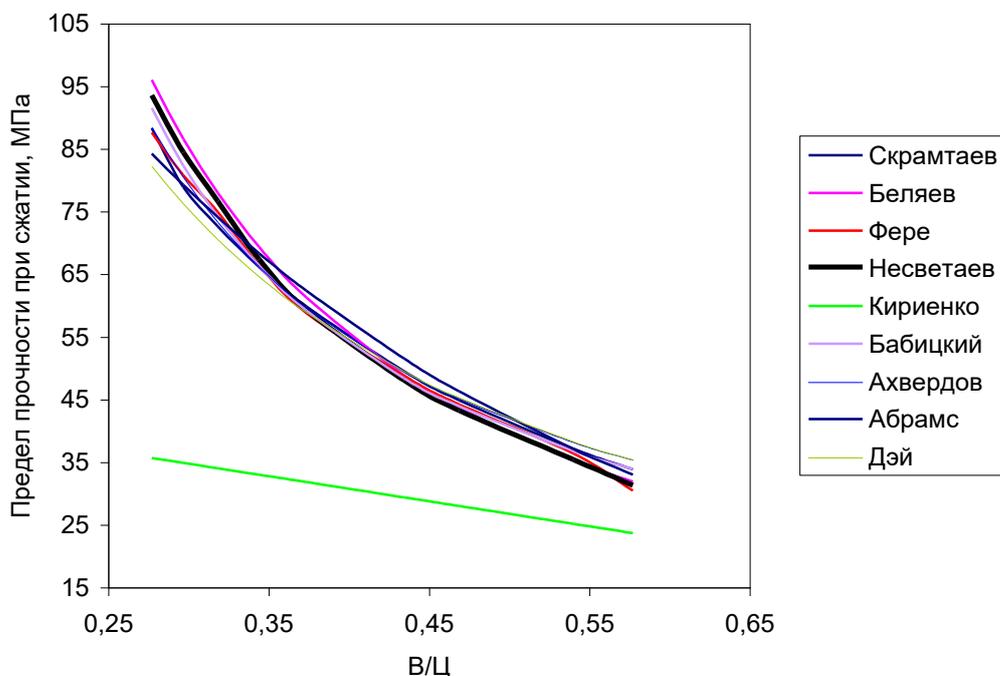


Рис. 6.5 Зависимость расчетных значений прочности бетона по формулам табл. 6.9 от величины В/Ц

Поэтому для практических целей следует использовать наиболее простую зависимость, удобную для применения в ЭВМ. Однако традиционно и сегодня в нашей стране широко используется зависимость, предложенная Скрамтаевым Б.Г., Шубенкиным П.Ф., Баженовым Ю.М. в 1966 г. в виде (рис. 6.6)

$$R = aR_{\text{ц}} \left(\frac{\text{Ц}}{B} - 0,5 \right) \quad \text{при } \text{В/Ц} > 0,4 \quad (\text{Ц/В} < 2,5);$$

$$R = a_1 R_{\text{ц}} \left(\frac{\text{Ц}}{B} + 0,5 \right) \quad \text{при } \text{В/Ц} < 0,4 \quad (\text{Ц/В} > 2,5), \quad (6.12)$$

где $R_{\text{ц}}$ – активность цемента по ГОСТ 310.4;

$a, (a_1)$ - коэффициенты, учитывающие качество заполнителей, соответственно 0,65 (0,43) – для заполнителей высокого качества, 0,6 (0,4) – для рядовых заполнителей качества, 0,55 (0,37) – для заполнителей пониженного качества.

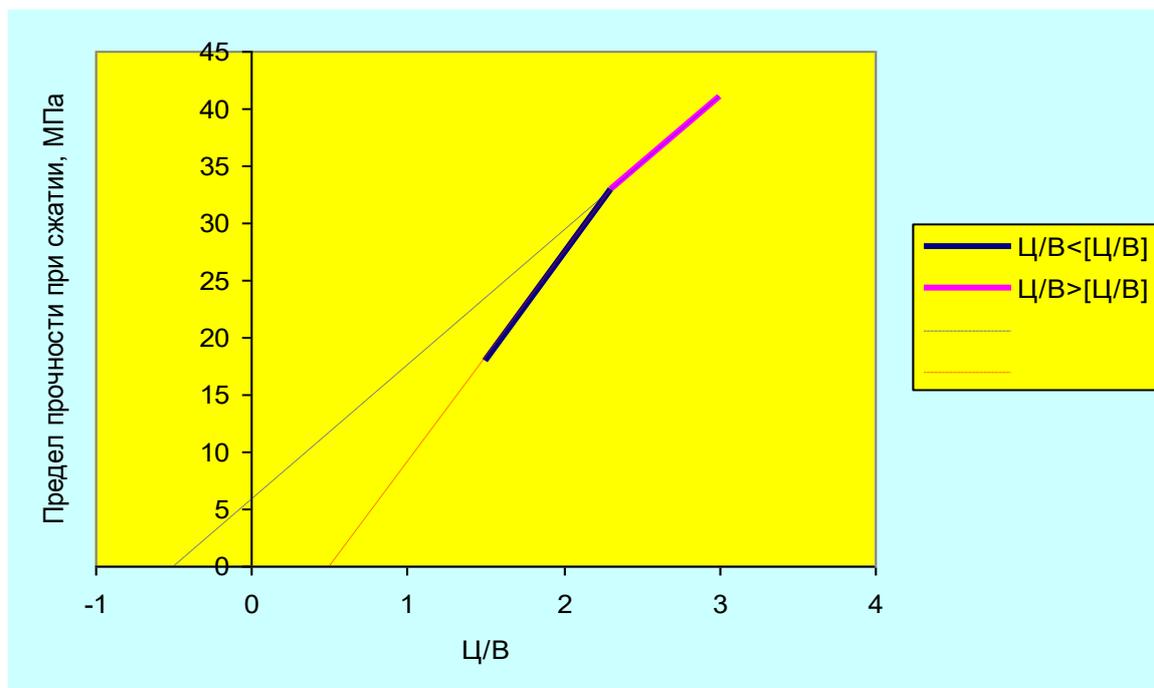


Рис. 6.6 Зависимость предела прочности бетона от величины Ц/В
 $[Ц/В] = 2,5$

Подводя итог, можно констатировать, что для определения зависимости прочности бетона при сжатии от рецептурных и технологических факторов, можно рекомендовать зависимость, например, вида

$$R = k_1 k_2 k_3 k_{SP} k_4 k_D k_{Ц} k_R (1 - BB)^{3,3} \frac{aR_{Ц}}{\left(\frac{B}{Ц}\right)^{1,39}}, \quad (6.13)$$

где

k_1 – коэффициент, учитывающий влияние различий условий уплотнения в лаборатории и при производстве (0,85 – 1,1);

k_2 – коэффициент, учитывающий влияние геометрии конструкции (0,85 – 1,0);

k_3 – коэффициент, учитывающий влияние различий условий твердения бетона в лаборатории (НУ) и при производстве (0,85 – 1,05);

k_4 – коэффициент, учитывающий влияние способа укладки бетонной смеси (кран-бадья, ленточный конвейер, бетононасос) на предел прочности бетона (0,9 – 1,05);

k_{SP} – коэффициент, учитывающий влияние суперпластификаторов на предел прочности бетона (0,5 – 1,2; табл. 6.10). Для бетонов следует использовать суперпластификаторы, обеспечивающие значение k_{SP} не ниже 0,9. Величина коэффициента определяется индивидуальной совместимостью цемента и суперпластификатора;

k_D – коэффициент, учитывающий влияние добавок (кроме суперпластификаторов) на предел прочности бетона (0,85 – 1,15);

k_C – коэффициент, используемый при определении активности цемента по ГОСТ 30744 ($\approx 1,15$);

k_R – коэффициент, учитывающий влияние прочности заполнителей (1 - гранит, 1,05 – 1,3 – базальт, 1,15 – диабаз, 1,2 – габбро). Проявляется при значениях В/Ц < 0,3;

a - коэффициент, учитывающий содержание ПГ и вид заполнителей (0,23 – 0,3);

R_C – активность цемента по ГОСТ 310.4, МПа;

В, Ц – расход воды и цемента, кг/м³;

ВВ – объем вовлеченного воздуха (ВВ < 7%).

Таблица 6.10

Значения коэффициента k_{SP} для некоторых цементов и суперпластификаторов

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3	Melment F 10	Flux-1	Structuro 530	Glenium 30	Glenium 51	Бином - 1

	(СП – 1)						
«Пролетарий»	0,84 – 1,14	0,87 – 1,14	0,74	0,86 – 0,99	-	1,0	-
«Осколцемент»	0,85 – 1,15	0,91 – 1,16	0,81 – 1,0	-	-	-	-
«Октябрь»	-	0,93 – 1,2	-	-	-	-	-
Белгородский	-	-	-	1,0	0,93	-	-
Вольский	-	-	-	1,05	1,01	1,07	0,55
Мальцовский	-	-	-	0,94	0,9	0,76	0,5
Себряковский	-	-	-	0,9	1,07	1,18	0,69

Формирование прочности бетона происходит в течение длительного времени, и при благоприятных условиях продолжается десятки лет, при этом в благоприятных условиях прочность бетона может возрасти более, чем в два раза. Это обусловлено наличием так называемого «клинкерного фонда» - не гидратированного цемента в структуре цементного камня, процессы гидратации которого продолжаются очень длительное время под диффузионным контролем. Количество «клинкерного фонда» зависит от тонкости помола цемента: в более грубомолотых цементах с большим размером зерна большая часть цемента остается доступной для воды только за счет диффузии, что и предопределяет длительность нарастания прочности. Современные цементы, как правило, более тонкомолотые, в связи с чем темп их твердения в ранний период выше, но интенсивность прироста прочности в длительные сроки ниже. Это является причиной использования различных формул (ф. 6.9 – 6.11) для описания кинетики прочности бетона.

Основным нормируемым показателем качества бетона является предел прочности в проектном возрасте. Для портландцементных бетонов проектный возраст установлен 28 сут. Формально для описания кинетики твердения бетона могут быть использованы зависимости вида:

$$R_{\tau} = R_{28} \frac{\lg \tau}{\lg 28} = 0,691 R_{28} \lg \tau, \tau > 3; \quad (6.14)$$

$$R_{\tau} = R_{28} (a \ln \tau + b), \tau > 1; \quad (6.15)$$

$$R_{\tau} = R_{28} \exp\left(k\left(1 - \sqrt{\frac{28}{\tau}}\right)\right), \tau > 1, \quad (6.16)$$

где R_{τ} , R_{28} – соответственно предел прочности бетона в контролируемом возрасте τ и в проектном возрасте, МПа;

k – коэффициент, равный 0,2 для быстротвердеющих бетонов (цементы СЕМ 42,5R; СЕМ 52,5); для нормально твердеющих бетонов 0,25 (СЕМ 32,5R; СЕМ 42,5); медленно твердеющих бетонов 0,38 (СЕМ 32,5). На рис. 6.11 представлена кинетика прочности всех указанных бетонов. В особую группу можно выделить особо быстротвердеющие бетоны, у которых в суточном возрасте предел прочности составляет не менее 50% проектного значения.

Для таких бетонов значение $k = 0,16$.

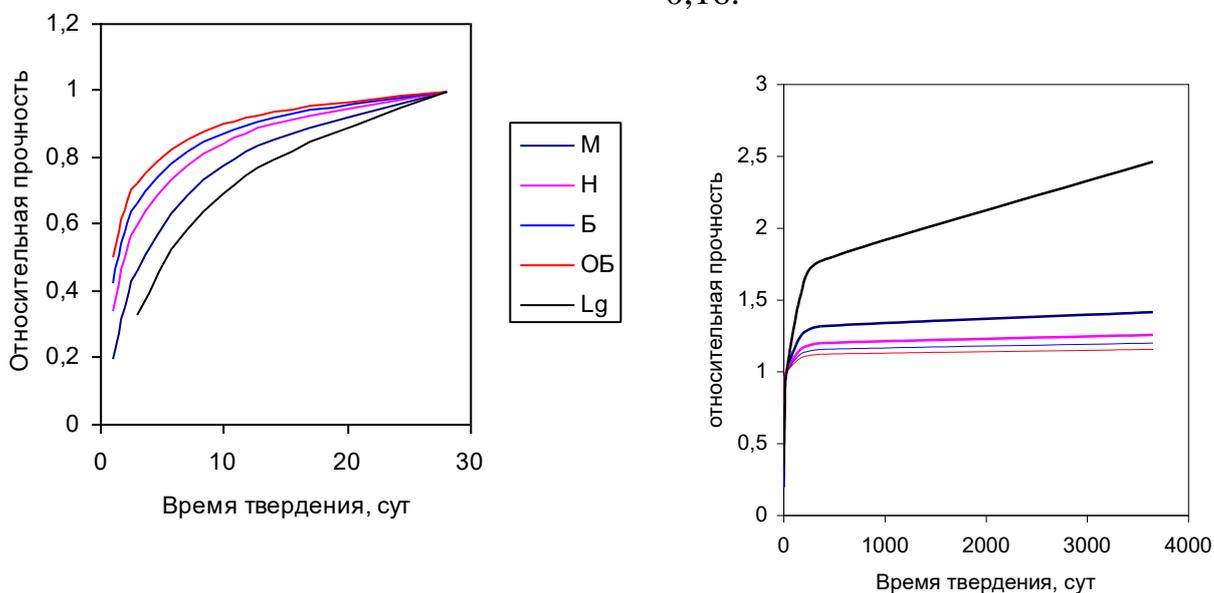


Рис. 6.11 Кинетика прочности бетона

М, Н, Б, ОБ – соответственно для медленно, нормально, быстро и особо быстротвердеющих бетонов по ф. (6.11); Lg – по ф. (6.9)

6.3.2 Влияние температуры твердения на предел прочности бетона

Формирование прочности бетона происходит вследствие гидратации - взаимодействия минералов портландцемента с водой. Для процесса гидратации, как для химической реакции, благоприятными являются условия, близкие к нормальным, т.е. благоприятная температура твердения бетона составляет около 20°C. Понижение температуры твердения вызывает замедление роста прочности. Замораживание бетона в раннем возрасте оказывает резко отрицательное влияние: предел прочности замороженного в раннем возрасте бетона даже при последующем твердении в благоприятных условиях необратимо снижается до 50%. Твердение при низкой положительной температуре замедляет скорость твердения, но благоприятно для формирования прочности в поздний период при благоприятных условиях: повышение прочности такого бетона может достигать 20%, правда срок ее достижения существенно превышает проектный (рис. 6.7).

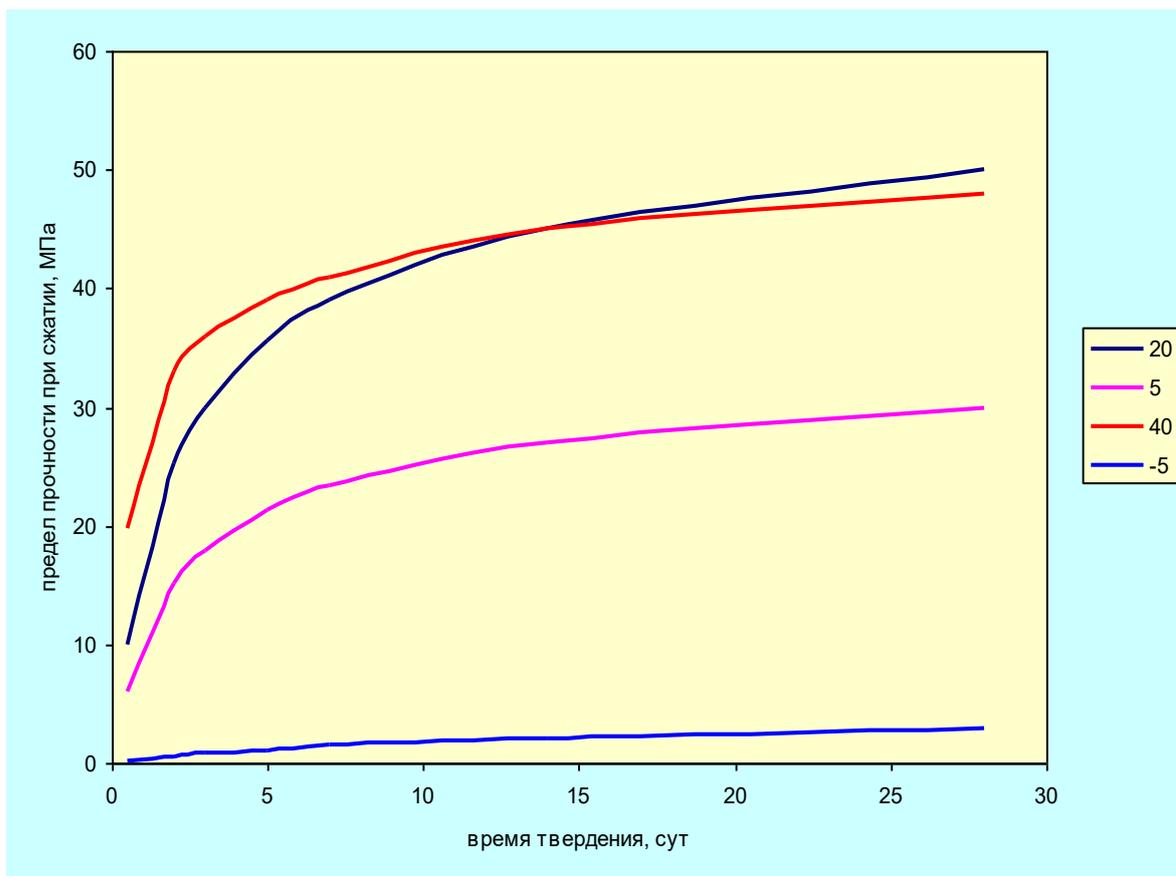


Рис. 6.7 Влияние температуры твердения на кинетику прочности бетона
20, 5, 40, -5 – температура среды

Наращение прочности бетона с учетом температуры твердения может быть описано зависимостью (рис. 6.8)

$$\frac{R_{\tau}}{R_{28}} = (0,6 + 0,02T) \exp(1,8K_C K_A B^{-0,5} (1 - \sqrt{\frac{28}{\tau}})), \quad (6.17)$$

где

R_{τ} , R_{28} – соответственно предел прочности бетона в контролируемом возрасте τ и в проектном возрасте, сут;

T – температура твердения, °С;

B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа;

K_C , K_A – коэффициенты, учитывающие влияние вида цемента по темпу твердения ($K_C = 0,85 - 1,15$) и влияние добавок на кинетику прочности ($K_A = 0,8 - 1,2$).

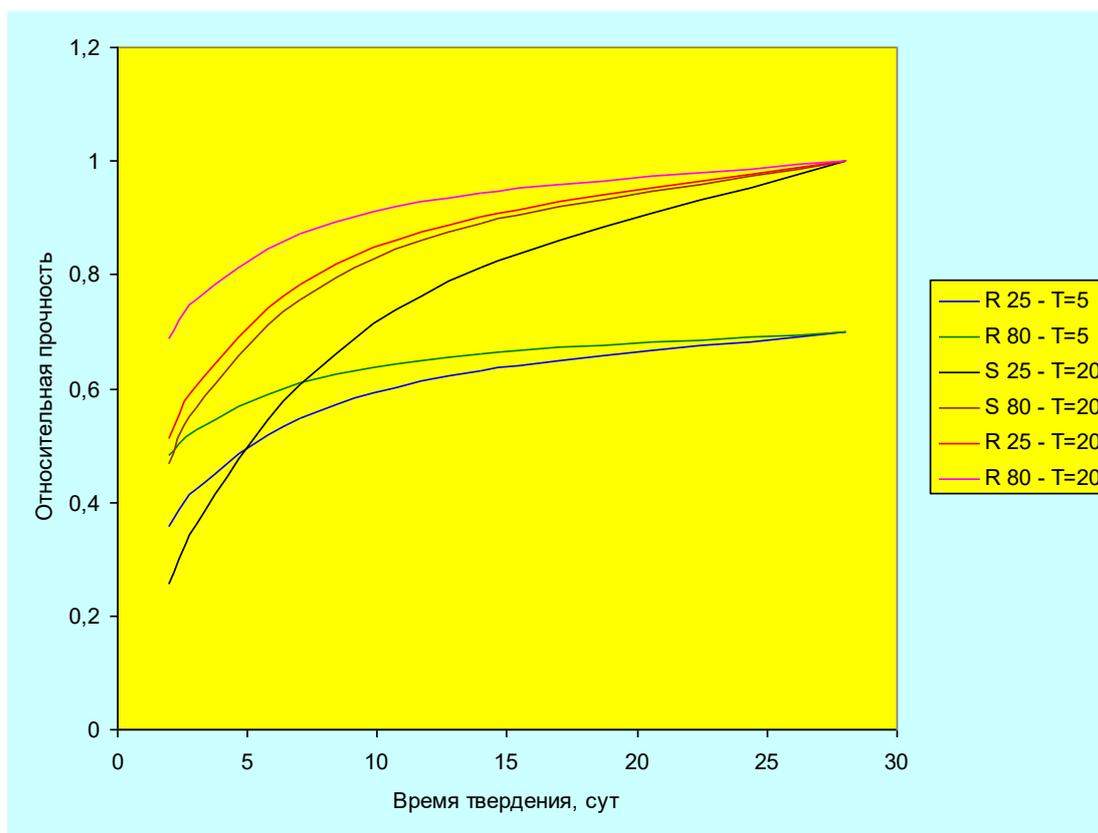


Рис. 6.8 Нарастание прочности бетона во времени в зависимости от температуры твердения, класса бетона и типа цемента

R, S – соответственно быстро и медленно твердеющий;

T – температура твердения, °C

25, 80 – класс бетона по прочности на сжатие

При повышении температуры происходит ускорение твердения бетона в ранний период примерно в 2 раза на каждые 10°C. Особенно это проявляется при тепловлажностной обработке (ТВО) бетона, которая используется на заводах сборного железобетона и в ряде случаев на объектах в зимних условиях для ускорения твердения бетона (рис. 6.9). Однако следует иметь в виду, что твердение при повышенной температуре может оказать некоторое негативное влияние на значение прочности бетона в проектном возрасте. Возможное снижение прочности составляет 5 – 15%.

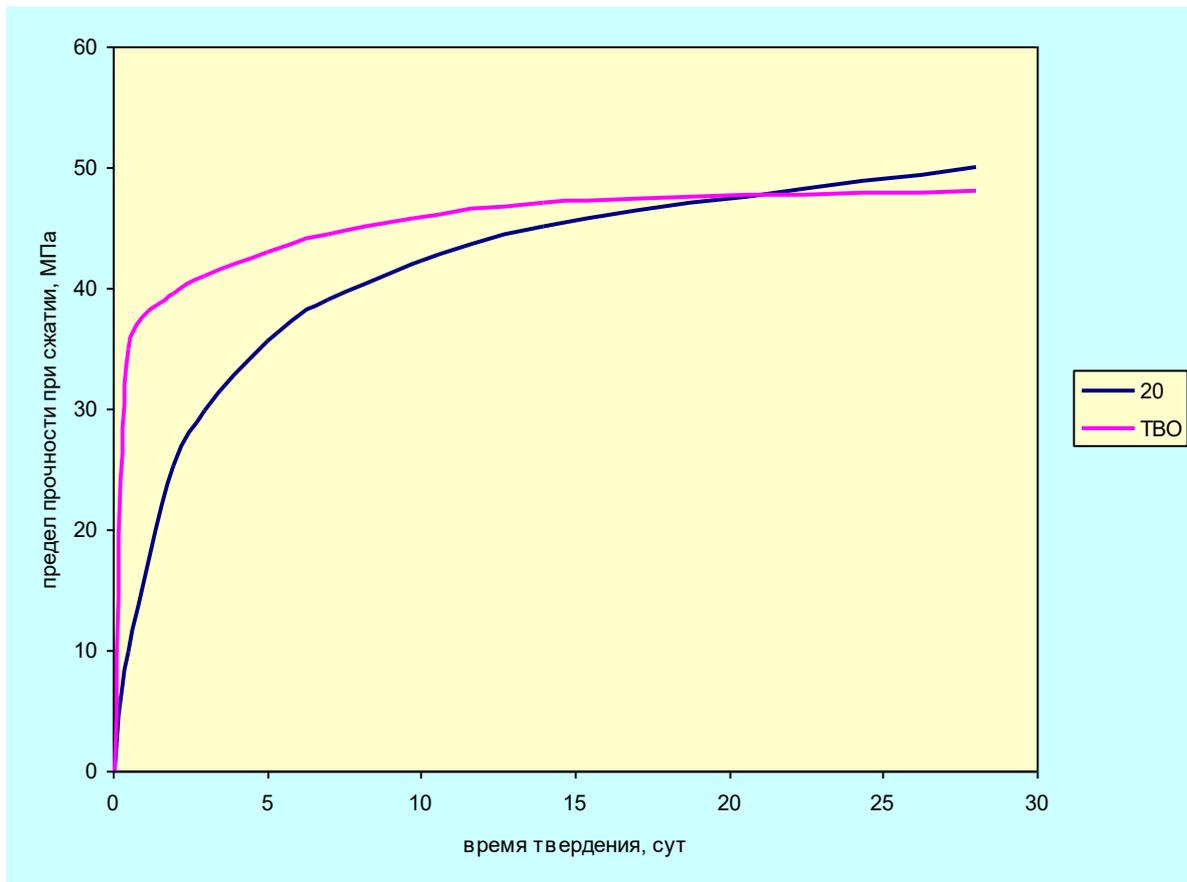


Рис. 6.9 Кинетика прочности бетона при ТВО в сравнении с НУ

Таблица 6.11 иллюстрирует влияние температуры твердения на сроки достижения бетоном отпускной прочности.

Таблица 6.11

Сроки достижения отпускной прочности

Ориентировочное время достижения бетоном класса В 25 50% проектной прочности, сут., при температуре твердения			
20°C		5°C	
Быстро твердеющий	Медленно твердеющий	Быстро твердеющий	Медленно твердеющий
2	6	6	12

6.3.3 Влияние влажности на формирование прочности бетона

Для формирования прочности бетона благоприятными являются условия высокой влажности (более 95%), исключающие возможность обезвоживания, т.е. испарения воды из твердеющего бетона, поскольку, во-первых, вода необходимо для нормальной гидратации цемента, во-вторых, испарение воды вызывает усадку, что приводит к ухудшению структуры бетона. Длительное пребывание бетона в воде благоприятно для гидратации, но может привести к некоторому снижению прочности (до 20%) относительно нормальных условий вследствие высокой степени насыщения пор водой, оказывающей расклинивающее действие. Твердение бетона, особенно в ранний период, в условиях низкой влажности, требует мероприятий (уход за твердеющим бетоном), исключающих испарение воды из бетона. При отсутствии таких мероприятий нарушение структуры бетона будет необратимым, а недобор прочности в проектном возрасте может достигать 50%. Влияние влажности на формирование прочности бетона схематично представлено на рис. 6.10.

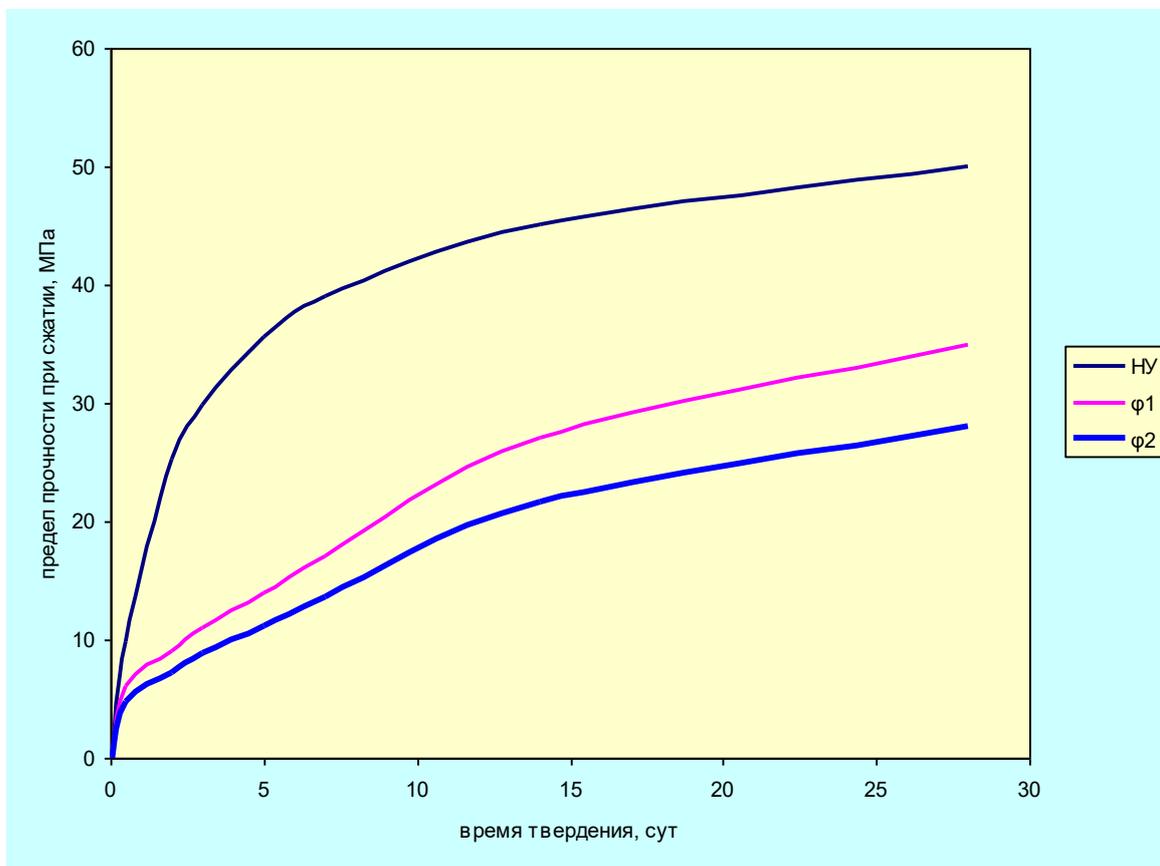


Рис. 6.10 Влияние влажности среды на формирование прочности бетона при отсутствии ухода (при возможности испарении воды из твердеющего бетона)

Формирование прочности бетона должно протекать в благоприятных условиях твердения (уход за твердеющим бетоном) в течение времени, достаточном для достижения «критической» прочности, под которой подразумевается значение прочности, по достижении которой условия твердения не оказывают неблагоприятного влияния на формирование прочности бетона. В зимних условиях это составляет 85% проектной прочности. Известные нормативные положения, например, не ниже 5 МПа, или не ниже 30 – 50% проектной прочности в зависимости от марки бетона, недостаточны. В сухую жаркую погоду значение критической прочности составляет 55 – 85 % от проектной в зависимости от климатических условий и вида бетона, или примерно 7 сут. твердения в благоприятных влажностных условиях.

6.3.4 Влияние геометрии образцов на предел прочности бетона

Базовым образцом для определения предела прочности бетона при подборе состава в лаборатории и контроля качества в производственных условиях является образец кубической формы. Размер образца зависит от наибольшей крупности заполнителя (табл. 6.12).

Таблица 6.12

Соотношение размеров заполнителя и образцов
для определения прочности бетона

Наибольший номинальный размер зерна заполнителя	Наименьший размер образца (ребра куба, стороны поперечного сечения призмы или восьмерки, диаметра и высоты цилиндра)
20 и менее	100
40	150
70	200

100	300
-----	-----

Примечания: 1. Для испытания конструкционно-теплоизоляционного и теплоизоляционного бетонов класса В5 (М75) и менее на пористых заполнителях (независимо от наибольшей крупности заполнителя) следует применять образцы с наименьшим размером 150 мм.

2. При изготовлении образцов из бетонной смеси должны быть удалены отдельные зерна крупного заполнителя, размер которых превышает более чем в 1,5 раза наибольший номинальный размер заполнителя, указанный в табл. 3, а также все зерна заполнителя размером более 100 мм.

3. При изготовлении образцов с минимальным размером 70 мм максимальная крупность заполнителя не должна превышать 20 мм.

Образцы – цилиндры используются при контроле прочности по образцам, выбуренным из массива конструкции, при определении некоторых видов прочности, а также для определения деформативных свойств бетона в странах Европы. Образцы – призмы используются для определения некоторых видов прочности, а также деформативных свойств бетона в РФ. Сведения об образцах представлены в табл. 6.13.

Таблица 6.13

Характеристика образцов для определения прочности бетона

Метод	Форма образца	Размеры образца, мм
Определение прочности на сжатие и на растяжение при раскалывании	Куб	Длина ребра: 100; 150; 200; 300
	Цилиндр	Диаметр d : 100; 150; 200; 300 Высота h , равная $2d$
Определение прочности на осевое растяжение	Призма квадратного сечения	100x100x400 150x150x600 200x200x800
	Цилиндр	Диаметр d : 100; 150; 200; 300 Высота h , равная $2d$
Определение прочности на растяжение при изгибе и при раскалывании	Призма квадратного сечения	100x100x400
		150x150x600
		200x200x800

Допускается применять: кубы с ребром длиной 70 мм; призмы размером 70x70x280 мм; цилиндры диаметром 70 мм; цилиндры высотой, равной соответствующему диаметру, при определении прочности на растяжение при

раскалывании и высотой, равной четырем диаметрам при определении прочности на осевое растяжение; восьмерки при определении прочности на осевое растяжение;

За базовый образец при всех видах испытаний следует принимать образец с размером рабочего сечения 150x150 мм. Предел прочности бетона определяется по формулам:

- на сжатие

$$R = \alpha \frac{F}{A} K_w ; \quad (6.18)$$

- на осевое растяжение

$$R_t = \beta \frac{F}{A} K_w ; \quad (6.19)$$

- на растяжение при раскалывании

$$R_u = \gamma \frac{2F}{\pi A} K_w ; \quad (6.20)$$

- на растяжение при изгибе

$$R_f = \delta \frac{Fl}{ab^2} K_w , \quad (6.16)$$

где F — разрушающая нагрузка, Н (кгс);

A — площадь рабочего сечения образца, мм² (см²);

a, b, l — соответственно ширина, высота поперечного сечения призмы и расстояние между опорами при испытании образцов на растяжение при изгибе, мм (см);

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ — масштабные коэффициенты для приведения прочности бетона к прочности бетона в образцах базовых размера и формы;

K_w — поправочный коэффициент для ячеистого бетона, учитывающий влажность образцов в момент испытания. Значения коэффициента K_w , для ячеистого бетона принимают по табл. 6.14. Коэффициент K_w при промежу-

точных значениях влажности бетона определяют по линейной интерполяции. Для других видов бетона принимают K_W равным единице.

Таблица 6.14

 Значения коэффициента K_W

Влажность ячеистого бетона по массе в момент испытания $W, \%$	Поправочный коэффициент K_W	Влажность ячеистого бетона по массе в момент испытания $W, \%$	Поправочный коэффициент K_W
0	0,8	15	1,05
5	0,9	20	1,10
10	1,0	25 и более	1,15

Значения масштабных коэффициентов представлены в табл. 6.15.

Таблица 6.15

Масштабные коэффициенты

Форма и размеры образца, мм	Масштабные коэффициенты				
	Сжатие α всех видов бетонов, кроме ячеистого	Растяжение при расклевывании γ		Растяжение при изгибе тяжелого бетона δ	Осевое растяжение β
		тяжелого бетона	мелкозернистого бетона		
Куб (ребро) или квадратная призма (сторона)					
70	0,85	0,78	0,87	0,86	0,85
100	0,95	0,88	0,92	0,92	0,92
150	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,05	1,10	1,05	1,15	1,08
300	1,10	—	—	1,34	—
Цилиндры (диаметр x высота)					
100x200	1,16	0,98	0,99	—	—
150x300	1,20	1,13	1,08	—	—
200x400	1,24	—	—	—	—
300x600	1,28	—	—	—	—

Примечания: 1. Для ячеистого бетона со средней плотностью менее 400 кг/м^3 масштабный коэффициент α следует принимать равным 1,0 независимо от размеров и формы образцов.



2. Для ячеистого бетона со средней плотностью 400 кг/м^3 и более масштабный коэффициент α для выбуренных цилиндров диаметром и высотой 70 мм и выпиленных кубов с ребром длиной 70 мм принимают равным 0,90, а для цилиндров диаметром и высотой 100 мм и кубов с ребром длиной 100 мм — равным 0,95.

3. Применение экспериментальных масштабных коэффициентов α , β , γ и δ по приложению 11, отличающихся от единицы в сторону увеличения или уменьшения более, чем это указано в табл. 5 для отдельных видов бетонов и размеров образцов — не допускается.

Прочность бетона (кроме ячеистого) в серии образцов определяют как среднее арифметическое значение в серии:

из двух образцов — по двум образцам;

из трех образцов — по двум наибольшим по прочности образцам;

из четырех образцов — по трем наибольшим по прочности образцам;

из шести образцов — по четырем наибольшим по прочности образцам.

При отбраковке дефектных образцов прочность бетона в серии образцов определяют по всем оставшимся образцам, если их не менее двух. Результаты испытания серии из двух образцов при отбраковке одного образца не учитывают.

Для ячеистого бетона прочность в серии образцов определяют как среднее арифметическое значение всех испытанных образцов серии.

Предел прочности бетона зависит от вида образца: куб, призма, цилиндр

$$R_{pr} = 0,788R, \quad (6.21)$$

$$R_C = 0,8R, \quad (6.22)$$

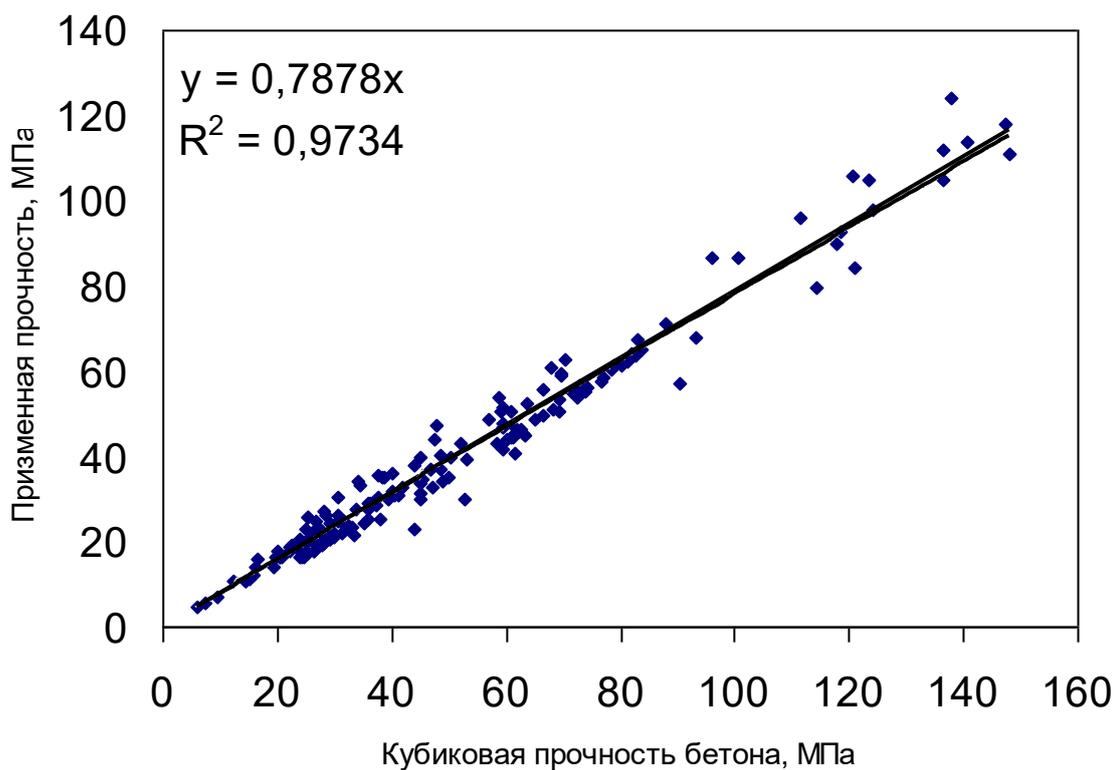
где

R_{pr} , R_C , R — соответственно предел прочности, полученный при испытаниях призматического образца ($H/a = 4$, H — высота, a — сторона основания), цилиндрического образца ($H/d = 2$, H — высота, d — диаметр основания).

Используемое в нормах РФ для связи между прочностью призматического образца (призменной прочностью) и образца – куба (кубиковой прочностью) значение коэффициента призменной прочности

$$\frac{R_{pr}}{R} = a - bR > 0,72, \quad (6.23)$$

не соответствует действительности (рис. 6.10).



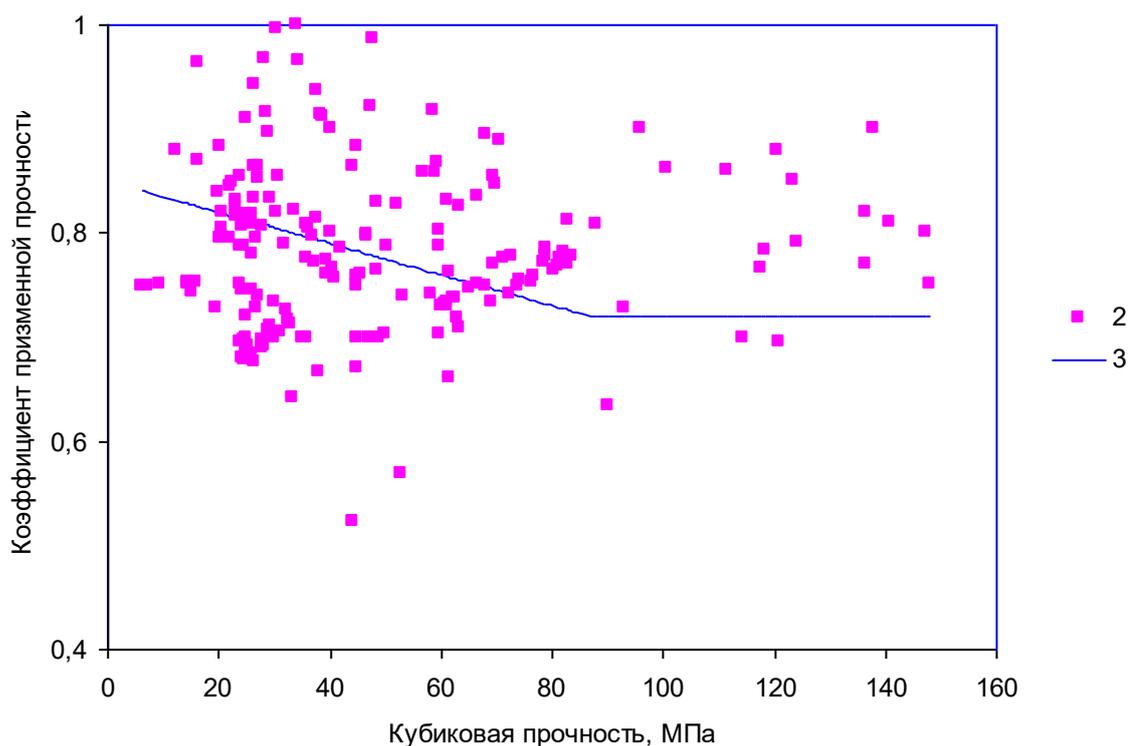


Рис. 6.10 Зависимость призмочной прочности (верхний рис.) и коэффициента призмочной прочности (нижний рис.) от кубиковой прочности
 2 – экспериментальные данные (на обоих рис. одни и те же); 3 – по ф. (6.19)

6.3.5 Влияние скорости нагружения на предел прочности

При определении предела прочности бетона при испытании образцов в лаборатории скорость нагружения устанавливается в пределах 0,2 – 0,8 МПа/с так, чтобы общее время нагружения составляло не менее 30 с. Такие условия регламентированы стандартом, а прочность бетона R иногда называют кратковременной. В реальных условиях скорость приложения нагрузки может существенно превосходить стандартную (удар, сейсмические воздействия). В этом случае предел прочности бетона оказывается выше, чем при стандартных испытаниях. Принято говорить о динамической прочности бетона R_d , а отношение

$$k_d = \frac{R_d}{R} \quad (6.24)$$

называется коэффициентом динамического упрочнения. Величина k_d составляет примерно 1,05 – 2,2. На коэффициент динамического упрочнения влияет класс, влажностное состояние бетона и скорость нагружения. Влияние скорости нагружения (при $d\sigma/d\tau > 100$ МПа/с) может быть ориентировочно определено как

$$k_d = -0,05 + 0,9\left(\frac{d\sigma}{d\tau}\right)^{0,075}. \quad (6.25)$$

При продолжительности динамических воздействий на конструкцию примерно от 0,4 (сейсмика) до примерно $k \cdot 10^{-4}$ с (где $k < 1$, например, удар тела, движущегося с высокой скоростью, например, при ударе падающего самолета скорость его движения принимается 250 м/с), скорость приложения нагрузки для бетона с прочностью 50 МПа составит от 125 до $k \cdot 500\,000$ МПа/с.

В большей степени, чем при сжатии, происходит повышение предела прочности бетона на растяжение при динамическом воздействии. Так, при скорости деформирования, составляющей 10 с^{-1} , что соответствует скорости приложения нагрузки примерно 200 000 МПа/с, коэффициент динамического растяжения бетона достигает 4,5. При скорости приложения нагрузки более 100 МПа/с коэффициент динамического упрочнения бетона при растяжении может быть ориентировочно определен по формуле

$$k_d = 0,8\left(\frac{d\sigma_t}{d\tau}\right)^{0,11}. \quad (6.26)$$

Рис. 6.11 иллюстрирует влияние скорости нагружения на предел прочности бетона.

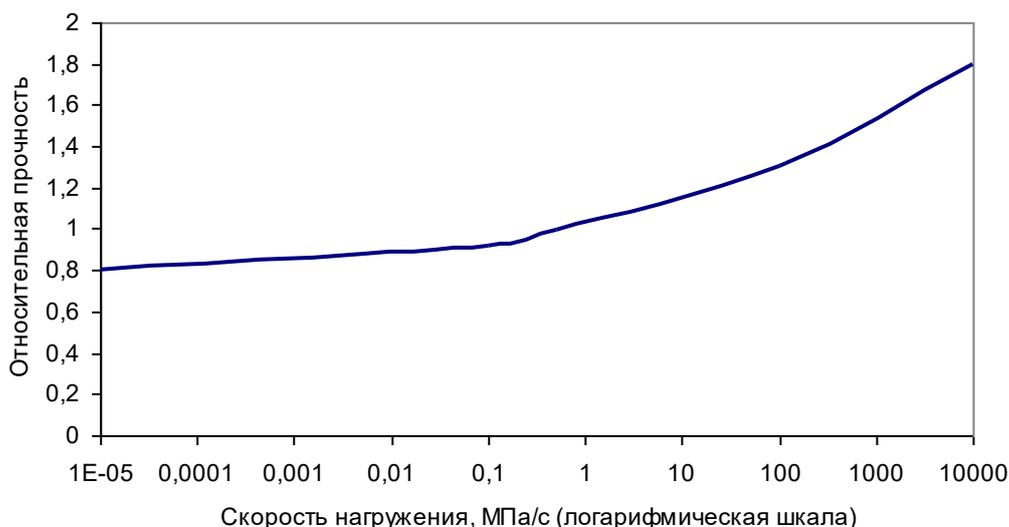


Рис. 6.11 Зависимость предела прочности бетона на сжатие от скорости приложения нагрузки

Коэффициент динамического упрочнения бетона при «предельно максимальной скорости приложения нагрузки» зависит от упруго-пластических свойств бетона и может быть определен как

$$k_d = (2\sqrt{k_{Ed}} \left(\frac{1}{(K-2)^2} + \frac{2K-1}{2(K-2)} - \frac{\ln(K-1)(K-1)^2}{(K-2)^3} + \frac{0.15E_0\varepsilon_R}{R} \right))^{2/3}, \quad (6.27)$$

где

k_{Ed} – коэффициент повышения модуля упругости бетона при повышении скорости нагружения (1,1 – 1,4);

$$K = \frac{1}{\lambda_R};$$

E_0 – начальный модуль упругости бетона, МПа;

R – призмная прочность бетона, МПа;

λ_R, ε_R – коэффициент упругости и относительная деформация при величине действующего напряжения $\sigma = R$.

Значение k_d также может быть также определено как

$$k_d = \frac{R_d}{R_0} = \frac{aE_0b\varepsilon_R}{E_0\varepsilon_R\lambda_R} = \frac{ab}{\lambda_R}, \quad (6.28)$$

при значениях a и b по табл. 6.16.

Таблица 6.16

 Значения коэффициентов « a » и « b »

По данным	« a »		« b »	
	значения	среднее	значения	среднее
Баженов	1,1	1,1	1,0	1,0
Ватштейн	1,35 – 1,5	1,425		
Хатано, Цуцуми	1,16	1,16		
Симонов, Евсеева	1,15 – 1,3	1,225		
Свиридов	1,103 – 1,366	1,18	1,061 – 1,346	1,2
Рахманов			1,4	1,4
Итого	минимальное	1,1	минимальное	1,0
	максимальное	1,425	максимальное	1,4
	Среднее	1,218	среднее	1,2

В табл. 6.17 представлены расчетные значения k_d .

Таблица 6.17

 Расчетные значения коэффициента k_d

R, МПа	E ₀ , ГПа	Значения k_d при значениях a, b		Значения k_d по рекомендациям СЕВ ¹	Значения k_d , рассчитанные по ф. ()
		минимальных	средних		
20	26,14	2,306	-	2,06	2,68
50	38,66	1,774	2,357	1,514	2,154
80	45,32	1,519	2,018	1,337	1,886
135	52,73	1,26	1,675	1,206	1,606
180	57,0	1,135	1,509	1,156	1,458

Примечание: 1 СЕВ – Европейский комитет по бетону

Большинство строительных конструкций эксплуатируются при длительно действующей нагрузке, которая может изменяться в некотором диапазоне. При длительном действии постоянного по величине напряжения предел

прочности бетона оказывается ниже, чем при стандартных испытаниях. Строго говоря, этот предел прочности является реальной прочностью бетона эксплуатируемых конструкций. Принято говорить о длительной прочности бетона R_η , а отношение

$$\eta = \frac{R_\eta}{R} \quad (6.29)$$

называется уровнем длительной прочности. Величина η составляет 0,72 – 0,85. Уровень длительной прочности возрастает с ростом класса бетона. Полагают, что уровень длительной прочности соответствует верхней границе микротрещинообразования (второй параметрической точке по О.Я. Бергу). Значения верхней границы микротрещинообразования составляют 0,75 – 0,87 предела призмочной прочности (возрастают с ростом прочности бетона).

Уровень длительной прочности бетона η может быть определен как

$$\eta = a\lambda_R^{0,2}, \quad (6.30)$$

где

a = для тяжелых бетонов 0,879, для легких бетонов на пористых заполнителях 0,803;

λ_R – коэффициент упругости бетона при уровне нагружения, соответствующего пределу кратковременной прочности бетона.

В табл. 6.18 представлены результаты, подтверждающие приемлемость ф. (6.26).

Таблица 6.18

Сопоставление расчетных и экспериментальных значений уровня длительной прочности бетона

№	Данные	R, МПа	E ₀ , ГПа	λ _R	η	η по ф. ()	Δ, %
1	Щербаков Е.Н.	46,5	34,2	0,612	0,8 – 0,82	0,797	<2,8
2	Валовой А.И.	25,3	39,0	0,56	0,73 – 0,78	0,783	<4,4
3	Гладков Д.И.	29,2	31,9	0,511	0,75	0,769	2,5
4	Щелкунов В.Г.	25,6	30,7	0,488	0,78	0,762	2,4
5	Han, N.,	100,0	47,65	0,699	0,8	0,818	2,3

	Walraven, J.						
6	Kanstad, T.	34,5	35,3	0,376	0,7 – 0,75	0,723	<3,6
7	Smadi,	28,1	31,8	0,4	< 0,75	0,732	<2,4
	Slate,	36,3	26,4	0,55	0,75 – 0,8	0,78	<4,0
	Nilson	58,8	31,4	0,635	0,8 – 0,85	0,803	<5,5
8*	Hansen, J.K.	42,0	14,5	0,839	0,75	0,775	<6,6
	и др.	75,5	25,0	0,827	– 0,83	0,773	<6,9
9*	Hammer, T.A.	75,9	23,28	0,875	<0,83	0,781	<5,9

Примечание: * - легкий бетон на пористых заполнителях

При длительном действии напряжений, превышающих предел длительной прочности бетона R_η разрушение образца произойдет через некоторое время τ (рис. 6.12)

$$\frac{R_\eta}{R} = a \lg \tau + b. \quad (6.31)$$

На этом принципе построена методика определения длительной прочности бетона.

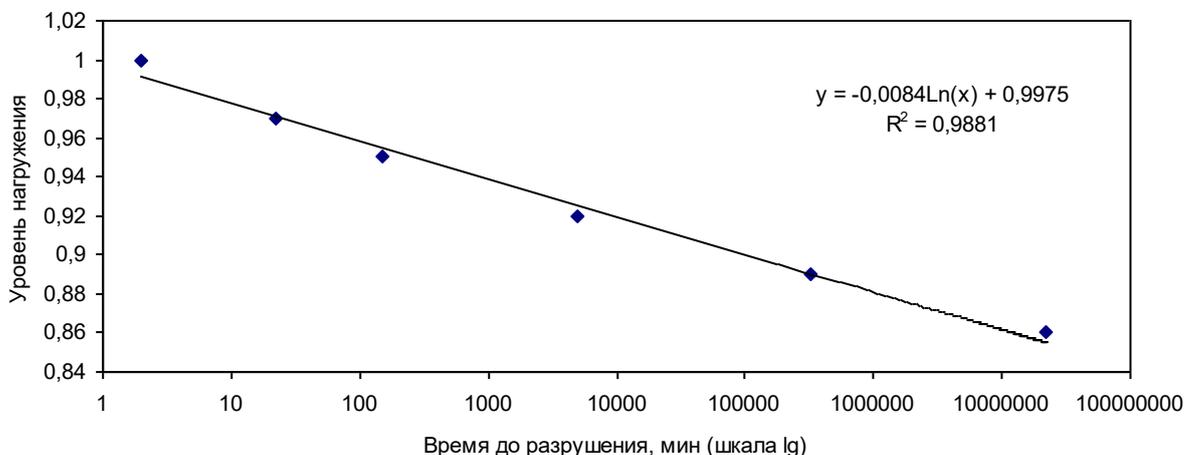


Рис. 6.12 Влияние уровня нагружения на время разрушения образца

Уровень длительной прочности бетона несколько снижается при повышении его влажности. При длительном пребывании бетона в воде (несколько лет) снижается также предел кратковременной прочности до 20 %.

6.3.6 Влияние стесненных условий на предел прочности (предел прочности бетона при многоосном нагружении)

При стесненных условиях развития деформаций (например, в трубобетонных колоннах) бетон при сжатии может показывать большую прочность, чем при центральном осевом сжатии. Предел прочности бетона в этом случае может быть определен как

$$R_C = R(1 + 5\sigma / R) \text{ при } \sigma < 0,05R, \text{ если } (\sigma = \sigma_1 = \sigma_2), \quad (6.32)$$

$$R_C = R(1 + 2,5\sigma / R) \text{ при } \sigma > 0,05R, \text{ если } (\sigma = \sigma_1 = \sigma_2), \quad (6.33)$$

где R – предел прочности при центральном осевом сжатии, МПа.

6.3.7 Предел прочности при циклическом действии нагрузки (выносливость).

Многие железобетонные конструкции в процессе эксплуатации подвергаются действию циклических нагрузок (шпалы, мостовые конструкции, дорожные и аэродромные покрытия, морские сооружения, плавсредства, фундаменты под оборудование и др.). Циклическая нагрузка расшатывает структуру бетона, приводит к образованию микротрещин и их развитию с переходом в макротрещины, что вызывает разрушение бетона, даже если уровень приложенного напряжения значительно ниже предела кратковременной прочности. Стойкость бетона при циклических воздействиях, или выносливость, определяется количеством циклов до разрушения, и зависит от уровня максимального приложенного напряжения, коэффициента асимметрии цикла (соотношения минимального и максимального напряжения), свойств бетона, определяющих его трещиностойкость – предел прочности при растяжении, сцепление цементного камня с заполнителем, модуль упругости, влажностное состояние. Полагают, что безопасный уровень напряжений при циклическом действии нагрузки соответствует нижней границе микротрещинообразования (первая параметрическая точка по О.Я. Бергу). Значение нижней границы микротрещинообразования составляют примерно 0,35 – 0,6 предела призмочной прочности (возрастают с ростом прочности бетона). Зависимость

предела прочности бетона при циклическом воздействии R_C может быть определена как

$$R_C = CR. \quad (6.34)$$

Значения коэффициента C от величины коэффициента асимметрии цикла

$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ и влажностного состояния бетона представлены на рис. 6.13.

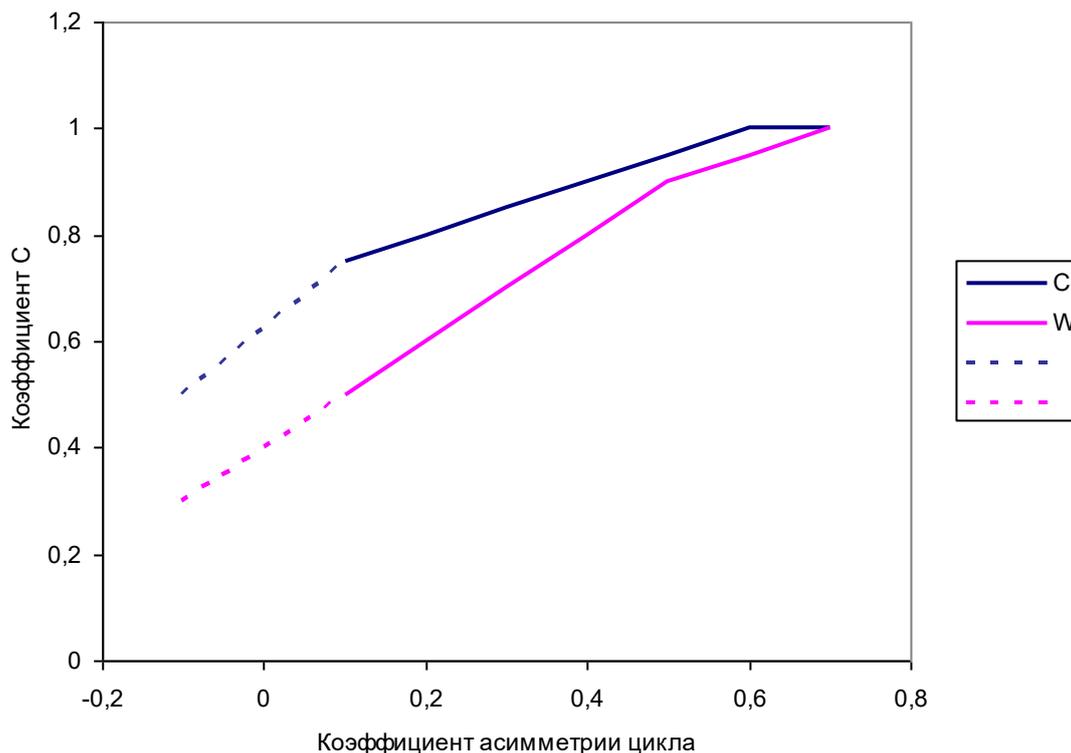


Рис. 6.13 Зависимость коэффициента C в ф.(6.30) от коэффициента асимметрии цикла и влажности бетона

О.Я. Бергом предложены зависимости для связи предела выносливости R_σ с коэффициентом асимметрии цикла ρ , уровнем нагружения R_σ/R_{pr} (R_{pr} – призматическая прочность) и числом циклов N в виде

$$\frac{R_\sigma}{R_{pr}} = 1,23N^{-0,05} \quad \text{при } \rho < 0,1. \quad (6.35)$$

Оценку выносливости обычно производят на базе 2 млн. циклов. В этом случае при $\rho > 0,1$

$$\frac{R_{\sigma}}{R_{pr}} = 0,35\rho^2 + 0,6 . \quad (6.36)$$

Томас К. предлагает зависимость в виде (в принятой выше символике)

$$\frac{R_{\sigma}}{R_{pr}} = 1 - 0,0685(1 - \rho) \lg N . \quad (6.37)$$

В общем виде зависимость предела выносливости от может быть выражена уравнением

$$\frac{R_{\sigma}}{R_{pr}} = a - b \lg N , \quad (6.38)$$

в котором коэффициент a изменяется от 0,877 до 1,17 (среднее значение 1,11), а коэффициент

$$b = 0,055\rho - 0,0775 . \quad (6.39)$$

В табл. 6.19 представлены значения предела выносливости при различных значениях коэффициента асимметрии цикла и числе циклов, определенные по ф. (6.34). Следует иметь в виду, что приведенные формулы дают значения для бетона в сухом состоянии.

Таблица 6.19

Расчетные значения предела выносливости

Коэффициент асимметрии цикла	Предел выносливости при числе циклов	
	2000000	10000000
0,1	0,6 / 0,61 ¹	0,55 / 0,57
-0,05	0,6 / 0,55	0,55 / 0,5
-0,1	0,6 / 0,525	0,55 / 0,47

Примечание: 1 – в числителе – по ф. (6.33), в знаменателе – по ф. (6.34).

Влияние коэффициента асимметрии цикла на предел выносливости бетона иллюстрирует табл. 6.20.

Таблица 6.20

Влияние коэффициента асимметрии цикла на предел выносливости бетона

№	Данные	ρ	Число	Предел
---	--------	--------	-------	--------

			ЦИКЛОВ	ВЫНОСЛИВОСТИ
1	Мемель А.	0	$2 \cdot 10^6$	0,47 – 0,6
		0,1 – 0,15	$2 \cdot 10^6$	0,48
2	Пробст Е.	0	$2 \cdot 10^6$	0,47 – 0,6
3	Мур Г., Коммерс Д.	0	$2 \cdot 10^6$	0,5 – 0,55
4	Клеммер Х.	0	10^7	0,51 – 0,54
5	Antrim J.	0	10^7	0,56
6	Карпухин И.С.	0,075	$2 \cdot 10^6$	0,56
		0,15	$2 \cdot 10^6$	0,6
		0,333	$2 \cdot 10^6$	0,69
		0,5	$2 \cdot 10^6$	0,82
		0,7	$2 \cdot 10^6$	0,78
		0,85	$2 \cdot 10^6$	0,82
		0,925	$2 \cdot 10^6$	0,91
7	Фролов Т.Г.	0,1 – 0,15	$2 \cdot 10^6$	0,5 – 0,55
		0,333		0,5
		0,5		0,65
8	Иванов-Дятлов А.И.	0,333	$2 \cdot 10^6$	0,6
	Берг О.Я.	0,1 – 0,15	10^7	0,48 – 0,75

Необходимо отметить, что с ростом скорости циклического нагружения (увеличение числа циклов в единицу времени) предел выносливости бетона несколько возрастает (до 10%). При стандартных испытаниях коэффициент асимметрии цикла принимают равным 0,1, частоту нагружения 5 – 10 Гц, а уровень максимального напряжения от 0,6 до 0,9.

6.3.8 Истираемость бетона

Истираемость — способность материала изменяться в объёме и массе под действием истирающих усилий. Истираемость зависит от твердости материала: чем выше твердость, тем меньше истираемость. Истираемость бетона должна соответствовать установленной стандартом на изделия конкретных видов и быть не более:

- $0,7 \text{ г/см}^2$ — в изделиях для конструкций, работающих в условиях повышенной интенсивности движения (плиты дорожных и аэродромных покрытий, плиты тротуаров на магистральных улицах и т.п.);



- $0,8 \text{ г/см}^2$ — в изделиях для конструкций, работающих в условиях средней интенсивности движения (элементы лестниц общественных и производственных зданий и сооружений, плиты для полов в подземных переходах и т.п.);

- $0,9 \text{ г/см}^2$ — в изделиях для конструкций, работающих в условиях малой интенсивности движения (элементы лестниц жилых зданий, плиты для покрытий дорог и тротуаров во внутриквартальных проездах и т.п.).

Формально истираемость бетона I может быть ориентировочно определена как

$$I = k(1,05 - 0,006B), \quad (6.40)$$

где B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа;

k – коэффициент, учитывающий влияние рецептурно-технологических факторов на истираемость ($0,85 - 1,1$).

Истираемость бетона обеспечивается выбором заполнителя (с маркой по истираемости в полочном барабане не ниже I_2 в зависимости от вида породы) и назначением состава.

6.3.9 Основы физики прочности бетона при сжатии

На любом уровне структура бетона может рассматриваться как система «матрица – контактная зона – заполнитель». В силу различия физических свойств матрицы, заполнителя и контактной зоны структура бетона на любом уровне является физически неоднородной, что обуславливает наличие в структуре собственного поля напряжений. Под действие внешней нагрузки в структуре возникает внешнее поле напряжений, которое при суперпозиции с собственным полем, обуславливает неоднородное напряженно - деформированное состояние структуры бетона. При этом отношение действующего локального напряжения в любой точке к уровню локальной прочности в этой точке будет различно, т.е. уровень нагружения в каждой точке будет различен. В связи с этим разрушение бетона при действии нагрузки будет проис-

ходить не одновременно во всех точках структуры, а в первую очередь в наиболее нагруженных, в тех, где уровень напряжений достигнет величины локальной прочности. Поэтому в бетоноведении процесс разрушения бетона рассматривается как процесс образования микротрещин, развития микротрещин с объединением их в макротрещины. Микротрещины в бетоне уже фиксируются при уровне напряжений: при сжатии примерно 0,13, а при растяжении – 0,06.

При нагружении бетонного образца центральной осевой сжимающей нагрузкой происходит сжатие образца в направлении действия нагрузки и расширение в поперечном направлении. В связи с тем, что на ранних этапах нагружения при невысоких значениях уровня нагружения коэффициент поперечных деформаций бетона (коэффициент Пуассона) составляет 0,12 – 0,23, т.е. поперечные деформации значительно меньше продольных, на ранних этапах нагружения происходит уменьшение объема образца, т.е. увеличение его плотности, фактически – уплотнение структуры. В дальнейшем поперечные деформации образца возрастают, объем образца достигает первоначального значения и превышает его (рис. 6.14).

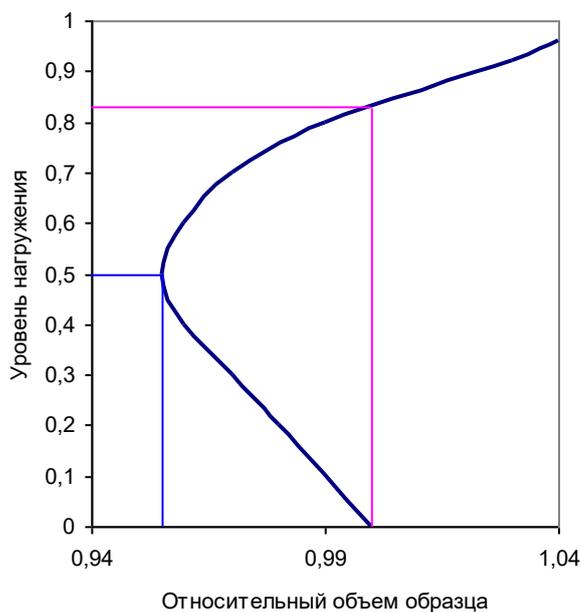
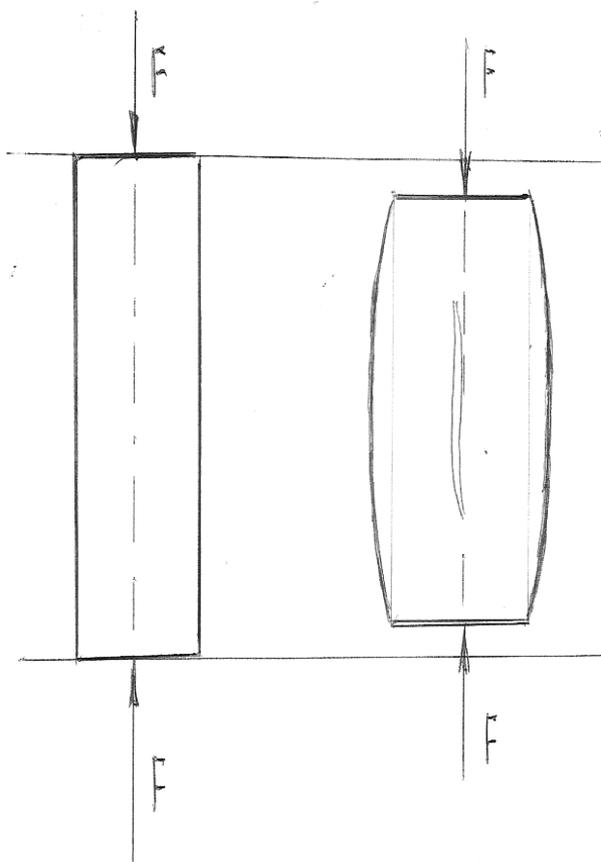


Рис. 6.14 Схема разрушения (слева) и изменение объема образца при центральном осевом сжатии

По представлениям О.Я Берга, впервые описавшего приведенную схему разрушения, минимальное значение объема образца соответствует началу развития микротрещин в бетоне, прежде всего, в контактной зоне цементного камня с заполнителем. Этот уровень нагружения, называемый нижней границей микротрещинообразования, или первой параметрической точкой R_{crx}^0 , соответствует физическому пределу выносливости бетона. Уровень нагружения, при котором объем образца становится опять равным первоначальному, соответствует образованию магистральной макротрещины. В этой точке коэффициент поперечных деформаций равен 0,5, а при повышении напряжения превышает это значение, что для сплошного тела невозможно. Таким образом, в этой точке образование макротрещины фактически приводит к разделению образца как минимум на два самостоятельных объема. Этот уровень нагружения называется верхней границей микротрещинообразования, или второй параметрической точкой R_{crx}^v . Верхняя граница микротрещинообразования соответствует физическому уровню длительной прочности бетона. Значения параметрических точек О.Я Берг связывал с призмочной прочностью бетона

$$\frac{R_{crx}^0}{R_{pr}} = 0,35 \lg R_{pr} - 0,15, \quad (6.41)$$

$$\frac{R_{crx}^v}{R_{pr}} = 0,35 \lg R_{pr} + 0,175, \quad (6.42)$$

где R_{pr} – призмочная прочность бетона, МПа.

6.3.10 Коэффициент вариации прочности бетона

Предел прочности бетон одного класса при массовом производстве даже при использовании одних и тех же материалов не является постоянной величиной от замеса к замесу, прочность бетона изменяется в сторону увеличения или уменьшения от некоторой средней величины. Некоторое отклонение значений показателей является свойством любой однородной продукции. Это свойство называется статистической изменчивостью однородной продукции. Статистическая изменчивость предела прочности бетона является следствием погрешности дозирования, неоднородности уплотнения, недостаточно точным учетом влажности заполнителей, ошибки измерения и рядом других факторов. Например, точность дозирования цемента и воды должна составлять не более 1% по массе. Если номинальный состав должен содержать $C = 400 \text{ кг/м}^3$ и $B = 200 \text{ кг/м}^3$, то возможны составы:

$$1 - C = 404, B = 198, C/B = 2,04;$$

$$2 - C = 396, B = 202, C/B = 1,96.$$

По ф. (6.8) при $\alpha = 0,6$; $R_c = 50 \text{ МПа}$ в первом случае прочность бетона $R = 46,2 \text{ МПа}$, а во втором – $43,8 \text{ МПа}$ при прочности номинального состава 45 МПа . При контроле прочности допускается рассматривать образцы как одну серию при отклонении средней плотности до 50 кг/м^3 (ГОСТ 10180). Отклонение в значении плотности означает различное содержание заземленного воздуха, и в нашем случае составляет примерно 20 л воздуха, или 2%. Известно, что 1% воздуха снижает предел прочности бетона примерно на 4%. Следовательно, в нашем примере возможны отклонения прочности в пределах 4%. В итоге, рассматривая крайние случаи, для первого состава возможна прочность $1,04 \times 46,2 = 48 \text{ МПа}$, а для второго – $0,96 \times 43,8 = 42 \text{ МПа}$. Размах составляет 6 МПа, или дисперсия, согласно ГОСТ 18105, $S = 6/1,13 = 5,3 \text{ МПа}$. Коэффициент вариации прочности, таким образом,

$$V = \frac{S}{R} = \frac{5,3}{45} = 11,8\% . \quad (6.43)$$

где

дисперсия
$$S = \sqrt{\frac{\sum(R_i - R)^2}{n-1}}, \text{ или } S = \frac{W}{k}, \quad (6.44)$$

$$R = \frac{\sum R_i}{n}. \quad (6.45)$$

R_i – прочность бетона в партии (единичное значение прочности);

n – число партий (число единичных значений);

R – среднее арифметическое – средний уровень прочности по всем партиям.

W – размах (разность между максимальным и минимальным значением прочности в партии);

k – коэффициент, принимаемы по табл. 6.21.

Таблица 6.21

Коэффициент k

Число единичных значений n	2	3	4	5	6
Значение коэффициента k	1,13	1,69	2,06	2,33	2,5

Среднеотраслевое значение коэффициента вариации прочности бетона составляет $V = 13,5\%$. Ранее его использовали для перехода от классов к маркам по прочности и обратно

$$M = \frac{B}{1 - 1,645V}. \quad (6.46)$$

Бетонные смеси высшей категории качества (например, при разработке технологии вновь создаваемой продукции) должны иметь коэффициент вариации прочности не более 9%.

Бетоносмесители должны обеспечивать качество перемешивания, при котором коэффициент вариации прочности не превышает 8%.

Коэффициент вариации прочности в осеннее – зимний период может быть на 2 – 3 % выше, чем в весеннее – летний.

При контроле прочности после тепловлажностной обработке коэффициент вариации прочности может быть на 3 – 4 % выше, чем при контроле прочности в проектном возрасте.

Коэффициент вариации прочности зависит от класса бетона (рис. 6.15). Эта зависимость обусловлена выявленной еще в 70-е годы прошлого века закономерности постоянства дисперсии прочности бетона, начиная с некоторого класса, в частности, для бетонов классов В25 и выше величина дисперсии, как правило, не превышает 4 МПа. (табл. 6.22).

Таблица 6.22

Зависимость дисперсии от прочности бетона

Параметр	Значения параметров при прочности бетона, МПа				
	30	40	50	60	80
R_m	30	40	50	60	80
V_m	10 - 12	8,2 - 9	6,6 – 7,8	5,4 – 6,6	4,2 – 4,8
$S_m = V_m R_m$	3,0 – 3,6	3,3 – 3,6	3,3 – 3,9	3,2 – 4,0	3,4 – 3,8

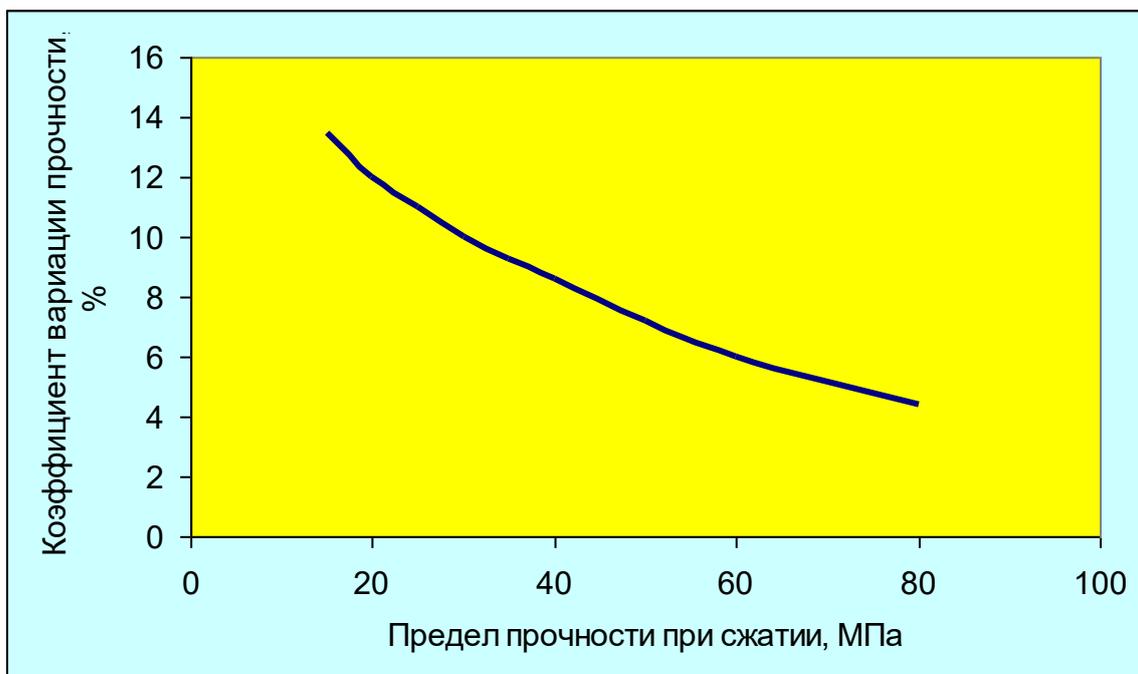


Рис. 6.15 Зависимость коэффициента вариации прочности от прочности бетона

6.3.11 Предел прочности на осевое растяжение R_{bt}

Является основным нормируемым показателем качества бетона конструкций, бетон которых эксплуатируется в условиях воздействия растягивающих напряжений, при этом образование трещин в бетоне не допустимо, а предварительное напряжение арматуры технически невозможно или экономически нецелесообразно (гидротехнический бетон для плотин, труб, резервуаров, бассейнов и т.п.). Определяется по результатам испытаний образцов на осевое растяжение. зависит от предела прочности цементного камня на растяжение, прочности сцепления цементного камня с заполнителем, прочности заполнителя. Нормируется классами бетона по прочности на осевое растяжение V_t . Классы установлены от $V_{t0,4}$ до V_{t4} .

Формально предел прочности бетона может быть определен как

$$R_{bt} = aR^{0,6}, \quad (6.47)$$

где

R_{bt} (R_t), R – соответственно предел прочности на осевое растяжение и на сжатие, МПа;

a - коэффициент, среднестатистическое значение 0,29 для тяжелых бетонов и 0,27 для легких бетонов на пористых заполнителях.

Соотношение предела прочности при сжатии и осевом растяжении иллюстрирует табл. 6.23.

Таблица 6.23

Соотношение предела прочности при растяжении и сжатии

Показатели	Значения показателей				
	15	25	60	80	120
R_t , МПа	1,47	2,0	3,38	4,0	5,13
R_t/R , %	9,8	8,0	5,6	5,0	4,3

В нормах европейских стран (EN 1992 – 1 - 1) используется зависимость для соотношения между пределом прочности бетона при растяжении и сжатии:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \text{ для бетонов классов ниже C 50/60,} \quad (6.48)$$

эта зависимость фактически является известной формулой Фере, и

$$f_{ctm} = 2,12 \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \text{ для бетонов классов более C 50/60,} \quad (6.49)$$

где

$$f_{ctm} = R_t, f_{ck} = f_{cm} - 8, f_{cm} = R. \quad (6.50)$$

Соотношение значений иллюстрирует табл. 6.24.

Таблица 6.24

Соотношение предела прочности при растяжении и сжатии

Показатели	Значения показателей				
	15	25	60	80	120
R, МПа	15	25	60	80	120
R _t по ф. (6.43), МПа	1,47	2,0	3,38	4,0	5,13
f _{ctm} , МПа	1,1	2,0	4,18	4,66	5,44

Таким образом, в EN 1992 – 1 – 1 несколько занижена прочность на растяжение бетонов низких классов и завышена прочность на растяжение бетонов высоких классов в сравнении со среднестатистическими данными.

Схема испытаний на осевое растяжение представлена на рис. 6.16.

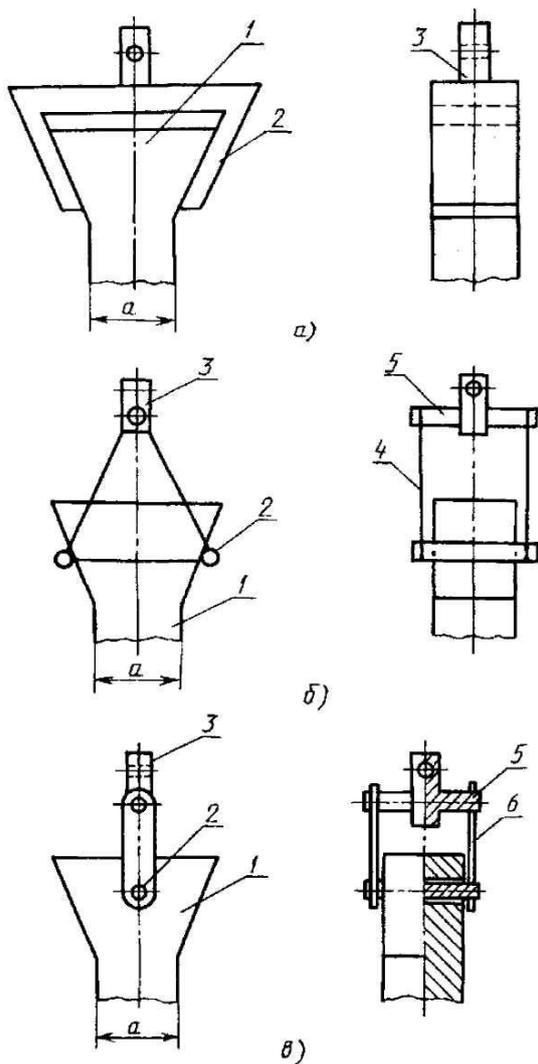


Рис. 6.16 Схема испытаний на осевое растяжение

1 - образец; 2 - захват; 3 - концевой элемент шарнира Гука; 4 - гибкая тяга; 5 - ось; 6 - жесткая тяга

6.3.12 Предел прочности на растяжение при раскалывании

Не является самостоятельно нормируемым показателем качество бетона, но используется при оценке качества бетона по прочности на осевое растяжение в лабораторных испытаниях, поскольку между пределом прочности на осевое растяжение R_t и на растяжение при раскалывании R_{tt} существует статистическая зависимость

$$R_t = aR_{tt}, \quad (6.51)$$

где

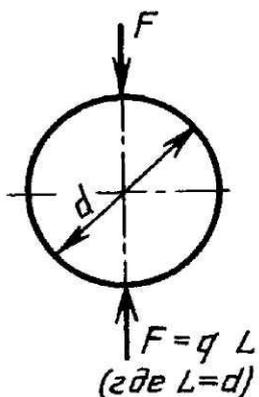
a составляет: 0,928 по среднестатистическим данным; 0,83 по ГОСТ 10180; 0,9 по EN 1992 – 1 – 1.

Испытания на растяжение при раскалывании значительно менее трудоемки и продолжительны, чем на осевое растяжение.

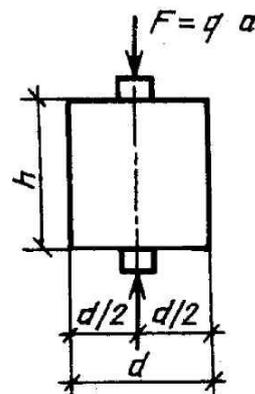
Схема испытаний (ГОСТ 10180) представлена на рис. 6.17.

образцы – цилиндры:

из бетона всех видов
(кроме ячеистого бетона)



из ячеистого бетона



образцы – кубы:

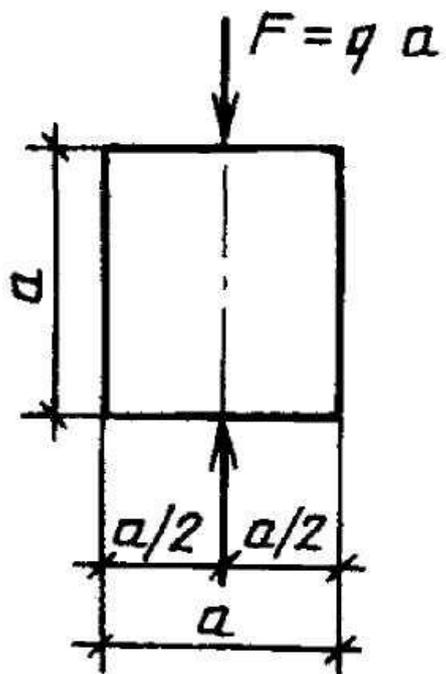


Рис. 6.17 Схема испытаний образцов на растяжение при раскалывании

Предел прочности при раскалывании определяется как



$$R_{tt} = \frac{2F}{\pi A} \text{ при испытании кубов,} \quad (6.52)$$

$$R_{tt} = \frac{2F}{\pi dl} \text{ при испытании цилиндров,} \quad (6.53)$$

где

A – площадь сечения куба ($A = a^2$);

d, l – соответственно диаметр и образующая цилиндра.

6.3.13 Предел прочности на растяжение при изгибе

Является основным нормируемым показателем качества бетона конструкций, которые в процессе эксплуатации подвергаются действию изгибающего момента, при этом образование трещин не допускается, а и предварительное напряжение арматуры технически невозможно или экономически нецелесообразно (бетон для дорожных и аэродромных покрытий). Определяется по результатам испытаний образцов по схеме четырехточечного изгиба, зависит от предела прочности цементного камня на растяжение, прочности сцепления цементного камня с заполнителем, прочности заполнителя. Предел прочности при изгибе конструктивных бетонов составляет примерно 6 – 15 % предела прочности при сжатии (уменьшается с ростом класса бетона). Нормируется классами бетона по прочности на растяжение при изгибе R_{bt} . Классы установлены от $R_{bt}0,4$ до $R_{bt}8$

Формально предел прочности бетона при изгибе может быть определен как

$$R_{bf} = bR^{0,6}, \quad (6.54)$$

где

R_{bf} (R_f), R – соответственно предел прочности на растяжение при изгибе и на сжатие, МПа;

b - коэффициент, среднестатистическое значение 0,45 для тяжелых и легких бетонов на пористых заполнителях.

Соотношение между пределом прочности бетона при изгибе и при осевом растяжении является достаточно сложной функцией, которая определяется как геометрией образцов, так и деформативными свойствами бетона. Среднестатистическое соотношение составляет

$$R_f = 1,39...1,75R_t \text{ или } R_t = 0,72...0,57R_f .$$

В ГОСТ 10180 регламентировано соотношение

$$R_t = 0,55R_f , \text{ или } R_f = 1,82R_t .$$

В нормах Европы EN 1992 – 1 – 1 установлено соотношение

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) f_{ctm} , \text{ или при } h = 150 \text{ мм в принятой в РФ символике}$$

$$R_f = 1,45R_t , \text{ или } R_t = 0,69R_f .$$

Неоднозначность соотношения R_f/R_t делает нежелательным замену испытаний на осевое растяжение испытаниями на изгиб, что встречается в практике.

Схема испытаний на изгибе представлена на рис. 6.18.

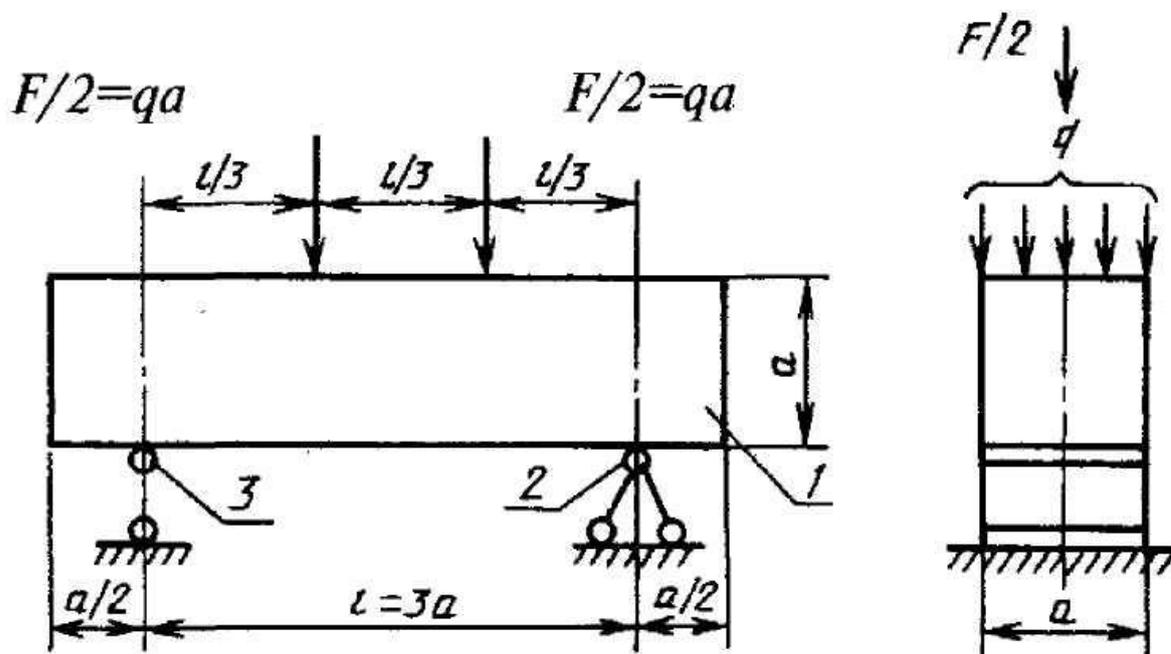


Рис. 6.18 Схема определения предела прочности при изгибе

1 — образец; 2 — шарнирно неподвижная опора; 3 — шарнирно подвижная опора

Предел прочности при изгибе определяется как

$$R_f = \delta \frac{Fl}{ab^2} K_w, \quad (6.55)$$

где

δ – масштабный коэффициент;

K_w – коэффициент, учитывающий влияние влажности бетона (только для ячеистых бетонов).

На рис. 6.19 представлена зависимость предела прочности при изгибе, осевом растяжении, срезе и кручении от предела прочности при сжатии.

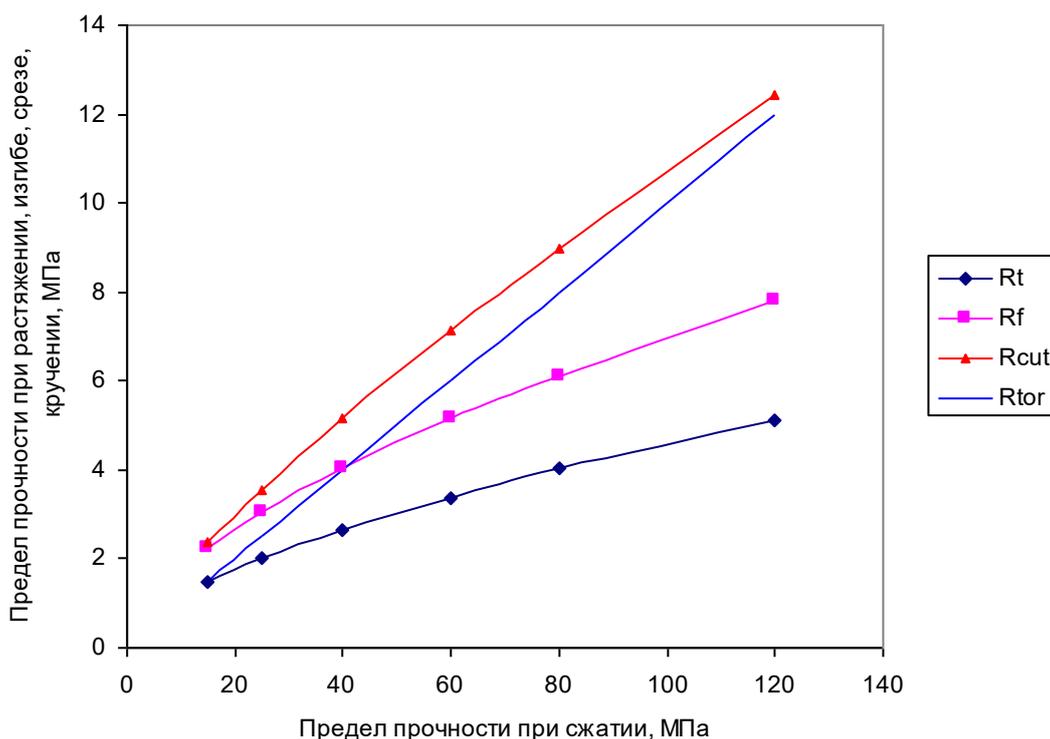


Рис. 6.19 Зависимость предела при осевом растяжении (R_t), изгибе (R_f), срезе (R_{cut}), кручении (R_{tor}) от предел прочности при сжатии (среднестатистические данные)

6.3.14 Предел прочности при срезе

Не является самостоятельно нормируемым показателем качества бетона, но используется при расчете некоторых конструкций или их частей (фундаментов, консолей и капителей колонн (рис. 6.20) и т.п.).

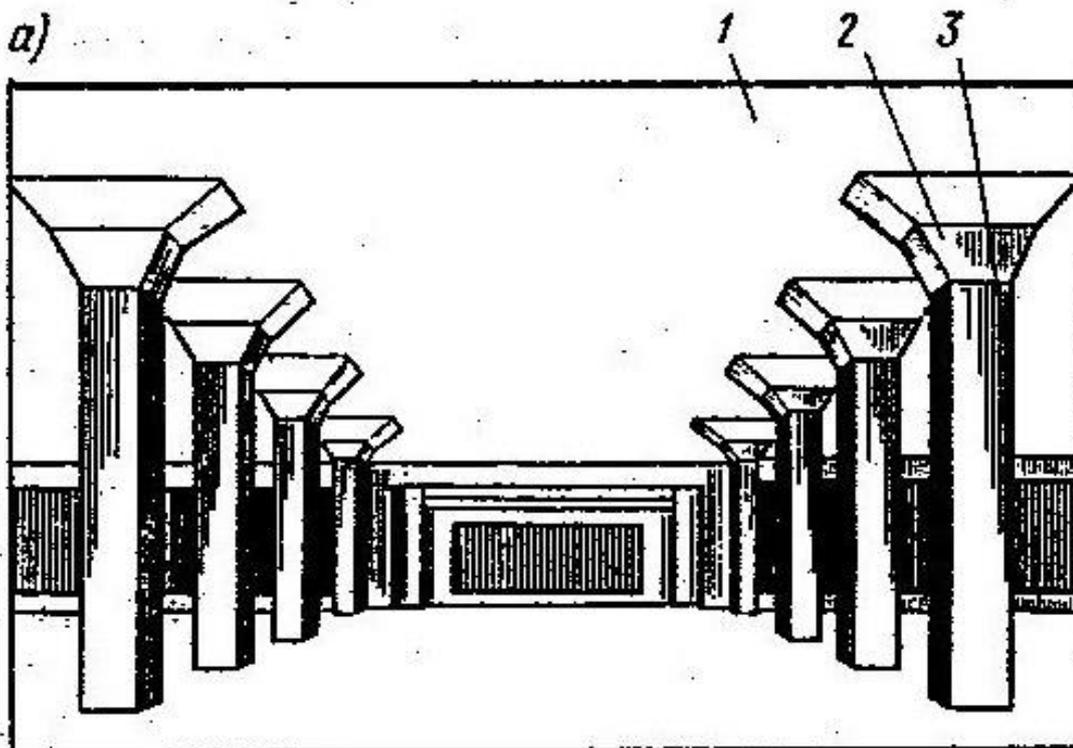


Рис. 6.20 Колонны с капителями

Предел прочности бетона при срезе может быть определен по формуле Мерша

$$R_{cut} = 0,5\sqrt{R_t R} , \quad (6.56)$$

или, с учетом ф. (6.50)

$$R_{cut} = 0,27R^{0,8} . \quad (6.57)$$

6.3.15 Предел прочности при кручении

Не является самостоятельно нормируемым показателем качества бетона, но используется при расчете конструкций, работающих на кручение,

например, опоры ЛЭП, осветительной сети, контактной сети. Предел прочности при кручении составляет 10% предела прочности при сжатии.

6.3.16 Сцепление арматуры с бетоном

Сцепление арматуры с бетоном играет определяющую роль в работе железобетона. Расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном определяется как

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \quad (6.58)$$

где

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

η_1 — коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

1,5 — для гладкой арматуры;

2 — для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;

2,5 — для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

η_2 — коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

1,0 — при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

0,9 — при диаметре арматуры 36 и 40 мм.

6.3.17 Нормирование прочности бетона

Прочность бетона в проектном возрасте характеризуют классами прочности на сжатие, осевое растяжение, растяжение при изгибе. Классом называется значение предела прочности из номинального ряда, гарантированное с обеспеченностью 0,95 (Класс бетона по прочности на сжатие соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие (в МПа) с обеспеченностью 0,95.). Класс бетона обозначается буквой В английского алфавита (от франц. le beton).

Для бетонов установлены следующие классы:

- по прочности на сжатие: В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; В65; В70; В75; В80.

Примечание. Допускается применение бетона промежуточных классов по прочности на сжатие В22,5 и В27,5;

- по прочности на осевое растяжение: V_t 0,4; V_t 0,8; V_t 1,2; V_t 1,6; V_t 2,0; V_t 2,4; V_t 2,8; V_t 3,2; V_t 3,6; V_t 4,0;

- по прочности на растяжение при изгибе: V_{tb} 0,4; V_{tb} 0,8; V_{tb} 1,2; V_{tb} 1,6; V_{tb} 2,0; V_{tb} 2,4; V_{tb} 2,8; V_{tb} 3,2; V_{tb} 3,6; V_{tb} 4,0; V_{tb} 4,4; V_{tb} 4,8; V_{tb} 5,2; V_{tb} 5,6; V_{tb} 6,0; V_{tb} 6,4; V_{tb} 6,8; V_{tb} 7,2; V_{tb} 8,0.

Для железобетонных конструкций рекомендуется применять класс бетона по прочности на сжатие не ниже В15

В Европейских нормах (EN 206 – 1) установлены классы для тяжелых бетонов от С8/10 до С100/115 (С – от англ. concrete), а для легких бетонов от LC8/9 до LC 80/88 (от англ. light weight aggregate concrete; в числителе – предел прочности образцов-цилиндров, в знаменателе – образцов-кубов).

ГОСТ 18105 «Бетоны. Правила контроля прочности» устанавливает соотношение между классом бетона В и средним для контролируемого периода уровнем прочности R_y как

$$R_y = k_{МП} k_T B, \quad (6.59)$$

при этом значения коэффициентов принимаются по табл. (6.25, 6.26) в зависимости от среднего за анализируемый период коэффициента вариации прочности бетона $V_{п.}$

Таблица 6.25

Значения k_T

V_n %	K_T			
	для бетонов всех видов (кроме плотных силикатных, ячеистых) и конструкций, кроме массивных гидротехнических	для плотного силикатного бетона	для автоклавного ячеистого бетона	для массивных гидротехнических конструкций
6 и ме-	1,07	1,06	1,08	1,09

нее				
7	1,08	1,07	1,09	1,10
8	1,09	1,08	1,10	1,11
9	1,11	1,09	1,12	1,13
10	1,14	1,12	1,13	1,14
11	1,18	1,14	1,14	1,16
12	1,23	1,18	1,17	1,18
13	1,28	1,22	1,22	1,20
14	1,33	1,27	1,26	1,22
15	1,38	1,33	1,32	1,23
16	1,43	1,39	1,37	1,25
17		1,46	1,43	1,28
18			1,50	1,32
19	Область недопустимых значений		1,57	1,36
20				1,39
21 и более				

Таблица 6.26

 Значения $k_{мп}$

$V_n, \%$	6 и менее	От 6 до 7	От 7 до 8	От 8 до 10	От 10 до 12	От 12 до 14	14 и более
$K_{м.п}$	1,03	1,04	1,05	1,07	1,09	1,12	1,15

Таким образом, соотношение класса и среднего контролируемого уровня прочности может составлять для конструкционных тяжелых бетонов от $R_y / B = 1,1$ до 1,64.

В нормах EN 206 – 1 принято в начальный период соотношение между требуемым уровнем прочности f_{ck} и средним контролируемым уровнем прочности f_{cm} в виде (первый критерий)

$$f_{cm} = f_{ck} + 4, \quad (6.60)$$

а в период установившегося потока

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,48\sigma. \quad (6.61)$$

Классы по прочности в EN 206 – 1 обозначаются в виде C 20/25 (числитель – предел прочности образца – цилиндра, знаменатель – образца – куба).

Класс бетона по прочности с точки зрения математической статистики является нижним доверительным интервалом статистически изменяемой в некоторой выборке величины (среднее значение предела прочности R), обеспеченность которого составляет 0,95, в связи с чем

$$B = R_m (1 - tV), \quad (6.62)$$

где

B – класс бетона;

R_m – средний контролируемый уровень прочности;

t – статистический параметр ($t = 1,645$ при обеспеченности 0,95);

V_m – коэффициент вариации прочности бетона,

где

$$V_m = \frac{S_m}{R_m} \cdot 100, \% \text{, или } V_m = \frac{S_m}{R_m}, \quad (6.63)$$

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n-1}}, \quad (6.64)$$

где

R_i – единичное значение прочности бетона, определенное по результатам стандартных испытаний серии образцов;

n – число единичных значений прочности в партии (в принятом объеме выборки).

Класс по прочности и средний уровень прочности в контролируемый период связывают фактическую прочность в производственных условиях и нормативное значение. Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения:

- сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,n}$;
- сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$;

Нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению принимаются в зависимости от класса бетона по прочности

на сжатие B . При расчете конструкций по второй группе предельных состояний (по эксплуатационной пригодности) используются нормативные значения прочности R_{bn} . При расчете конструкций по первой группе предельных состояний (по несущей способности) используются расчетные значения прочности R_b .

Связь между нормативными, расчетными сопротивлениями и классом прочности устанавливается системой коэффициентов

$$R_{bn} = k_1 k_2 k_3 k_4 k_5 B, \quad (6.65)$$

$$R_b = \frac{R_{bn}}{k}, \quad (6.66)$$

где

k_i – учитывают влияние:

- геометрии образцов (коэффициент призмочной прочности);
- различий условий формирования прочности в лаборатории и в производственных условиях;
- длительности действия нагрузки на предел прочности бетона;
- нарастания прочности бетона во времени;
- условий эксплуатации на формирование прочности.

Коэффициенты k_i в нормах проектирования обозначаются соответствующими символами γ_i .

k - коэффициент надежности по бетону, принимается равным 1,3 для прочности на сжатие, 1,5 для прочности на осевое растяжение при контроле прочности на сжатие и 1,3 при контроле прочности на растяжение. В нормах Европы приняты более высокие значения k .

В табл. 6.27 представлены нормативные значения прочности бетона на сжатие и осевое растяжение в зависимости от класса (СП 52 – 101).

Таблица 6.27

Нормативные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$, $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}$, $R_{bt,ser}$	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Соотношение R_{bn}/B составляет от 0,72 до 0,75.

В табл. 6.28 представлены расчетные значения прочности бетона на сжатие и осевое растяжение при контроле прочности на сжатие в зависимости от класса (СП 52 – 101).

Таблица 6.28

Расчетные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

Соотношение R_b/B составляет от 0,55 до 0,6. Учитывая, что в отечественных нормах часто используется значение коэффициента γ_{b2} , учитывающее влияние условий эксплуатации, равное 0,9 к расчетному сопротивлению, реальное соотношение R_b/B составляет от 0,5 до 0,54.

Как отмечалось выше, соотношение между средним значением прочности в контролируемый период R и классом B составляет, в зависимости от коэффициента вариации прочности, от 1,1 до 1,64. С учетом этого, соотношение между расчетным сопротивлением R_b и R может составлять от $R_b/R = 0,3$ при очень нестабильном технологическом процессе до $R_b/R = 0,46$ при

стабильном технологическом процессе. Это означает, что в первом случае при производстве бетона, например, класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа) величина R должна составлять $14,5/0,3 = 48$ МПа, а во втором только $14,5/0,46 = 31,5$ МПа. Разница в величине среднего значения прочности в контролируемый период R в 16,5 МПа означает различие в расходе цемента примерно в 100 - 150 кг/м³. Конечно, этот пример отображает крайность, реальные значения скромнее, но могут превышать 50 кг/м³.

7. Модуль упругости.

7.1 Определение, основные понятия.

Модуль упругости – коэффициент пропорциональности между величиной напряжения и соответствующей этому напряжению величиной упругой деформации материала. Различают:

- модуль продольной упругости E (модуль Юнга), определяемый в условиях осевого сжатия или растяжения;
- модуль сдвига G (модуль Гука), определяемый обычно при кручении;
- модуль объемной упругости (модуль всестороннего сжатия) K .

Бетон не является упругим материалом в строгом физическом понятии, поэтому для бетона строгое понятие «модуль упругости» не приемлемо. Можно говорить об условном значении некоторой величины, характеризующей упругие свойства бетона в некоторой области действующих напряжений, которую обычно называют «начальный модуль упругости», или просто «модуль упругости».

7.2 Диаграмма «напряжения – деформации». Модуль деформаций. Определение начального модуля упругости. Статический модуль упругости. Динамический модуль упругости.

Графическая зависимость, определяющая соотношение между величиной действующего механического напряжения и величиной соответствующей этому напряжению деформации, называется диаграммой «напряжения – деформации». Диаграмма «напряжения – деформации» может быть задана также аналитически. На рис. 7.1 показан схематично вид диаграммы «напряжения – деформации» для бетона.

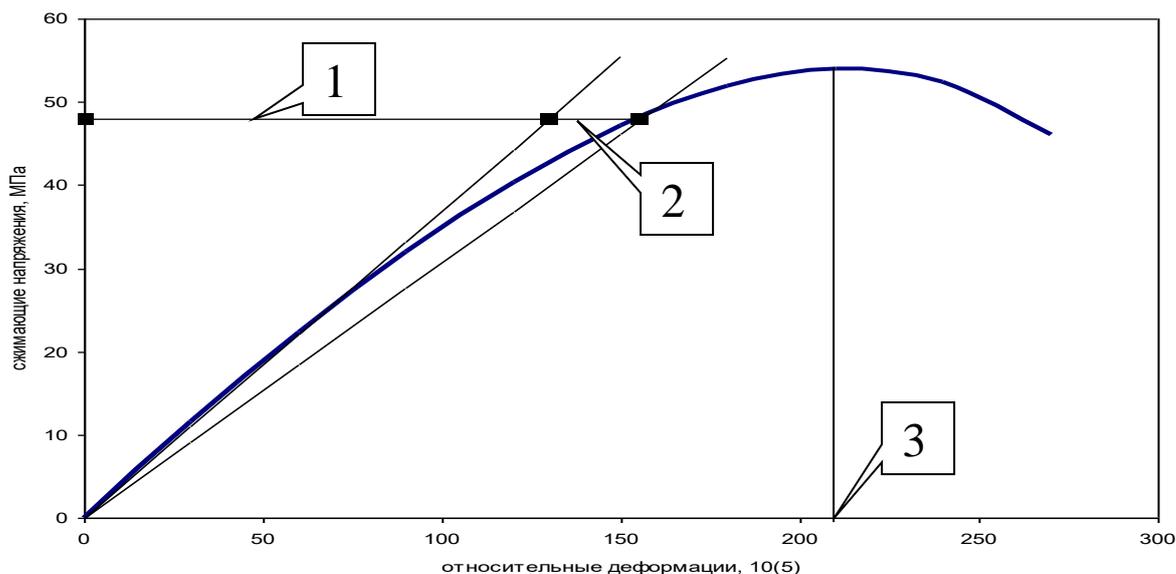


Рис. 7.1 Зависимость «напряжения – деформации» бетона при центральном осевом сжатии

Поскольку бетон не является упругим материалом, поэтому диаграмма «напряжения – деформации» бетона криволинейна. Одно из известных аналитических выражений, устанавливающих связь между напряжениями и деформациями бетона – формула Саржина (Sargin, 1971г.)

$$\frac{\sigma}{R} = \frac{k\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^2}{1 + (k - 2)\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}}, \quad (7.1)$$

где

σ , R – соответственно текущее значение напряжения и предел кратковременной прочности бетона, МПа;

ε , ε_R – соответственно текущее значение относительной деформации и значение относительной деформации, соответствующее пределу кратковременной прочности R (см. 3 на рис. 7.1);

k – коэффициент, характеризующий «кривизну» диаграммы («упругость» бетона), $k = 1/\lambda_R$ (λ_R – коэффициент упругости бетона – см. далее).

Модулем деформаций (секущим модулем) называется отношение величины напряжения к величине деформации в любой точке диаграммы

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}. \quad (7.2)$$

С увеличением величины действующего напряжения модуль деформаций уменьшается. Модуль деформаций в любой точке диаграммы численно равен тангенсу угла наклона секущей, проходящей через начало координат и эту точку.

Полная деформация бетона в любой точке диаграммы состоит из двух частей:

- упругой (см. 1 на рис.7.1);
 - не упругой (см. 2 на рис. 7.2),
- т.е.

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}. \quad (7.3)$$

Коэффициентом упругости называется отношение упругой деформации к полной в любой точке диаграммы

$$\lambda_{el} = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon}. \quad (7.4)$$

Коэффициентом пластичности называется отношение неупругой деформации к полной в любой точке диаграммы

$$\lambda_{pl} = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon}. \quad (7.5)$$

В любой точке диаграммы $\lambda_{el} + \lambda_{pl} = 1$.

Начальным модулем упругости бетона E_0 (статическим модулем упругости) условно называется модуль деформаций, соответствующей величине действующего напряжения 30% предела кратковременной прочности

$$E_0 = \frac{0,3R}{\varepsilon_{0,3}}. \quad (7.6)$$

В некоторых странах Европы начальный модуль упругости определяется при ином уровне нагружения, например, в Германии при $\sigma/R = 0,4$, в Норвегии при $\sigma/R = 0,6$. Согласно EN 1992 – 1, начальный модуль упругости бетона определяется при $\sigma/R = 0,4$.

При $\sigma = R$ имеем $\varepsilon = \varepsilon_R$ и $\lambda = \lambda_R$. Между пределом кратковременной прочности, начальным модулем упругости и упомянутыми величинами ε_R и λ_R . существует зависимость

$$R = E_0 \varepsilon_R \lambda_R. \quad (7.7)$$

Динамическим модулем упругости бетона E_D называется величина, устанавливающая связь между скоростью распространения продольных волн V , коэффициентом Пуассона μ и средней плотностью бетона ρ

$$V = \sqrt{\frac{E_D}{\rho} \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}} = \sqrt{b \frac{E_D}{\rho}};$$

(7.8)

иди

$$E_D = c\rho V^2.$$

7.3. Экспериментальное определение модуля упругости бетона.

7.3.1. Основной способ определения модуля упругости основан на измерении деформаций при возрастающей величине приложенного напряжения. Способ регламентирован ГОСТ 24452-80. В процессе испытаний нагружением на гидравлическом прессе с помощью специального оборудования (рис. 7.2) производят измерение величин напряжений и соответствующих им величин деформаций. Перед испытанием образец центрируется таким образом, чтобы деформации по всем граням отличались незначительно. При определении

Рис. 7.2 Схема и вид образцов и оборудования для измерения деформаций при определении модуля упругости бетона нагружением.

Возможно определение начального модуля упругости по [1]. Указанный документ менее жесткий относительно размера и формы образцов. Основным способом требует специального оборудования, навыков работы, трудоемко.

7.3.2 Определение начального модуля упругости по величине динамического модуля упругости.

Способ основан на зависимости (7.8)

$$E_D = c\rho V^2, \quad (7.10)$$

где E_D – модуль упругости (динамический);

ρ – средняя плотность;

c – коэффициент, значение которого составляет в среднем 0,745.

На рис. 7.3 представлены данные, подтверждающие зависимость (7.10) в широком диапазоне значений для различных бетонов.

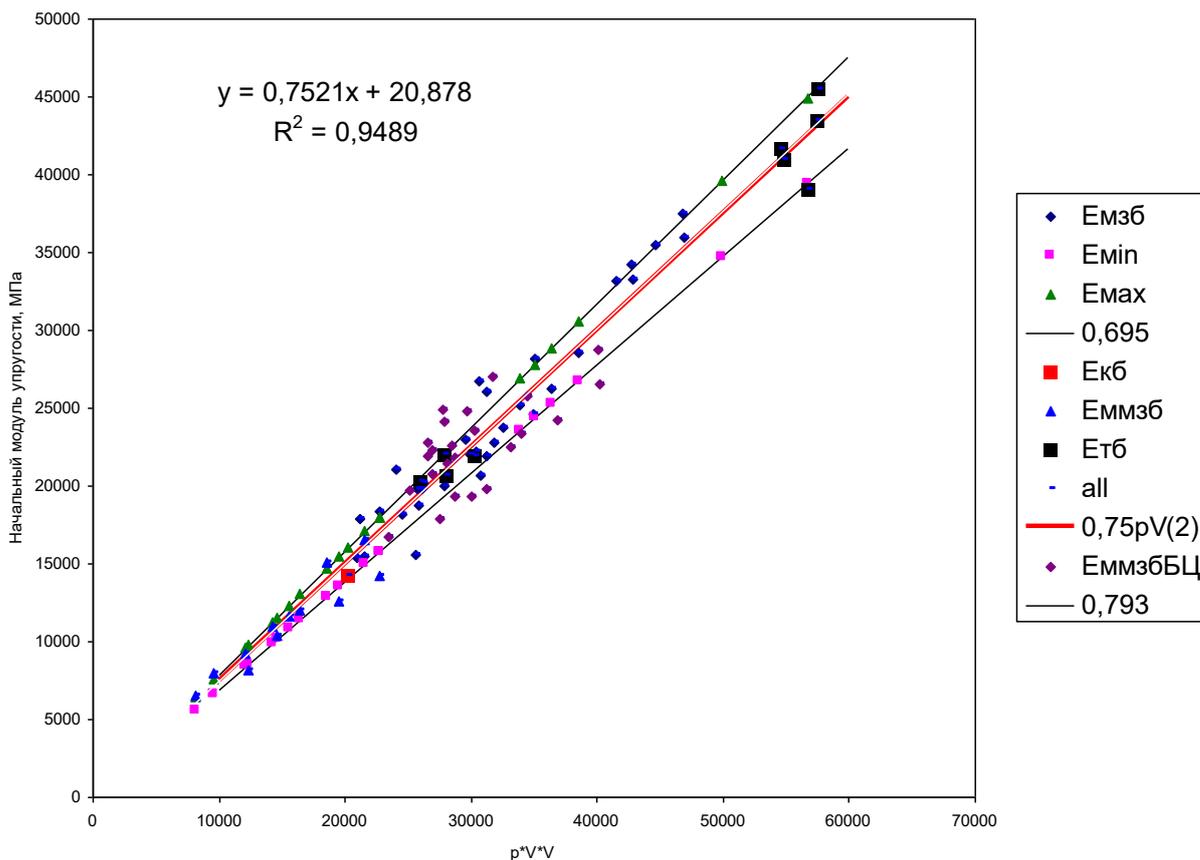


Рис. 7.3. Зависимость между скоростью ультразвука, средней плотностью и модулем упругости бетона

$E_{мзб}$, $E_{ммзб}$, $E_{кб}$, $E_{тб}$, $E_{ммзбБЦ}$ – соответственно мелкозернистый бетон, модифицированный полимерами мелкозернистый бетон, керамзитобетон, тяжелый бетон, модифицированный мелкозернистый бетон на белом цементе; $E_{мин} = 0,695 \rho V^2$, $E_{мах} = 0,793 \rho V^2$.

Вопросу соотношения величин динамического и статического модулей было посвящено немало работ, результаты некоторых приведены в таблице 7.2.

Таблица 7.2

Зависимость между статическим и динамическим модулем упругости бетона, не подвергавшегося силовому воздействию для

Автор	Формула	Примечание
Евграфов Г.К.	$E_0 = E_d (1 - \sigma/R)$	При $\sigma/R=0,3$ $E_0 = 0,7E_d$
Ле Камю	$E_0 = E_d (1 - 0,15(\sigma - 40)/100)$	При $\sigma/R=0,3$ $E_0 = (0,61 \dots 0,76)E_d$

Дауэнс Ж., Шефдевилль Б.	$E_0 = E_d (1 - 0,001(\sigma - 0,01R))$	При $\sigma/R=0,3 E_0 = \sim 0,805E_d$
Крылов Н.А., Полищук А.М.	$E_0 = E_d (1 - \sigma/R)^2$	При $\sigma/R=0,3 E_0 = 0,837E_d$
Уржумцев Ю.С. Латишенко В.А.	$E_0 = E_d - 8$	$E_0 = \sim (0,7 \dots 0,84)E_d$
Дурасов А.С. Крылов Н.А.	$E_0 = (0,87 \dots 0,95)E_d$	
Несветаев Г.В.	$E_0 = 0,831E_d$	

На рисунке 7.4 представлены приведенные в таблице 7.2 зависимости и их соответствие экспериментальным данным.

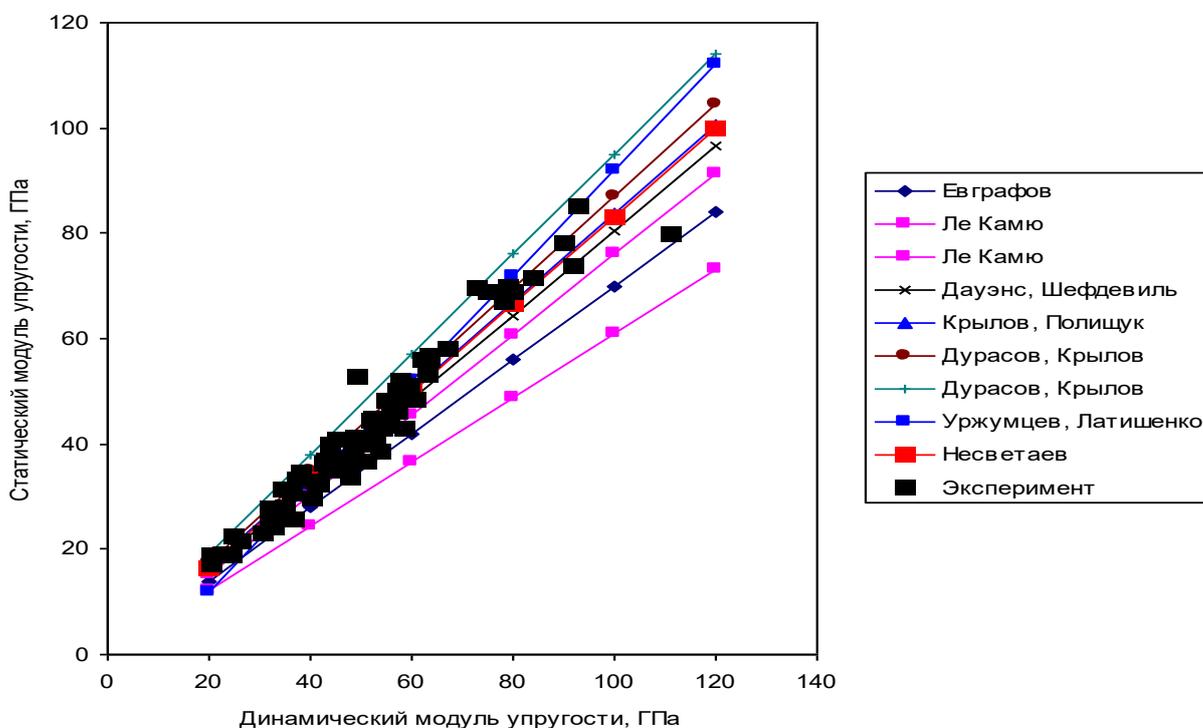


Рисунок 7.4. Зависимость между динамическим и статическим модулем упругости бетона

В таблице 7.3 представлены величины среднеквадратических отклонений экспериментальных значений и расчетных, определенных по формулам таблицы 7.2.

Таблица 7.3

Среднеквадратическое отклонение расчетных и экспериментальных

значений

Автор формулы						
Евграфов Г.К.	Ле Камю	Дауэнс Ж., Шефдевиль Б.	Крылов Н.А., Полищук А.М.	Уржумцев Ю.С. Латищенко В.А.	Дурасов А.С. Крылов Н.А.	Несветаев Г.В.
Среднеквадратическое отклонение						
7,96	5,28 – 12,49	3,88	3,63	4,48	4,18 – 7,37	3,61

Исходя из приведенных данных следует, что с достаточной для практических целей точностью можно принять

$$E_0 = kE_d, \quad (7.11)$$

где E_0 – статический модуль упругости бетона,

$k = 0,805 \dots 0,837$.

7.3.3. Определение модуля упругости по деформациям при изгибе образцов.

Для испытаний используются образцы – балки при соотношении рабочий пролет/высота не менее 6. В срок испытаний образец 1 (рис. 7.5) помещают в испытательное устройство, состоящее из жесткой рамы 2, опор 3, индикатора часового типа, например, ИЧ-10, снимают показания индикатора 4, нагружают грузом 5, снимают показания индикатора 4. Производят разгрузку образца, увеличивают массу груза примерно на 15 %, нагружают образец, снимают показания индикатора и т.д. Процедуру измерений повторяют не менее 5 раз.

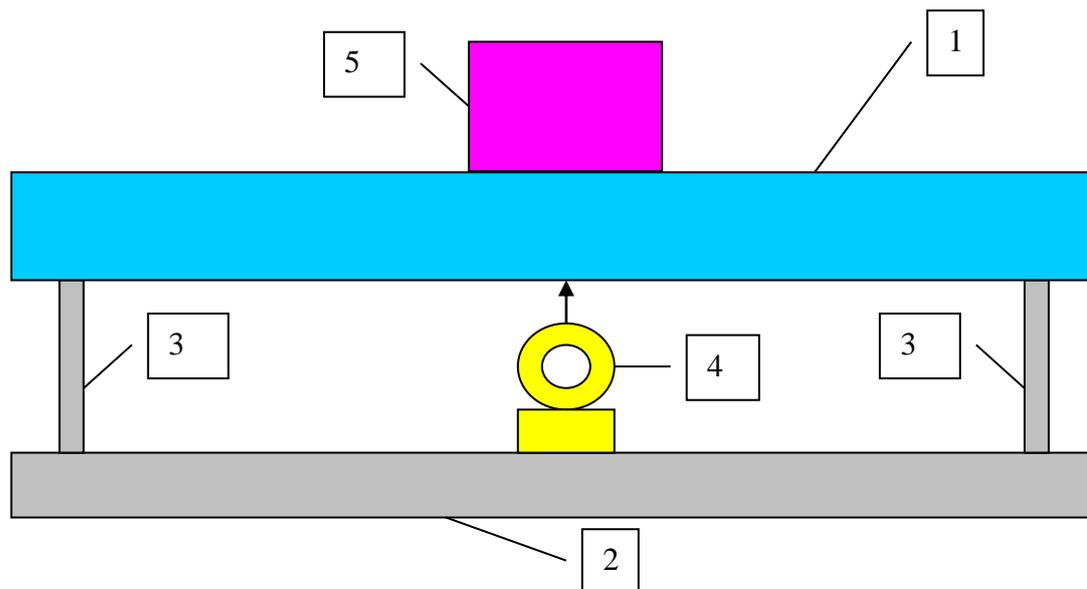


Рис. 7.5. Принципиальная схема и общий вид прибора для измерения модуля упругости образцов

По результатам испытаний строят зависимость «масса груза – прогиб» как показано на рис. 7.6 и определяют максимальное значение массы груза, при котором сохраняется условно-линейная зависимость «масса груза – прогиб). Определяют модуль упругости бетона по формуле

$$E = \frac{P_{\max} L^3}{48 f I}, \quad (7.12)$$

где

P_{\max} – наибольшее значение массы груза, при котором сохраняется линейная зависимость «масса груза – прогиб»;

L – рабочий пролет образца – балки;

f_{el} – прогиб образца – балки при массе груза P_{\max} ;

I – момент инерции сечения балки, $I = bh^3/12$.

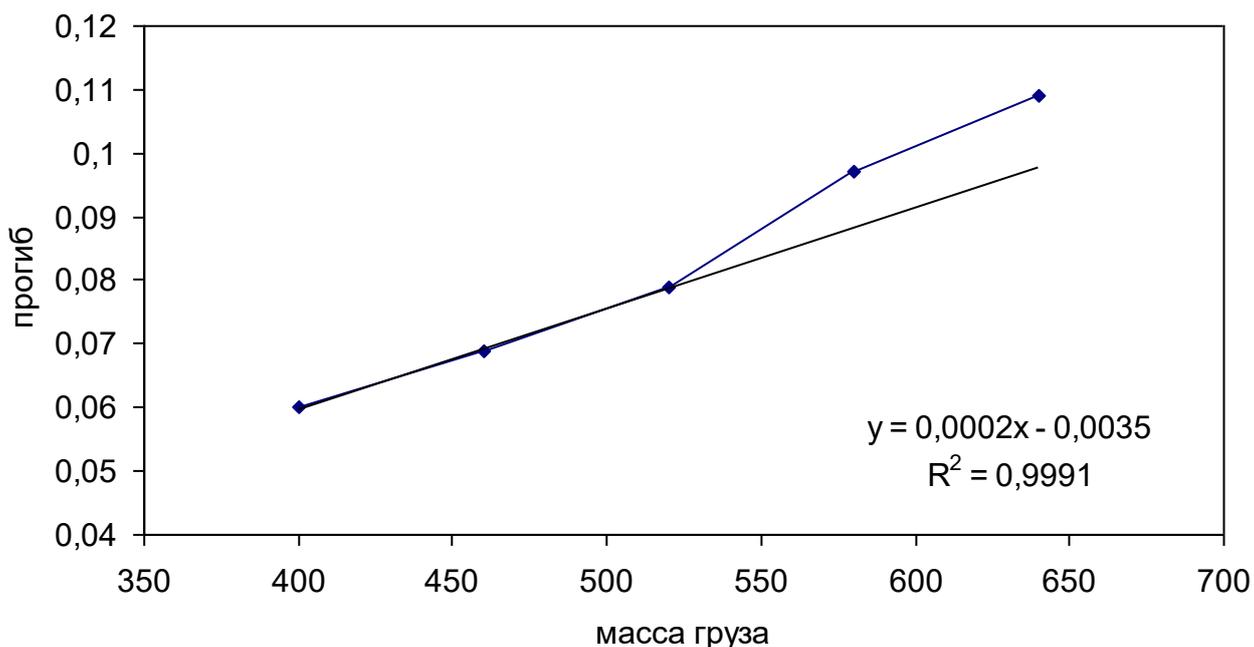


Рисунок 7.6 Зависимость прогиба от уровня нагружения

7.4 Основные факторы, определяющие величину начального модуля упругости бетона.

Начальный модуль упругости бетона зависит от модулей упругости компонентов бетона и от количественного соотношения между ними. На любом уровне бетон можно рассматривать как структуру «матрица – контактная зона - заполнитель», например, «цементный камень + мелкий заполнитель = растворная составляющая бетона» или «растворная составляющая + крупный заполнитель = бетон». Зависимости, определяющие связь между упругими свойствами компонентов структуры бетона и объемом этих компонентов можно условно назвать «структурными» формулами или моделями. В табл. 7.4 представлены данные о некоторых структурных формулах (моделях).

Таблица 7.4

Структурные формулы для расчета модуля упругости бетона

№	Формула (модель)	Автор, год	Примечание
---	------------------	------------	------------

1	$E_0 = \frac{5fR}{800fp + R}; \quad f = n/(1+p(n-1));$ $n = E_a/50000$	Щербаков, 1971	1,2,6
2	$\frac{1}{E_0} = (0,0125p + \frac{0,52p^{\frac{2}{3}}}{R^{\frac{3}{4}}} - (1-p)E_a)e^{0,046D}$	Щербаков, 1991	1,2,6
3	$E_0 = E_p(1+m^{\frac{2}{3}})(\frac{1}{(1-\frac{E_p}{E_a})m^{\frac{1}{3}}} - 1)$	Ицкович, 1989	1,2,3
4	$E_0 = \frac{(V_k + (2-V_k)\frac{E_c}{E_k})}{(2-V_k) + \frac{V_k E_c}{E_k}}$	Гансен, 1962	1,2
5	$E_0 = \frac{1}{\frac{q_c}{E_c} + 1 - q_c}$	Шейкин, ?	4
6	$E_0 = \frac{kE_k E_p}{k^2 V_s E_p + V_p E_k}$	Свиридов, 1991	4,5
7	$E_0 = \frac{1}{\frac{k_a V_a}{E_a} + \frac{K_p V_p}{E_p} + \frac{k_m V_{pm}}{E_p}}$	Ахвердов, ?	4,5
8	$E_0 = x(E_a V_a + E_m V_m) + (1-x)(\frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m})$	Хирч, Доугилл, ⁷ 1962	Параметр x не определен
9	$E_0 = \frac{E_p((1-\varphi)E_p + (1+\varphi)E_a)}{(1+\varphi)E_p + (1-\varphi)E_a}$	Хашин, 1963	1,2
10	$E_0 = \frac{E_p(1+2g(E_g^2 - E_p^2))}{(g^1 - g)E_g^2 + 2(2-g^1)E_g E_p + (g^1 + g)E_p^2}$	Ларрард, 1992	1,2,3,5
11	$\frac{1}{E_0} = \frac{1}{x(E_a V_a + E_m V_m) + (1-x)(\frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m})}$	Алфес, 1992	Модель Хирча, 5
12	$E_0 = \frac{2}{\frac{1}{E_a V_a + E_m V_m + E_{tz} V_{tz}} + \frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_{tz}}{E_{tz}}}$	Несветаев, 1996	Модель Хирча при x = 0,5

Примечания:

1 – не применима в случае применения 2 и более типов крупного заполнителя одновременно;

2 – не учитывает свойства контактной зоны;

3 – при x = 0,5 дает практически одинаковые результаты с моделью Хирча – Доугилла;

4 – составная часть модели Хирча – Доугилла;

5 – содержит неопределенные коэффициенты или параметры;

6 – не является «структурной» моделью;

7 – модель в представленном в таблице виде записана Дугиллом, в первоначальном виде представлена Хирчем как формула

$$E_0 = \frac{1}{\frac{V_a k_1}{E_a} + \frac{V_m k_2}{E_m}}, \quad (7.13)$$

где

$$k_1 = 1 - \frac{2z}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\frac{E_m V_m}{E_a} + V_a}\right), \quad k_2 = 1 - \frac{2z}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\frac{E_a V_a}{E_m} + V_m}\right), \quad (7.14)$$

z – эмпирический коэффициент.

Лучшее соответствие экспериментальным данным обеспечивает зависимость для трехкомпонентной модели «матрица – контактная зона – наполнитель»

$$E_0 = \frac{2}{\frac{1}{E_a V_a + E_m V_m + E_{tz} V_{tz}} + \frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_{tz}}{E_{tz}}}, \quad (7.15)$$

где E_a , E_m , E_{tz} – соответственно модуль упругости заполнителя, матрицы и контактной зоны, V_a , V_m , V_{tz} – относительная объемная концентрация соответственно заполнителя, матрицы и контактной зоны. При $V_{tz} = 0$, что может быть допущено без существенной погрешности в большинстве встречающихся в практике случаев, модель (15) табл. 7.4 трансформируется в широко известную модель Хирча – Дугилла с параметром $x = 0,5$.

Модуль упругости цементного камня может быть определен непосредственно, либо с определенным допущением по формуле

$$E_{цк} = AR_{цк}^{0,613}, \quad (7.16)$$

($A = 1480$, коэффициент вариации величины A составляет 0,147).

При изменении прочности цементного камня от 20 МПа до 150 МПа, т.е. в 7,5, раз значения модуля упругости цементного камня по формуле изменяются от 9285 МПа до 31930 МПа, т.е. менее чем в 3,5 раза. По данным Учикавы Х., модуль упругости тоберморита составляет 33 000 МПа, а этрингита от 40 000 до 70 000 МПа. Наличие пор в цементном камне резко снижает модуль упругости:

$$E_p = E_0(1 - p)^x, \quad (7.17)$$

где p – пористость, x – по некоторым данным может составлять до 4.

Модуль упругости кварцевых и полевошпатовых песков, используемых в качестве мелкого заполнителя, составляет ориентировочно 63 – 70 ГПа.

В табл. 7.5 представлены значения модулей упругости некоторых горных пород, которые используются в качестве крупного заполнителя для бетона.

Таблица 7.5

Значения модуля упругости некоторых горных пород, ГПа

№	Горная порода	Число месторождений	Модуль упругости		
			Средний	Минимальный	Максимальный
1	Базальт	2 (?)	108,5 ¹ (87,5)	97,0 (55,0)	120,0 (120,0)
2	Габбро	4 (?)	103,5 (90,0)	85,0 (80,0)	<u>122,0 (100,0)</u> 155,0
3	Гнейсогранит	2	70,0	67,0	74,0
4	Гранит	52 (?)	66,5 (41,5)	33,0 (13,0)	120,0 (70,0)
5	Гранодиорит	7	64,0	53,0	79,0
6	Диабаз	2 (?)	107,5 (80,0)	100,0 (70,0)	115,0 (90,0)
7	Доломит	8 (1)	48,0 (37,0)	31,0	70,0
8	Известняк серый	12 (?)	69,1 (53,0)	<u>39,0 (23,0)</u> 20,0	<u>86,0 (83,0)</u> 90,0
9	Кварцит	3 (?)	73,0 (55,0)	68,0 (35,0)	81,0 (75,0)
10	Лабрадорит	5	82,0	64,0	107,0
11	Песчаник	11 (1)	51,0	<u>33,0</u> 10,0	73,0 (52,0)
12	Порфир	7 (?)	64,0 (52,0)	56,0 (36,0)	68,0 (68,0)
13	Мрамор	-	-	90,0	110,0

Таким образом, пользуясь структурной моделью (15) табл. 7.4, можно с высокой степенью точности (модуль относительной погрешности не более 6%) определить величину начального модуля упругости любого бетона. Про-

блема состоит в том, что определение величин, входящих в ф.(7.15), не очень удобно для практического использования. В связи с этим ф.(7.15), или любые другие зависимости табл. 7.4, можно использовать для моделирования влияния различных факторов и построения формул, удобных для инженерной практики. Назовем их «инженерными» формулами.

7.5. Инженерные формулы для определения начального модуля упругости бетона.

Все формулы для анализа удобно разделить в зависимости от их вида на три группы.

Первая группа – эмпирические зависимости вида

$$E_0 = k \frac{aR + d}{b + cR^x} \quad (7.18)$$

В таблице 7.6 приведены данные о некоторых формулах.

Таблица 7.6

Формулы для расчета модуля упругости бетона

№	Автор, год	Значения коэффициентов в формуле					
		$\alpha (10^{-3})$	b	c	x	k	d
1 ¹	Уокер, 1919	53,5	20	1	1	1	0
2 ¹	Шюле, 1921	52,0	19,5	1	1	1	0
3 ¹	Граф, 1923	58,9	17,6	1	1	1	0
4 ¹	Рош, 1925	55,0	18,7 (15,0)	1	1	1	0
5 ¹	Джонсон, 1928	50,0	18,2	1	1	1	0
6 ¹	Дютрон, 1930	48,2 – 51,8	11,1 – 22,1	1	1	1	0
7 ¹	Сантарела, 1930	49,1 – 52,9	18,9 – 27,1	1	1	1	0
8 ¹	Ричарт, 1930	41,9 – 48,2	19,2 – 25,6	1	1	1	0
9 ¹	Иосида, 1930	70,0	31,0	1	1	1	0
10 ¹	Граф, 1934	34,6	9,55	1	1	1	0
11 ¹	Гуммель, 1935	55,5	20,0	1	1	1	0
12 ¹	Дженсен, 1943	44,2	16,6	1	1	1	0
13 ¹	Визей, 1944	46,3	14,5	1	1	1	0
14 ¹	Уош, 1950	40,6 – 48,1	6,5 – 18,1	1	1	1	0

15 ¹	Клигер, 1957	56,8	26,2	1	1	1	0
16 ¹	Улицкий, 1959	51,4 – 52,1	15,9 – 22,4	1	1	1	0
17 ¹	Мамиан, 1960	58,3	20,3	1	1	1	0
18 ¹	Писанко, 1960	58,3	22,7	1	1	1	0
19 ¹	Шарма, 1960	91,5	52,2	1	1	1	0
20 ¹	Цейлон, 1963	74,0	42,55	1	1	1	0
21 ¹	Краль, 1966	39,5 – 47,7	14,6 – 18,1	1	1	1	0
22 ¹	Сытник, 1966	46,5 – 62,6	25,9 – 31,0	1	1	1	0
23 ¹	Рокач, 1968	68,8 – 69,7	24,1 – 30,6	1	1	1	0
24 ¹	Щербаков, 1970	fE_{km}	fSp_t	1	1	1	0
25	Томашевич, 1982	-10^{-3}	8,32	-1	0,475	R/ϵ_R	7,32
26	Кудзис, 1988	52,0	23,0	1	1	1	0
27	Щербаков, 1990	E_a	$0,52pE_a$	$0,125pE_a$	0,75	$e^{-0,0046D}$	0
28	Несветаев, 1996	56,7	22,5	1	1	1	0
29	Нелепов, 1997	52γп	17,91	1	1	1	0
30 ¹	ЦНИИС, НИИЖБ, ?	67,5	39,4	1	1	1	0
31	Байков, ?	43,0	21,0	1	1	1	0

Примечания: 1 – по данным Щербакова Е.Н., 2 – значения коэффициентов приведены с учетом размерности величин R, E₀ [МПа].

Вторая группа – эмпирические зависимости вида

$$E_0 = c((a + kR^x)p)^z + b. \quad (7.19)$$

В таблице 7.7 приведены данные о некоторых формулах.

Таблица 7.7

Формулы для расчета модуля упругости бетона

№	Автор, год	Значения коэффициентов в формуле						
		C(10 ⁻³)	a	b	x	k	p	z
1 ¹	Уокер, 1919	16,8 – 18,4	0	0	0,5	1	1	1
2 ¹	Дютрон, 1930	20,5 – 49,0	0	0	0,45 – 0,52	1	1	1
3 ¹	Бонцель, 1957	12,25 – 18,275	0	0	0,51 – 0,56	1	1	1

4 ¹	Краль, 1966	15,0 – 20,0	0	0	0,5	1	1	1
5 ¹	СЕВ-ФИР (ЕКБ-ФИП), 1964	19,0	0	0	0,5	1	1	1
6 ¹	Кимура, 1967	14,2	0	0	0,48	1	1	1
7	Carrasquillo, 1981	3,32	0	6900	0,5	1	1	1
8	NS 3473, 1989	9,5	0	0	0,3	1	1	1
9	US Code ACI 318, 1989 ACI Commit- tee 363	0,043p ^{1.5}	0	0	0,5	1	1	1
		3,32	0	6,9	0,5	1	1	1
10	СЕВ-ФИР (ЕКБ-ФИП), 1988	10	8	0	1/3	1	1	1
11	МС 90, 1991	21,5	8	0	1	0,1	0,1	1/3
12	Popovics, 1972	1/0,058ε _R	1	0	1	0,058	1	1
13	Lise, ?	1000	0	12414	1	460	1	1
14	АИ, ?	210(p/2,3) ^{1.5}	0	0	0,5	1	1	1
15	Moustafa, 1983	0,038p ^{1.5}	0	0	0,5	1	1	1
16	Tomosava, 1993	33,5k ₁ k ₂ (p/2,4) ²	0	0	0,325	1	1	1
17	Potte, 1993	3,38p ^{2.5}	0	0	0,325	1	1	1
18	Несветаев, 1996	8,565	0	0	0,38	1	1	1
19	ENV, 1992	9,5	8	0	1	1	1	1/3
20	Schneider, 1998	10 – 12,5	0	0	0,3	1	0	1
21	Баженов Ю.М., Демьянова В.С., Ка- лашников В.И., 2006	1	0	0	0,5	5370,8	1	1

Примечания: 1 – по данным Щербакова Е.Н., 2 – значения коэффициентов приведены с учетом размерности величин R, E₀ [МПа]

Третья группа – эмпирические зависимости вида

$$E_0 = k \frac{a}{b + \frac{c}{d + R^x}} \quad (7.20)$$

В таблице 7.8 приведены данные о некоторых формулах.

Таблица 7.8

Формулы для расчета модуля упругости бетона

№	Автор, год	Значения коэффициентов в формуле					
		x	$a(10^{-3})$	b	c	d	k
1	Граф, ?	1	100	1,7	30	0	1
2	Гансен, 1963	0,4	60	0,7	10	0	1
3	Квирикадзе, 1990	1	60	1	29	3,8	1
4	Несветаев, 1996	1	$0,05R_b+57$	1	29	3,8	$0,456E_a/67000+0,544$

7.6. Рекомендуемые формула для инженерной практики. Тяжелые бетоны.

Для инженерной практики целесообразно использовать зависимость вида

$$E_0 = k_A k_V k_C k_N E(R), \quad (7.21)$$

где k_A , k_V , k_C , k_N – коэффициенты, учитывающие соответственно влияние упругих свойств крупного заполнителя на модуль упругости бетона; влияние концентрации крупного заполнителя на модуль упругости бетона (при $E_a > E_m$); влияние минералогического состава клинкера цемента и влияние особенностей национальных стандартов при определении модуля упругости; $E(R)$ – базовая функция зависимости «модуль упругости – предел прочности при сжатии».

В качестве «базовой» целесообразно использовать зависимость по ф. (7.20), поскольку, как показано Квирикадзе О.П., расчетные значения в этом случае хорошо соответствуют нормативным значениям по СНиП 2.03.01 – 84 (отменен), а по данным Несветаева Г.В., именно эта зависимость в наиболь-

шей степени соответствует экспериментальным данным при значении прочности бетона при сжатии до 200 МПа. Таким образом, модуль упругости может быть определен, по формуле

$$\begin{aligned}
 E_0 &= k_A k_V k_{II} k_{SP} k_N \frac{0,05R_{pr} + 57}{1 + \frac{29}{3,8 + R_{pr}}} = \\
 &= k_A k_V k_{II} k_{SP} k_N \frac{0,05R_{pr}^2 + 57,2R_{pr} + 217}{32,8 + R_{pr}},
 \end{aligned} \tag{7.22}$$

где

$$k_A = 0,456 \frac{E_a}{67} + 0,544; \tag{7.23}$$

$$k_V = 0,286 \frac{V_a}{0,45} + 0,714 \quad (\text{при } E_a > E_m); \tag{7.24}$$

$$k_{II} = 0,0167 \frac{C_3 S}{C_3 A} + 0,833; \tag{7.25}$$

k_N - коэффициент, связанный с особенностью национальных стандартов при определении модуля упругости. В России определение начального модуля упругости производится при уровне напряжений 0,3. При ином уровне напряжений ($\sigma/R > 0,3$) в связи с проявлением пластических деформаций величина модуля упругости будет меньше. Так, при $\sigma/R = 0,4$ $E = 0,93 E_0$ (Германия), при $\sigma/R = 0,6$ $E = 0,85 E_0$ (Норвегия).

k_{SP} - коэффициент, учитывающий влияние добавок, в основном, суперпластификаторов, на модуль упругости (0,85 – 1,1)

Изменение модуля упругости во времени может быть описано, например, зависимостью, предложенной Арутюняном Н.Х

$$E_\tau = E_0 (1 - a \exp(-\beta \tau)), \tag{7.26}$$

где где E_τ , E_0 - соответственно модуль упругости бетона в возрасте τ и предельное значение модуля упругости бетона зрелого возраста,

α, β – эмпирические коэффициенты.

Однако зависимость (7.26) неудобна для практического применения, поскольку понятие «предельное значение модуля упругости бетона зрелого возраста» и само значение модуля упругости бетона зрелого возраста не определены. Для практических целей удобнее использовать зависимость модуля упругости бетона от величины модуля упругости бетона проектного возраста, например

$$E_{\tau} = E_0 \exp(k(1 - (28 / \tau)^{0,545})), \quad (7.27)$$

где E_{τ} , E_0 – соответственно модуль упругости бетона в возрасте τ ($\tau > 1,5$ сут.), и в возрасте 28 сут. нормального твердения;

k – коэффициент, зависящий от типа цемента (соответственно 0,095; 0,115 и 0,16 для быстро, нормально и медленно твердеющих цементов по классификации ЕКБ).

При длительной эксплуатации в условиях повышенных температур в диапазоне температур до 80°C зависимость модуля упругости бетона от температуры может быть описана зависимостью

$$E_T = \frac{E_0}{(T - 20)^{0,1}}, \quad (7.28)$$

где E_T , E_0 – соответственно модуль упругости бетона при температуре T°C и 20°C.

7.7. Инженерные формулы для определения модуля упругости легких бетонов на пористых заполнителях.

Эмпирические формулы для определения модуля упругости легких бетонов на пористых заполнителях также могут быть разделены по виду на три группы.

Первая группа – эмпирические зависимости вида

$$E_0 = a(kR\rho^x)^z + d. \quad (7.29)$$

В табл. 7.9 приведены данные о некоторых формулах.

Таблица 7.9

Формулы для расчета модуля упругости легкого бетона

№	Автор, год	Значения коэффициентов в формуле				
		<i>a</i>	<i>k</i>	<i>x</i>	<i>d</i>	<i>z</i>
1	СЕВ-FIP (ЕКБ-ФИП), 1967	510	10	3	0	1
2	US Code ACI, ? ACI 318, 1989	0,046	1	3	0	1
		0,043	1	3	0	1
3	Довжик, Дорф, 1976	400	10	3	2500	1
4	Ямлеев, 1985	5,1	1	2	0	0,76
5	Бондаренко, 1968	0,6	1	2	0	1
6	Кричевский, ?	2000	1	2	250	1
7	Шеффлер, 1964	6000	1	3	0	1
8	Пау, 1960	400	10	3	0	1
9	NS 427 A, ?	285	10	3	6000	1
10	Пирадов, 1973	5	10	2	0	1
11	Кудрявцев, 1973	A	10	2	0	1

Вторая группа – эмпирические зависимости вида

$$E_0 = a \left(\frac{\rho}{c} \right)^z (R + k)^x \quad (7.30)$$

В табл. 7.10 приведены данные о некоторых формулах.

Таблица 7.10

Формулы для расчета модуля упругости легких бетона

№	Автор, год	Значения коэффициентов в формуле				
		<i>a</i>	<i>x</i>	<i>z</i>	<i>c</i>	<i>k</i>
1	NS 3473, 1989	9500	0,3	1,5	2400	0
2	Деллос, 1986	3130	1/3	1	1	0
3	Вилков, 1984	3600	1/3	1	1	0
4	Каландадзе, 1988	284	1	0	1	34

5	Курасова, 1975	3130	1/3	1	1	0
6	Чиненков, 1980	3130	1/3	1	1	0

Третья группа – эмпирические зависимости вида

$$E_0 = \frac{aR}{b + c(R + k)^x} - d. \quad (7.31)$$

В табл. 7.11 приведены данные о некоторых формулах.

Таблица 11

Формулы для расчета модуля упругости легкого бетона

№	Автор, год	Значения коэффициентов в формуле					
		α	b	c	k	x	d
1	Симонов, 1955	26500	5	1	0	1	8500
2	Несветаев, 1996	$(0,05R_{pr} + 57)(\rho/2,4)^{1,25}$	1	29	3,8	-1	0

Таким образом, в инженерной практике расчет модуля упругости легких бетонов на пористых заполнителях с достаточной точностью можно производить по формуле (7.22), либо по формуле

$$E_0 = k_{ц} k_N \frac{(0,05R_{pr} + 57)(\rho/2,4)^{1,25}}{1 + \frac{29}{3,8 + R_{pr}}}, \quad (7.32)$$

где ρ – средняя плотность бетона, т/м³.

7.8. Соотношение между модулем упругости при сжатии и растяжении.

Модуль упругости бетона при центральном осевом растяжении, строго говоря, отличается по величине от модуля упругости при сжатии.

Для инженерной практики при нормировании предела прочности бетона при растяжении R_t для расчета начального модуля упругости при растяжении E_{0t} может быть использована формула

$$E_{0t} = aR_t^{0,754}, \quad (7.33)$$

где

$a = 14140$ для тяжелого бетона и 11170 для легкого бетона на пористых заполнителях.

Соотношение между модулем упругости при сжатии и растяжении для тяжелого бетона, полученное по ф. (7.22), ф.(7.33) при среднестатистическом соотношении между пределом прочности при растяжении и сжатии $R_t = 0,29R^{0,6}$, представлено в табл. 7.12.

Таблица 12

Ориентировочное соотношение между модулями упругости
при сжатии и растяжении

E	Класс бетона B									
	12,5	15	20	25	30	40	50	60	80	120
E_{0t}/E_0	0,94	0,93	0,92	0,92	0,92	0,92	0,93	0,94	0,99	1,06

7.9. Влияние скорости нагружения на величину модуля упругости.

При скорости приложения нагрузки, превышающей стандартную (удар, наезд автомобиля, сейсмическое воздействие и т.п.) модуль упругости бетона возрастает

$$E_d = aE_0. \quad (7.34)$$

Меняются также параметры диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ », в частности, величина ε_R

$$\varepsilon_d = b\varepsilon_R. \quad (7.35)$$

В табл. 7.12 приведены некоторые данные о значениях коэффициентов « a » и « b » в ф. (7.34) и ф. (7.35).

Таблица 12

Значения коэффициентов « a » и « b »

По данным	« a »		« b »	
	значения	среднее	значения	среднее
Баженов Ю.М.	1,1	1,1	1,0	1,0
Ватштейн	1,35 – 1,5	1,425		
Хатано Т, Цуцуми Х.	1,16	1,16		
Симонов М.З.	1,15 – 1,3	1,225		

Свиридов Н.В.	1,103 – 1,366	1,18	1,061 – 1,346	1,2
Рахманов В.А.			1,4	1,4
Итого	минимальное	1,1	минимальное	1,0
	максимальное	1,425	максимальное	1,4
	Среднее	1,218	среднее	1,2

7.10. Нормирование модуля упругости бетона для инженерной практики.

В табл. 7.13 приведены нормативные значения модуля упругости тяжелых бетонов классов В15 – В60. Значения соответствуют СНиП 2.03.01 – 84. Поскольку СНиП 52-01-2003 предусматривает нормирование классов бетона до В120, в табл. 7.14 приведены значения для бетонов классов В70 и выше, определенные по той же методике, т.е. по ф.(7.22) при $k_i = 1$.

Таблица 7.13

Нормативные значения модуля упругости бетонов классов В 15 – В 60

Показатель	Класс бетона В									
	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$E_{b, n}$, ГПа по СНиП 2.03.01 – 84	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
$E_{b, n}$, ГПа по СП 52-101	24	27,5	30	32,5	34,5	36	37	38	39	39,5
По СНБ 5.03.01-02 для высокоподвижных и жестких бетонных смесей	22 – 31	25 – 38	26-39	28-40			32-42	35-43	38-44	39-45

Таблица 7.14

Значения модуля упругости бетонов классов В 70 – В 120

Показатель	Класс бетона В					
	70	80	90	100	110	120
$E_{b, n}$, ГПа	41,5	42,5	44	45,5	47	48,5

По СНБ 5.03.01-02 для высокопо- движных и жест- ких бетонных смесей		44 – 48		47 – 51		
---	--	---------	--	---------	--	--

В табл. 7.15 представлены предложения по нормированию начального модуля упругости легких бетонов на пористых заполнителях.

Таблица 7.15

Значения модуля упругости конструкционных легких бетонов
классов В 12,5 – В 60

Марка по средней плотности	Класс бетона В								
	12,5	15	20	25	30	35	40	50	60
D 1100	8,0								
D1200	9,0	10,0							
D1300	10,0	11,0	12,5						
D1400		12,0	14,0	15,5					
D1500		13,0	15,0	16,5	18,0				
D1600		14,5	16,5	18,0	19,5	21,0			
D1700			17,5	19,5	21,5	22,5	24,0	26,0	
D1800			19,0	21,0	22,5	24,5	25,5	28,0	30,0
D1900				22,5	24,5	26,0	27,5	30,0	32,0
D2000				24,0	26,0	28,0	29,5	32,0	34,0

7.11. Определение параметров диаграммы «напряжения – деформации»

В таблице 7.16 представлены некоторые формулы для определения величины относительной деформации ϵ_R , соответствующей пределу кратковременной прочности.

Таблица 7.16

Формулы для определения величины относительной деформации ϵ_R , соответствующей пределу кратковременной прочности.

№	Формула $\epsilon_R =$	Автор, год	Значение $\epsilon_R (10^5)$ при R_{pr}
---	---------------------------	---------------	--

			20	50	80	135
1	$10^{-3}(109,3-12,04R^{0,25})R^{0,25}$	Leivestad и др., 1964	177	206	219	233
2	$\frac{R+37,5}{E}$	Бондаренко, 1968	220	226	259	327
3	$10^{-5}(170+R)$	Берг и др., 1971	190	220	250	305
4	$10^{-5}(0,1+\frac{140}{R})R$	Соломенцев, 1971	160	190	220	275
5	$\frac{-m}{a \ln(1-\frac{c}{mR})}$	Эпштейн и др., 1972		182		
6	$10^{-5}(1,1+\frac{24}{2+R})R$	Яшин, 1972	168	202	246	326
7	$10^{-4}(15,66+0,0114R)$	Ghosh, 1973	180	214	248	311
8	$0,1kR^{0,25}$; $k = 7,36 - 9,37$	Popovics, 1973	156 - 198	196 - 249	220 - 280	251 - 319
9	$10^{-5}(215-0,3R)$	Васильев и др., 1976	209	200	191	175
10	$0,001(R/c)^{0,5}$; $c = 5 - 15$	Goduski-Cwirko, 1982	200 - 115	316 - 183	400 - 231	520 - 300
11	$10^{-5}(44,72R^{0,5})$	Yogendran и др., 1982	198	313	396	514
12	$\frac{(1,2+0,018R)R}{(0,2+0,018R)E}$	Фомица, 1983	213	247	284	353
13	$0,00102(RV_{kp_r})^{0,5}$; $V_k - ?$, $p_r - ?$	Юсупов и др., 1983				
14	$10^{-5}(5,5R+15)$	Вилков, 1984	125	290	455	758
15	$(1+\frac{30}{15+R})\frac{R}{E}$	Давыдов и др., 1984	142	189	232	307
16	$10^{-3} 0,7R^{0,31}$	Carreira, 1985	177	235	272	320
17	$0,00032(R+\frac{180}{R})^{0,5}$	Деллос, 1986	172	234	290	374
18	$\frac{(1+0,75\frac{R}{60})R}{(0,12+\frac{R}{60})E}$	Серых, 1987	211	220	243	290
19	$0,001648+0,000000114R$	Ahmad и др., 1987	198	248	298	389
20	$\frac{50+R}{1,25E}$	Ганага и др., 1988	214	207	229	281
21	$10^{-3} (0,004R+1,9)$	СЕВ – FIP, 1989	198	210	222	244
22	$10^{-5}(31,8+7,29R+0,067R^2)$	Вахненко и др., 1990	151	229	186	-205

23	$0,025+0,05k_g \frac{R_l}{R}, k_g - ?$	Вjerkely и др., 1990	250			
24	$10^{-5} 0,28R^{0,5}$	Свиридов и др., 1990	125	198	250	325
25	$\frac{R}{E(1-\frac{27}{R})^{0,5}}$	Свиридов и др., 1991	?	191	217	286
26	$\frac{R}{E(0,0024R+0,44)}$	Несветаев, 1993	157	231	279	335
	$0,058(\frac{R}{E})^{0,5}$	Несветаев, 1994	160	209	244	293
27	$10^{-5}(195+\frac{350}{R})$	Marchukaitis, 1994	212	202	199	198
28	$0,62R^{1/3}$	Foure, 1996	168	228	267	318
	$(1+0,15(R^2+800)\frac{E}{R^{1/3}})\frac{R}{E}$	Foure, 1996	175	195	218	278
29	$0,002+10^{-5} 0,5(R-50)$	Taerwe, 1996	185	200	215	243
30	$0,0013(1+\frac{R}{98,6})$	Muguruma и др., 1993	156	196	235	308
31	$0,00024(\frac{R}{\gamma_m})^{0,5}$	Al-Hussaini и др., 1985	127	183	225	287
32	$166697 \frac{R}{vE}, v - ?$	Нелепов, 1997	200	215	242	
33	$10^{-2}(0,44\sqrt[3]{R}+\frac{2,1}{\sqrt{R}}), R < 55$	Schutter G., 1998	166	192	213	

Значение относительной деформации ε_R , соответствующей пределу кратковременной прочности бетона, с достаточной для практических целей точностью может быть определено по формуле

$$\varepsilon_R = (0,0261 \frac{\rho}{2,4} + 0,0364) (\frac{R_{pr}}{E_0})^{0,5} = a (\frac{R_{pr}}{E_0})^{0,5}, \quad (7.36)$$

где ρ – средняя плотность бетона, т/м³. С достаточной для практических целей точностью можно принять $\alpha = 0,058$ для тяжелого бетона и $0,047$ для легкого.

Согласно [2], существует зависимость между параметрами диаграммы и энергетическими константами разрушения бетона

$$\lambda_R = \frac{1}{1 + 0,255 \frac{G_F E_0}{R^2}}, \quad (7.37)$$

откуда

$$G_F = \frac{R^2}{0,255 E_0} \left(\frac{1}{\lambda_R} - 1 \right). \quad (7.38)$$

На рис. 7.7 представлены данные, подтверждающие обоснованность зависимости ф. (7.38).

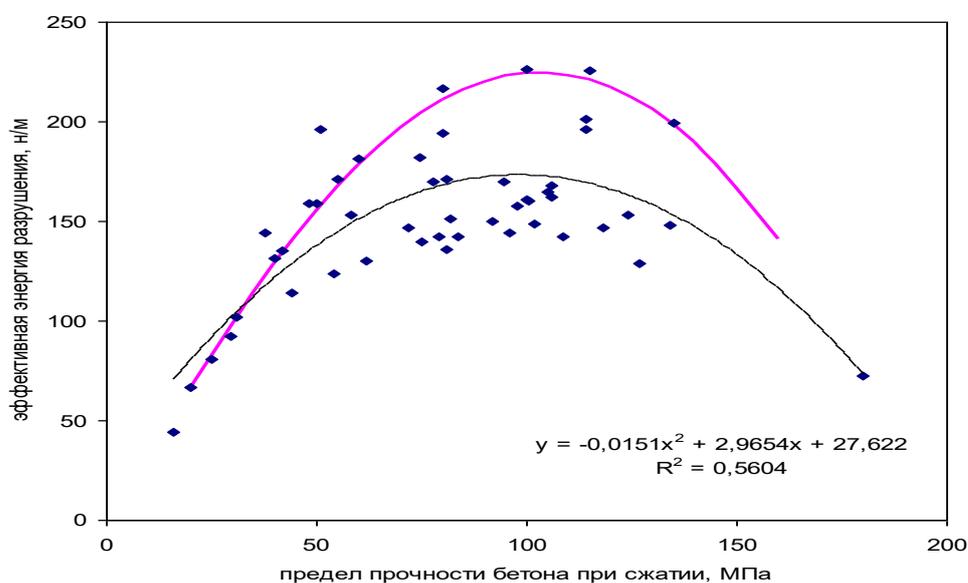


Рис. 7.7 Зависимость эффективной энергии разрушения от предела прочности бетона при сжатии

Значение «пределной деформации» на нисходящей ветви диаграммы целесообразно принять равным значению, соответствующему области устойчивого деформирования сечений [2]. Эта величина может быть определена в общем случае по формуле

$$\varepsilon_{bu} = \frac{R \varepsilon_R \left(\frac{1}{(k-2)^2} + \frac{2k-1}{2(k-2)} - \frac{\ln(k-1)(k-1)^2}{(k-2)^3} + \frac{0,15}{\lambda_R} \right) + \frac{0,5(\eta R)^2}{E_0} \left(1 + \frac{1-\lambda_R}{1+\lambda_R} \right)}{\eta R}, \quad (7.39)$$

где

$$k = 1/\lambda_R;$$

η – уровень длительной прочности бетона, с достаточной для практических целей точностью может быть определен по формуле

$$\eta = a\lambda_R^{0,2}, \quad (7.40)$$

где $a = 0,879$ для тяжелых бетонов и $0,803$ для легких бетонов на пористых заполнителях,

или с достаточной для инженерной практики точностью по формуле

$$\varepsilon_{bu} = 2,2B^{-0,116}\varepsilon_R, \quad (7.41)$$

где B – класс бетона по прочности на сжатие.

В табл.7.17 приведены среднестатистические значения величин ε_R , ε_{bu} , λ_R , G_F для инженерной практики.

Таблица 17

 Нормативные значения величин ε_R , ε_{bu} , λ_R , G_F

Величины	Класс бетона								
	15	20	30	40	50	60	80	100	120
$\varepsilon_R, 10^5$	<u>170</u> 180*	<u>180</u> 190*	<u>190</u> 210*	<u>195</u>	<u>220</u>	<u>230</u> 245*	<u>245</u> 265*	<u>265</u> 280*	<u>280</u>
$\varepsilon_{bu}, 10^5$	<u>270</u> 350*	<u>275</u> 350*	<u>280</u> 350*	<u>280</u>	<u>305</u>	<u>315</u> 350*	<u>325</u> 290*	<u>340</u> 280*	<u>355</u>
λ_R	0,44	0,48	0,53	0,58	0,62	0,66	0,73	0,78	0,84
G_F	40	60 (50- 80)*	90	115 (70- 115)*	140	165 (95- 145)*	195 (115- 175)*	205	200

Примечание: * - по СЕВ – FIP;

8. Ползучесть бетона.

8.1 Общие понятия

Ползучестью называется способность бетона к увеличению неупругих деформаций с течением времени даже при постоянной величине приложенного напряжения. Бетон, по современным воззрениям, является упруговязко-

пластичным материалом, поведение которого при «мгновенном» нагружении в принципе подчиняется обобщенному закону Гука, а при длительном действии нагрузки проявляются его реологические свойства – способность к неупругим, частично обратимым при разгрузке, деформациям ползучести. Ползучесть проявляется при любых видах напряженно-деформированного состояния: сжатии, растяжении, изгибе, кручении и др.

Наиболее изучена ползучесть при простом нагружении, под которым подразумевается возникновение в момент времени τ_0 напряжения σ_0 и сохранение этого напряжения неизменным в течение всего времени наблюдений (рис. 8.1).

В зависимости от величины действующего напряжения относительно предела прочности бетона при простом статическом нагружении различают ползучесть (рис. 8.1):

- линейную затухающую, при которой предельная величина деформаций ползучести пропорциональна величине действующего напряжения. Во времени деформации линейной ползучести возрастают, асимптотически приближаясь к некоторому предельному значению. Линейная ползучесть характерна для напряжений, не превышающих условный предел упругости бетона, за который можно принять нижнюю границу микротрещинообразования $R_{0,стc}$ по Бергу О.Я., или ориентировочно при $\sigma_{el} < (0,3 - 0,5) R$;
- нелинейную затухающую ползучесть, при которой предельная величина деформаций ползучести не пропорциональна величине действующего напряжения. Во времени деформации нелинейной затухающей ползучести возрастают, асимптотически приближаясь к некоторому предельному значению. Нелинейная затухающая ползучесть характерна для напряжений, превышающих условный предел упругости бетона, но не превышающих уровень длительной прочности бетона η , или ориентировочно при $(0,3 - 0,5) R < \sigma < 0,8 R$;

- нелинейную незатухающую ползучесть, при которой величина деформаций ползучести не пропорциональна величине приложенного напряжения, и во времени возрастает вплоть до разрушения бетона. Нелинейная незатухающая ползучесть характерна для напряжений, превышающих уровень длительной прочности бетона $\sigma > \eta R$ (ориентировочно при $\sigma > 0,8R$).

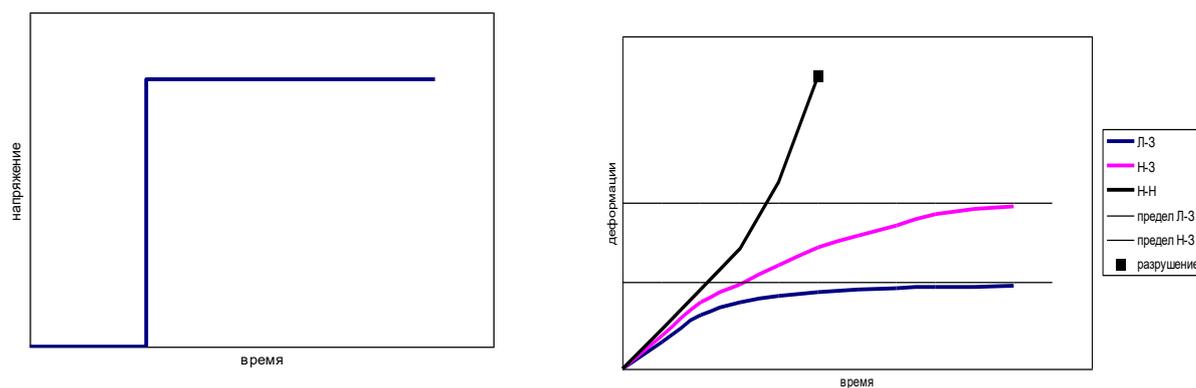


Рис. 8.1 Простое нагружение (слева) и схема развития деформаций во времени в зависимости от уровня действующих напряжений (справа)

Л-З – линейная затухающая ползучесть при $\sigma < (0,3 - 0,5) R$;

Н-З – нелинейная затухающая ползучесть при $(0,3 - 0,5) R < \sigma < 0,8 R$;

Н-Н – нелинейная незатухающая ползучесть вплоть до разрушения при $\sigma > \eta R$.

При простом нагружении различают (рис. 8.2):

- упруго-мгновенную деформацию (1);
- деформацию ползучести (2,3).

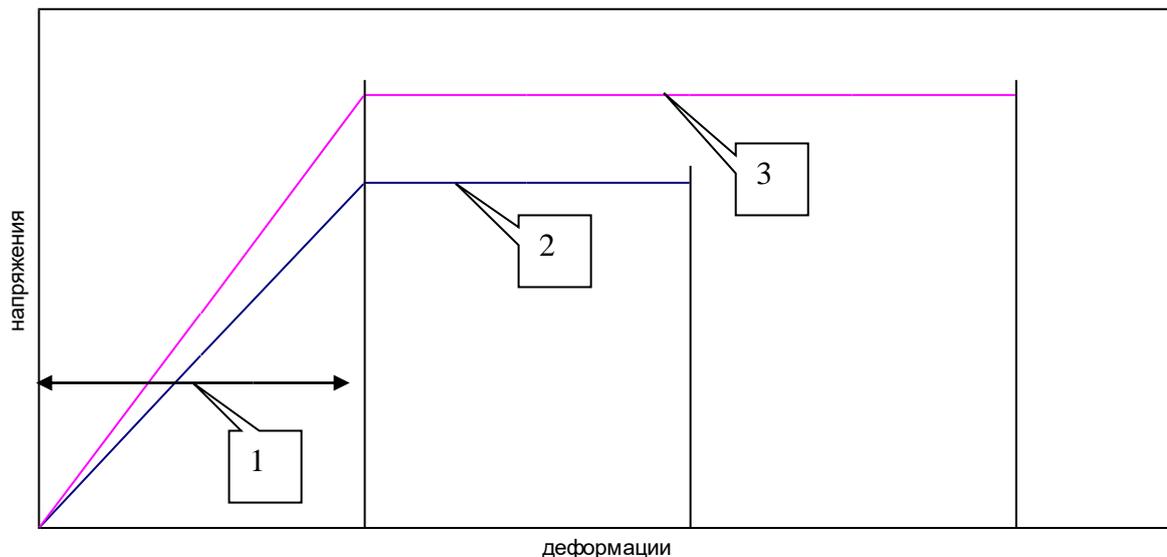


Рис. 8.2 Схема деформаций бетона при простом нагружении

1 – условно упруго-мгновенная деформация ε_{el} ;

2,3 – деформация ползучести ε_{cr} ($\sigma_3 > \sigma_2$).

Количественно линейная ползучесть бетона характеризуется мерой ползучести C_0 и коэффициентом (характеристикой) ползучести φ . Мерой ползучести C_0 называется величина, численно равная величине деформации ползучести ε_{cr} , соответствующей 1 МПа приложенного напряжения σ_0 :

$$C_0 = \frac{\varepsilon_{cr}}{\sigma_0}. \quad (8.1)$$

Размерность меры ползучести 1/МПа, или МПа⁻¹.

Значения меры простой ползучести составляют примерно от $2,5 \cdot 10^{-5}$ МПа⁻¹ для бетона класса В80 до $18 \cdot 10^{-5}$ МПа⁻¹ для бетона класса В15.

Коэффициентом (характеристикой) ползучести φ называется величина, численно равная отношению величины деформации ползучести к величине упругомгновенной деформации при том же значении напряжения:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{el}}. \quad (8.2)$$

Значения коэффициента (характеристики) ползучести составляют примерно от 1 для бетона класса В80 до 4 для бетона класса В15. Соотношение между мерой и коэффициентом ползучести определяется по формуле

$$\varphi = C_0 E_0. \quad (8.3)$$

Ползучесть бетона продолжается десятилетия. Условно с достаточной для практических целей точностью можно принять, что текущее значение, например, коэффициента ползучести φ_τ , связано с предельным значением $[\varphi]$ зависимостями (рис. 8.3)

$$\frac{\varphi_\tau}{[\varphi]} = \exp\left(0,08\left(1 - \left(\frac{35}{\tau}\right)^{0,45}\right)\right), \quad (8.4)$$

или

$$\frac{\varphi_\tau}{[\varphi]} = 0,066 \ln \tau + 0,76, \quad (8.5)$$

где τ – текущее время, годы.

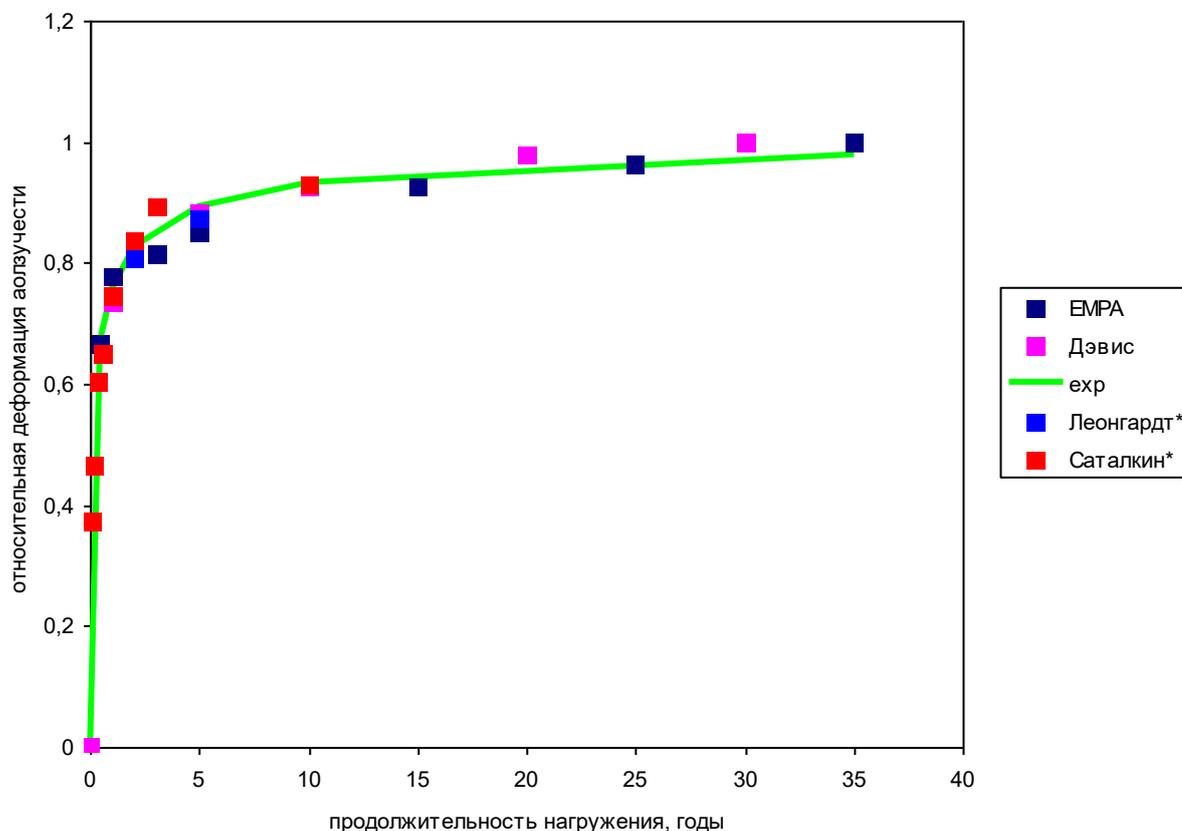


Рис. 8.3 Изменение характеристики ползучести во времени

ЕМРА, Девис, Леонгардт – соответственно по опытам исследовательского центра ЕМРА (Швейцария), Дэвисов Р. и Х. (США), Леонгардта Ф. (Германия), Саталкина А.В. (СССР), ехр – по ф. (4). Данные Леонгардта Ф. и Саталкина А.В. ограничены 10 годами измерений и трансформированы на 35 лет с использованием коэффициента $1/0,93$, полученного из опытов ЕМРА и Дэвисов.

8.2. Экспериментальное определение параметров ползучести.

В соответствии с ГОСТ 24544-81 (1987) деформации ползучести определяются путем измерения их в направлении продольной оси образца, нагруженного постоянной по величине осевой сжимающей нагрузкой. Величина нагрузки должна составлять $0,3 \pm 0,005$ от призменной прочности бетона, установленной перед началом испытаний. Продолжительность испытаний составляет 180 сут. Для нагружения используются различные устройства (рис. 8.4).

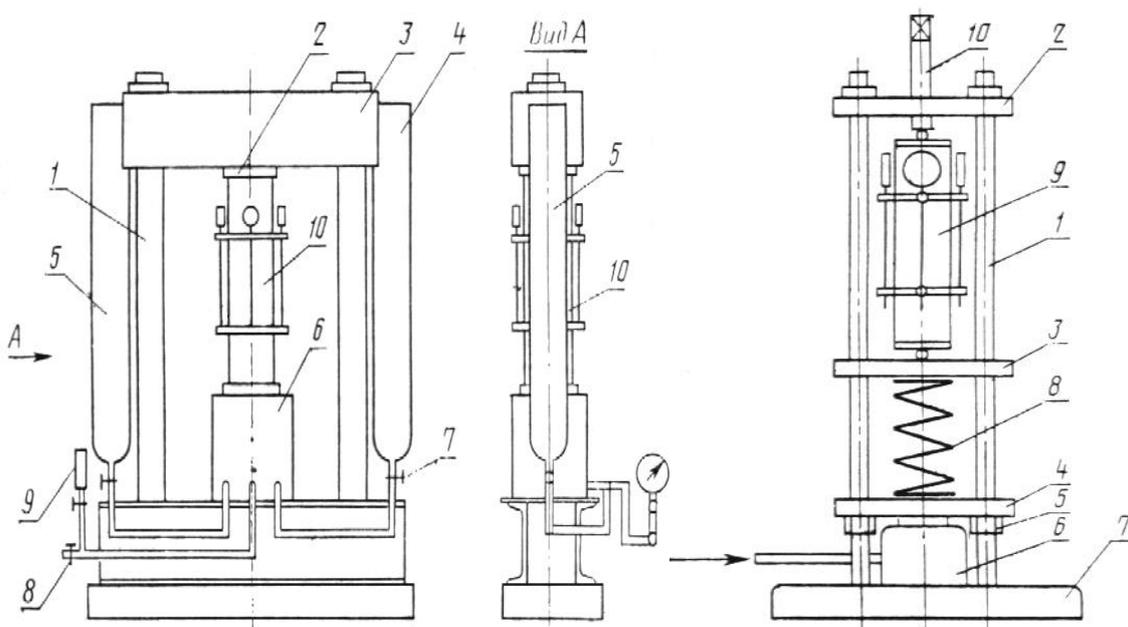


Рис. 8.4 Схема пневмогидравлического (слева) и пружинного (справа) устройства для определения деформаций ползучести

Пневмогидравлическое устройство: 1 - стойка; 2 - верхняя опорная плита; 3 - траверса; 4 - баллон с инертным газом (с избыточным давлением по отношению к расчетному); 5 - баллон с инертным газом при расчетном давлении; 6 - гидравлический домкрат с шарнирной опорной плитой; 7 - вентиль баллона; 8 - входной вентиль; 9 - манометр образцовый; 10 - образец.

Пружинное устройство: 1 - стойки; 2 - верхняя траверса; 3 - средняя траверса; 4 - нижняя траверса; 5 - гайки; 6 - гидравлический домкрат; 7 - постамент; 8 - спиральная пружина; 9 - бетонный образец; 10 - установочный винт.

При исследованиях ползучести наряду со стандартным методом используются другие, например, определение ползучести при изгибе, кручении. Определение ползучести может производиться как при нормальной температуре, так и при повышенных или пониженных температурах.

8.3. Количественные показатели ползучести

Одним из ключевых вопросов ползучести является определение величины предельных показателей – предельной меры C_0 и характеристики φ ползучести. Эти параметры зависят от:

- продолжительности действия и вида нагрузки;
- возраста бетона (предела прочности) к моменту загрузки;
- состава бетона и свойств материалов для его приготовления;
- условий твердения бетона;
- условий эксплуатации.

В соответствии с ф. (8.4, 8.5), величина характеристики ползучести в 180 суток, т.е. в период определения по ГОСТ 24544-81 (1987), составляет примерно 0,63 – 0,71 от значения в возрасте 35 лет, т.е. до появления новых данных можно полагать, что $[\varphi] = (1,4-1,6) \cdot \varphi_{180}$ (или $[C_0] = (1,4-1,6) \cdot C_{0, 180}$).

С увеличением возраста бетона к моменту загрузки величины параметров ползучести, как показано на рис. 8.5 по данным С.В. Александровско-

го, снижаются. Это обусловлено тем, что с увеличением возраста бетона к моменту нагружения возрастает его прочность, а, как будет показано далее, с увеличением прочности бетона его ползучесть снижается.

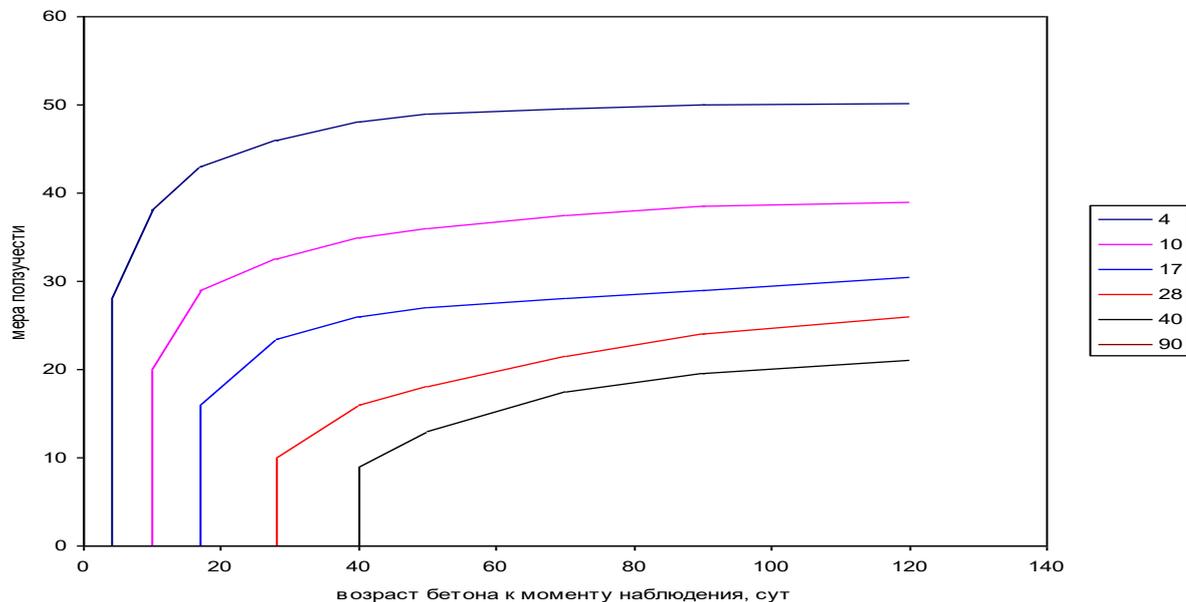


Рис. 8.5 Изменение меры ползучести в зависимости от возраста бетона в момент нагружения

Многие исследователи ползучести (Вагнер О., Лермит Р., Росс А., Шейкин А.Е., Улицкий И.И., и др.) связывают факт снижения значения величин, характеризующих ползучесть, именно с увеличением возраста бетона к моменту нагружения. Однако, ключевым параметром является не возраст, а прочность бетона в момент нагружения (Джангреко Е., Рюш Х., Леонгардт Ф., Троицкий Е.А.). Опыты Серегина И.Н. показали, что более правильно учитывать не возраст бетона в момент нагружения, а относительную прочность бетона. При времени нагружения до 28 суток лучше учитывать влияние относительной прочности бетона, а после 28 суток – возраст бетона в момент нагружения.

Огромное количество исследований было посвящено получению зависимостей, описывающих изменение меры либо характеристики ползучести во времени. Некоторые зависимости представлены в табл. 8.1.

Таблица 8.1

Формулы, описывающие изменение параметров ползучести бетона во времени

Авторы	Формула
Н.Х Арутюнян	$C(t, \tau) = \left(C_0 + \frac{A}{\tau}\right) \left[1 - e^{-\sigma(t-\tau)}\right]$ $\varphi(\tau) = \sum_{k=0}^m \frac{A_k}{\tau^k}$
И.Е.Прокопович и И.И.Улицкий	$C(t, \tau) = C_0 \left[1 - e^{-\sigma(t-\tau)}\right] + A(e^{-\sigma t} - e^{-\sigma \tau})$
И.Е.Прокопович, К.С.Карапетян, И.И.Улицкий	$C(t, \tau) = \left(C_0 + \frac{A_1}{r + \tau}\right) \left[1 - e^{-\gamma(t-\tau)}\right]$ $\varphi(\tau) = A_0 + \frac{A_1}{B_1 + \tau}$
И.Е.Прокопович, И.И.Улицкий, В.М.Бондаренко	$\varphi(\tau) = C_\infty + A e^{-\sigma \tau}$
С.В.Александровский	$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - \frac{e^{\sigma \tau} - A_2}{e^{\sigma} - A_2} \psi(t) - \Delta(\tau) e^{-\alpha(t-\tau)}$ $\varphi(\tau) = \psi(\tau) + \Delta(\tau)$
Д. Мак-Генри	$C(t, \tau) = C_0 \left[1 - e^{-\gamma_1(t-\tau_0)}\right] + A e^{-\gamma_2 \tau} - A e^{-\gamma_3 t + (\gamma_2 - \gamma_3) \tau}$
А.В.Яшин	$C(t, \tau) = \left(1 + \frac{K}{\tau}\right) \left\{ C_0 \left[1 - e^{-\gamma_1(t-\tau)}\right] + B \left[1 - e^{-\gamma_3(t-\tau)}\right] \right\}$ $+ A(e^{-\gamma_2 \tau} - e^{-\gamma_2 t})$
Л. Больцман	$f(t, t_0) = f(t - t_0) = 1 - e^{-\gamma_1(t-t_0)}$

По мнению Бондаренко В.М., наиболее подходящей для описания нарастания меры ползучести во времени является экспоненциальная функция Больцмана Л. Однако представленные на рис. 8.6 кривые, полученные по выражению Больцмана Л. при значениях коэффициента γ , предложенных Бондаренко В.М. и Улицким И.И., не совпадают с реальными данными об изменении ползучести во времени по опытам Дэвисов Р. и Х., а также ЕМРА, что свидетельствует о необходимости развития исследований в этом направлении.

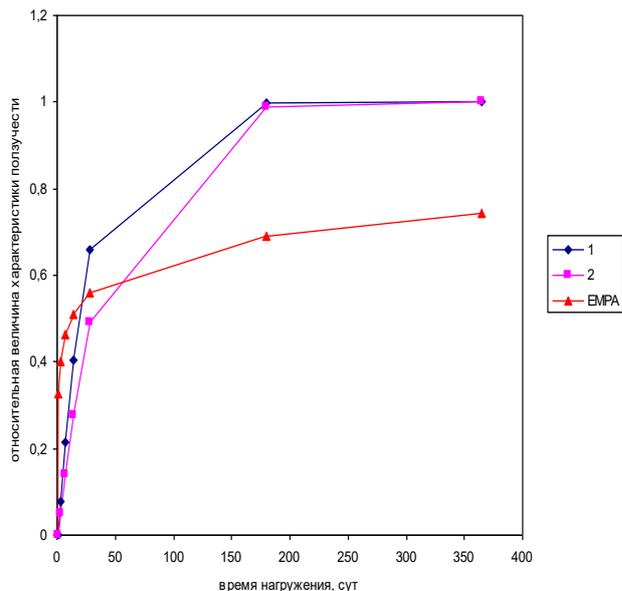
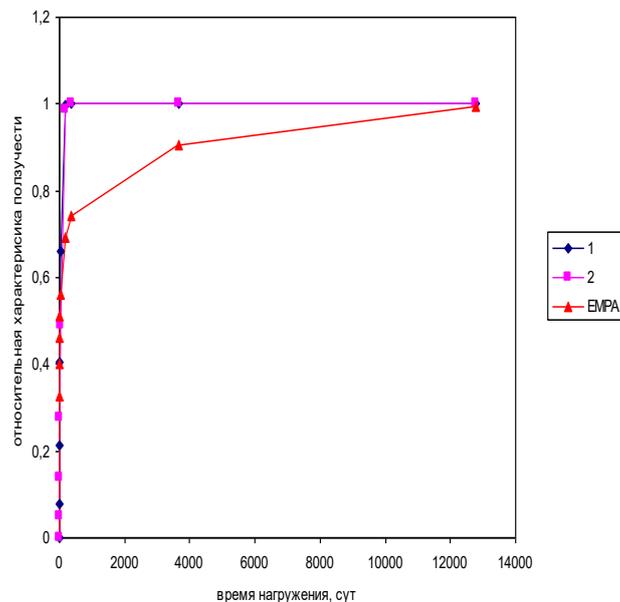


Рис. 8.6 Изменение относительной характеристики ползучести $\varphi_t / [\varphi]$ во времени

1,2 – по формуле Больцмана Л. с константой γ по данным Бондаренко В.М. и Улицкого И.И.; EMPA – средние данные опытов Дэвисов Р. и Х. и исследовательского центра EM-PA (Швейцария).

8.4. Гипотезы ползучести

Одну из первых гипотез с целью раскрыть физическую природу ползучести предложил Фрейсине Е. Ползучесть бетона по Фрейсине Е. обусловлена, в основном усадкой под действием капиллярных сил. Деформации во времени растут вследствие медленного вязкого перемещения воды по тонким капиллярам, в результате чего происходит передача усилий с жидкости на скелет.



Гипотеза Шейкина А.Е. При приложении нагрузки на бетон она воспринимается кристаллическим скелетом и тоберморитовым гелем. Во времени тоберморитовый гель вследствие вязкого течения разгружается, а кристаллический каркас воспринимает дополнительные напряжения, в связи с чем упруго деформируется, что и является причиной ползучести.

Гипотеза Гансена Т. Ползучесть обусловлена смещением частиц цементного геля в точках их контакта, т.е. вязким течением на границах цементных зерен и в точках их контакта.

Гипотеза, объясняющая ползучесть выдавливанием воды из цементного камня (Лермит Р., Глюклих И, Ишаи О. и др.). Ползучесть вызывается удалением адсорбционно-связанной воды из цементного геля вследствие воздействия приложенного механического напряжения.

Гипотеза Рейнера. Цементный камень под нагрузкой ведет себя как вязкая жидкость, способная к течению.

Гипотеза, объясняющая ползучесть возникновением и развитием микротрещин (Берг О.Я., Саталкин А.В., Рюш Х., Глюклих И., Цилосани З.Н.). Глюклих И. разделяет ползучесть на первичную, обусловленную вязким течением геля, и вторичную в результате микротрещинообразования. Цилосани З.Н., как и Шейкин А.Е., причиной первичной ползучести рассматривает перераспределение усилий в цементном камне. Шейкин А.Е. развивает гипотезу о физической природе ползучести, опираясь на флуктуационную теорию прочности твердых тел Журкова С.Н..

Общепризнанной гипотезы ползучести нет. Наиболее достоверной представляется объяснение ползучести, основанное на следующих положениях. Ползучесть бетона есть результат капиллярных явлений, вязкости гелевой составляющей цементного камня, деформаций кристаллического скелета и процесса микротрещинообразования. При меньших значениях приложенных напряжений (область условно линейной ползучести) ползучесть в большей степени связана с капиллярными явлениями, «течением геля» и деформацией кристаллического скелета при перераспределении напряжений в связи с «текучестью геля», хотя некоторые исследователи отрицают «текучесть геля». С повышением напряжения (в области нелинейной ползучести, или в области пластических деформаций 2-го рода по О.Я. Бергу) роль микротрещинообразования в ползучести возрастает. При одновременном действии

усадки и внешней нагрузки интенсивно развиваются структурные напряжения, способные вызвать в цементном камне и в контактных зонах с заполнителем возникновение микротрещин. С увеличением числа и размеров микротрещин сильно возрастают и величины деформаций. Это может иметь место и в том случае, когда деформации от усадки не накладываются в явном виде на деформации от нагрузки, например, при кручении, т.е. имеет место неаддитивность деформаций.

8.5. Теории ползучести

Под теорией ползучести подразумевается установление зависимости между напряжениями, деформациями и временем. Теория может быть линейной и нелинейной. В зависимости от принятых основных положений и допущений при описании развития ползучести во времени, существуют три группы вариантов теории ползучести. Все они носят феноменологический характер. Для всех вариантов теории линейной ползучести принимается ряд допущений, а именно:

- бетон рассматривается как однородный материал;
- между начальными напряжениями и вызываемыми ими мгновенными деформациями существует линейная зависимость $\sigma_0 = E_0 \varepsilon_{el}$;
- между напряжениями и деформациями ползучести существует линейная зависимость $\varepsilon_{pl} = C_0 \sigma_0$;
- для деформаций как мгновенных, так и ползучести, действителен принцип наложения;
- деформации ползучести при сжатии и растяжении протекают одинаково.

Общее уравнение линейной ползучести может быть представлено в виде:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma_{\tau 1}}{E_{\tau 1}} + \sigma_{\tau 1} C_{t\tau 1} + \int_{\tau 1}^t \frac{d\sigma_{\tau}}{d\tau} \left(\frac{1}{E_{\tau}} + C_{t\tau} \right) d\tau, \quad (8.6)$$

где первое слагаемое представляет мгновенную деформацию, второе – деформацию ползучести от напряжения σ_{τ_1} , приложенного в момент τ_1 к моменту времени t . Подынтегральное выражение – сумма мгновенной деформации и деформации ползучести к моменту времени t , вызываемых дополнительным напряжением σ_{τ} , дополнительно приложенным в момент времени τ . Варианты теорий ползучести различаются между собой выражением законов изменения во времени модуля упругости бетона и меры ползучести, т.е. видом подынтегрального ядра.

Первая группа, исторически более ранняя, получила название теории упругой наследственности (Больцман Л., Вольтера В., Ишлинский Ю.А., Малмейстер А.К., Работнов Ю.Н., Ржаницын А.Р., Розовский М.И. и др.). Теория базируется на инвариантных во времени ядрах ползучести основного реологического уравнения. Теория применима к бетону старого возраста, свойства которого во времени не изменяются. Теория постулирует полную обратимость деформаций при разгрузках. В развитие теории упругой наследственности, Работнов Ю.Н. предложил теорию пластической наследственности, в которой изохронные кривые ползучести материала при одноосном сжатии считаются аффинно пропорциональными его упруго-мгновенной деформации:

$$\varphi[(\varepsilon(t))] = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{E} k(t - \tau) d\tau. \quad (8.7)$$

Лидерман Х. и Розовский М.И. предложили более общую нелинейную теорию упругой наследственности, в основе которой заложена нелинейность как деформаций ползучести, так и нелинейность упруго-мгновенных деформаций. Этот принцип в последующем, в более общем виде, развит Бондаренко В.М. в его нелинейной теории ползучести упруго-ползучих сред.

Вторая группа включает различные модификации теории старения, разработанной Дишингером Ф. и Уитни С., и развитой в работах Бовина В.А., Буданова Н.А., Столярова Я.В., Улицкого И.И., Барашикова А.Я. и др.

Классическая теория постулирует полную обратимость деформаций при разгрузке. Не пригодна для описания процессов, в которых напряжения или деформации во времени претерпевают значительные изменения. Классическая теория основана на мере ползучести вида

$$C(t, \tau, \tau_1) = C(t, \tau_1) - C(\tau, \tau_1), \quad (8.8)$$

и с 70-х годов прошлого века практически не применяется. Неоднократные попытки модифицировать теорию старения не привели к удовлетворительным результатам, особенно при переменных напряжениях с разгрузками.

Третья группа включает различные варианты теории упруго-ползучего тела (иногда ее называют наследственной теорией старения). Основа теории разработана Масловым Г.Н., развита работами Арутюняна Н.Х., Александровского С.В., Бондаренко В.М., Васильева П.И., Гвоздева А.А., Прокоповича И.Е., Ржаницына А.Р. и др. Теория включает как линейные, так и нелинейные варианты. Теория использует принцип наложения взаимодействий. Для выражения меры ползучести широко используется формула Александровского С.В.

$$C_{t,\tau} = \varphi(\tau) - \varphi(t) \left(\frac{e^{\gamma\tau} - A_2}{e^{\gamma t} - A_2} \right) + \Delta(\tau) [1 - e^{-\alpha(t-\tau)}], \quad (8.9)$$

при $0 < A_2 < 1, \alpha > \gamma > 0$.

Оценка теорий ползучести по данным Бондаренко В.М. представлена в табл. 8.2.

Таблица 8.2

Оценка различных теорий ползучести

№	Свойство	Теории ползучести		
		Старения	Наследственности	Упруго-ползучего тела*
1	Старение	+	-	+
2	Наследственность	-	+	+
3	Обратимость деформаций	-	-	+
4	Восстановление	-	-	+

	напряжений			
5	Релаксация напряжений	-	-	+
6	Критерий Прокоповича – Улицкого	+	+	+
7	Функция памяти	-	-	+
8	Возможность замкнутых решений	+	+	+

Примечание: * - мера ползучести по Арутюняну Н.Х., Яшину А.В., Александровскому С.В., Прокоповичу И.Е. и Улицкому И.И.

8.6. Зависимость ползучести от рецептурно-технологических факторов.

Влияние материалов и состава бетона на ползучесть изучалась весьма обстоятельно. Огромный массив экспериментальных данных по влиянию различных рецептурно – технологических факторов на ползучесть бетона получен Александровским С.В., Карапетяном К.С., Серегиным И.Н., Улицким И.И. и др. Ползучесть бетона зависит от свойств цемента и заполнителей, условий твердения, наличия добавок, величины водоцементного отношения В/Ц и ряда других факторов. Некоторые результирующие данные представлены в табл. 8.3.

Таблица 8.3

Формулы для определения меры ползучести (C_{28}^* или C_R)

№	Формула	Автор, год
1 ¹	$C_{28}^* = \frac{kv_{ц}}{R^3 \sqrt{\left(\frac{R}{R_m}\right)^2}}, k = 0,000094$	Гуммель, 1959
2 ¹	$C_{28}^* = k/R, \quad k = f(\varphi), \text{ при } \varphi = 70\% \quad k = 0,0025,$ $C_{28}^* = \frac{kB(B + 0,33Ц)^*}{RЦ}, \quad k = f(\varphi), \text{ при } \varphi = 70\% \quad k = 0,000014$	Вельми (Voellmy), 1960
3 ¹	$C_R = \frac{3,06 * 10^{-6} (0,31g(t_0) + V_1 \frac{W_0}{C})}{k_1 + 0,31g(t_0)(1 - \exp 0,0333(t_1 - t_0))} + 5,7 * 10^{-6} V_1 \frac{W_0}{C} \ln\left(\frac{t_1}{t_0}\right)$	Гансен, 1963

ρ, W – соответственно расход цемента и воды, кг/м³;

E_0 – начальный модуль упругости бетона;

η – уровень длительной прочности бетона;

λ_R – коэффициент упругости при $\sigma = R_{pr}$

V_a, V_m, V_k – соответственно объемная концентрация крупного заполнителя, растворной составляющей и контактной зоны;

E_a, E_m, E_k – соответственно модуль упругости крупного заполнителя, растворной составляющей и контактной зоны;

$\varphi_a, \varphi_m, \varphi_k$ – соответственно характеристика ползучести крупного заполнителя, растворной составляющей и контактной зоны.

Не все формулы табл. 8.3 удобны для практического применения. Некоторые из них создавались для моделирования влияния различных факторов на меру ползучести бетона. Щербаковым Е.Н. установлено, что с достаточно высокой для практического применения точностью ($R^2 = 0,966$) предельная мера ползучести бетона может быть определена по формуле

$$C_{28} = \left(0,13 + \frac{1545}{R}\right) \frac{10^{-6} W}{100}, \quad (8.10)$$

где W – расход воды, л/м³ бетонной смеси,

R – предел прочности бетона.

Неудобство ф.(8.10) для практического применения связано с отсутствием, как правило, у проектировщика конструкции данных о водосодержании бетонной смеси.

Несветаевым Г.В. для определения величины предельного значения меры ползучести C_0 бетона, имеющего в момент нагружения предел прочности R_{pr} , из условия инвариантности потенциальной энергии, соответствующей доведению материала до состояния разрушения, режиму и длительности силового нагружения, получена зависимость

$$C_0 = \frac{0,058(R_{pr}E_0)^{0,5} \left(\frac{1}{(k-2)^2} + \frac{2k-1}{2(k-2)} - \frac{\ln(k-1)(k-1)^2}{(k-2)^3} + \frac{0,15}{\lambda_R} \right) - 0,5\eta^2 R_{pr}}{\eta^2 R_{pr} E_0}, \quad (8.11)$$

где R_{pr} – предел призмочной прочности бетона при осевом кратковременном сжатии, МПа;

E_0 – начальный модуль упругости бетона, МПа;

$k = 1/\lambda_R$ – коэффициент упругости, соответствующий пределу кратковременной прочности, $\lambda_R = 17,2(R_{pr}/E_0)^{0,5}$;

η – уровень длительной прочности бетона, $\eta = a\lambda_R^{0,2}$ ($\phi=0,879$ для тяжелого бетона и $0,803$ для легкого бетона на пористых заполнителях).

На рис. 8.7 показано соответствие результатов определения по ф.(8.12) известным данным при среднестатистических значениях входящих в формулу параметрах.

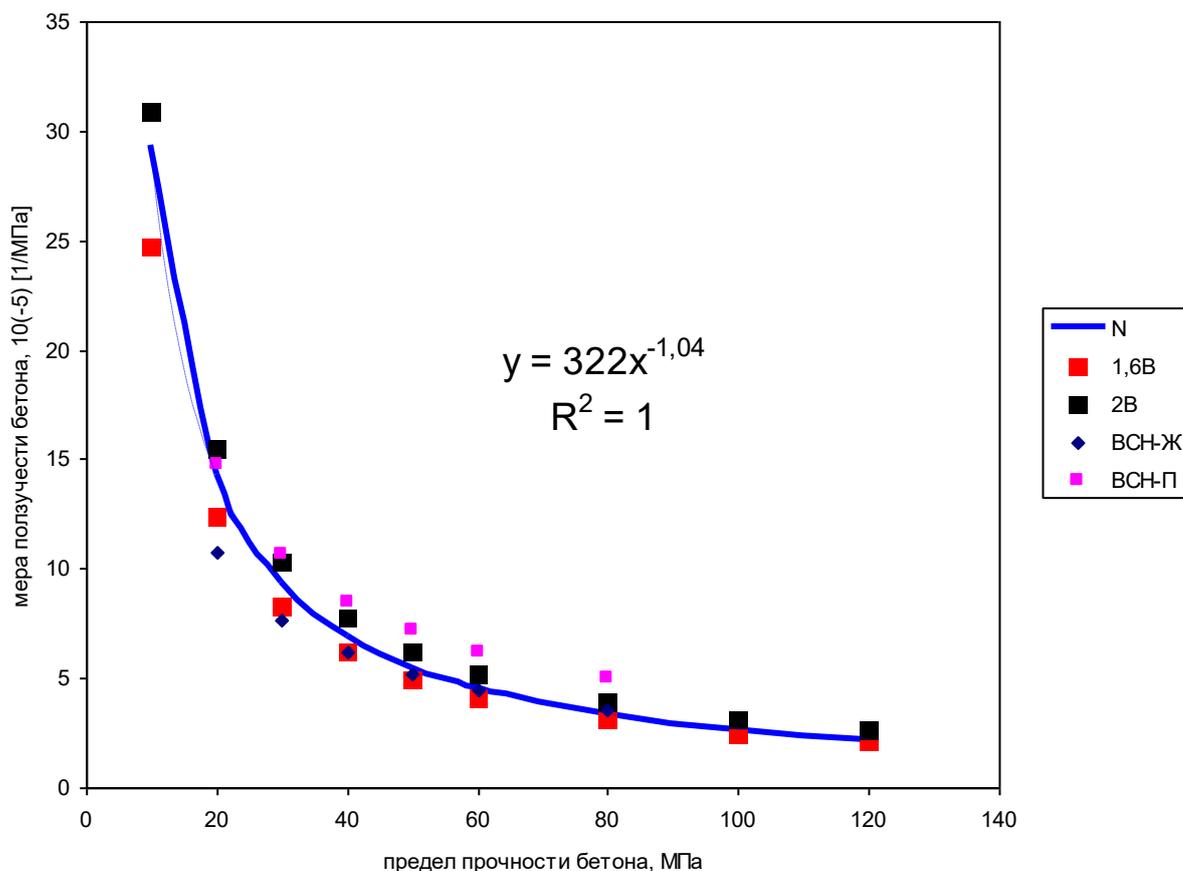


Рис. 8.7 Зависимость меры ползучести бетона от предела прочности при сжатии

N – по ф.(8.12);

1,6В; 2В – по ф.(10) соответственно при водосодержании бетонной смеси 160 и 200 л/м³;

ВСН-Ж и ВСН-П – соответственно значения по ВСН-73 для жестких (35-40с) и подвижных (9-10см осадки конуса - О.К.) бетонных смесей.

Поскольку при среднестатистических параметрах бетона ф.(8.11) может быть сведена (рис.8.7) к выражению

$$C_0 = k_{Co,Ц} k_{Co,В} k_{Co,Б} \frac{322}{R^{1,04}} \cdot 10^{-5}, \quad (8.12)$$

то ф.(8.12) можно использовать как базовую для нормирования меры ползучести в зависимости от класса бетона. Формула (8.12) в принципе незначительно отличается от зависимости Вельми (см. табл. 8.3). В ф. (8.13):

- $k_{Co,Ц}$ – коэффициент, учитывающий влияние вида цемента на ползучесть бетона;

- $k_{Co,В}$ – коэффициент, учитывающий влияние концентрации заполнителей (или цементного камня) на ползучесть бетона;

- $k_{Co,Б}$ - коэффициент, определяющий степень влияния супер (СП) или гиперпластификаторов (ГП) на меру ползучести бетона. Его значения можно представить в виде зависимости влияния СП (ГП) на меру ползучести цементного камня (табл. 8.4)

$$k_{Co,Б} = k_{Co,ЦК}^{0,8}. \quad (8.13)$$

Таблица 8.4

Значения коэффициента $k_{Co, ЦК}$

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3	Melment	Flux-	Structuro	Glenium	Glenium	Бином

	(СП – 1)	F 10	1	530	30	51	- 1
«Пролетарий»	3,2	2,57	3,57	-	-	-	-
Белгородский	-	-	-	0,56	1,11	-	-
Вольский	-	-	-	0,2	0,9	1,6	0,43
Мальцовский	-	-	-	2,1	7,8	3,3	4,1
Себряковский	-	-	-	2,6	3,4	3,2	3,4

Нормируемые (базовые) значения меры C_0 и коэффициента φ ползучести для инженерной практики представлены в табл. 8.5.

Таблица 8.5

Нормируемые (базовые) значения меры ползучести бетона

Величина	Класс бетона								
	15	20	30	40	50	60	80	100	120
$C_0, 10^5, \text{МПа}^{-1}$	19	14	9	7	5,5	4,5	3,4	2,7	2,2
φ	4,3	3,7	3,0	2,5	2,1	1,9	1,5	1,3	1,1

8.7. Влияние геометрических факторов и внешних условий на ползучесть.

Улицким И.И. предложено определять предельные значения параметров ползучести посредством умножения «нормативных» значений, полученных в нормальных условиях, на систему коэффициентов, учитывающих влияние различных факторов. Влияние на ползучесть геометрии сечения и условий работы бетона может быть учтено коэффициентами, например, предложенными Щербаковым Е.Н.

$$k_1 = 0,9\left(0,7 + \frac{1}{r}\right), \quad (8.14)$$

$$k_2 = 1,54\left(\frac{135 - \varphi}{100}\right), \quad (8.15)$$

где $r = F/P$ – отношение площади поперечного сечения к периметру,

φ – относительная влажность воздуха, %.

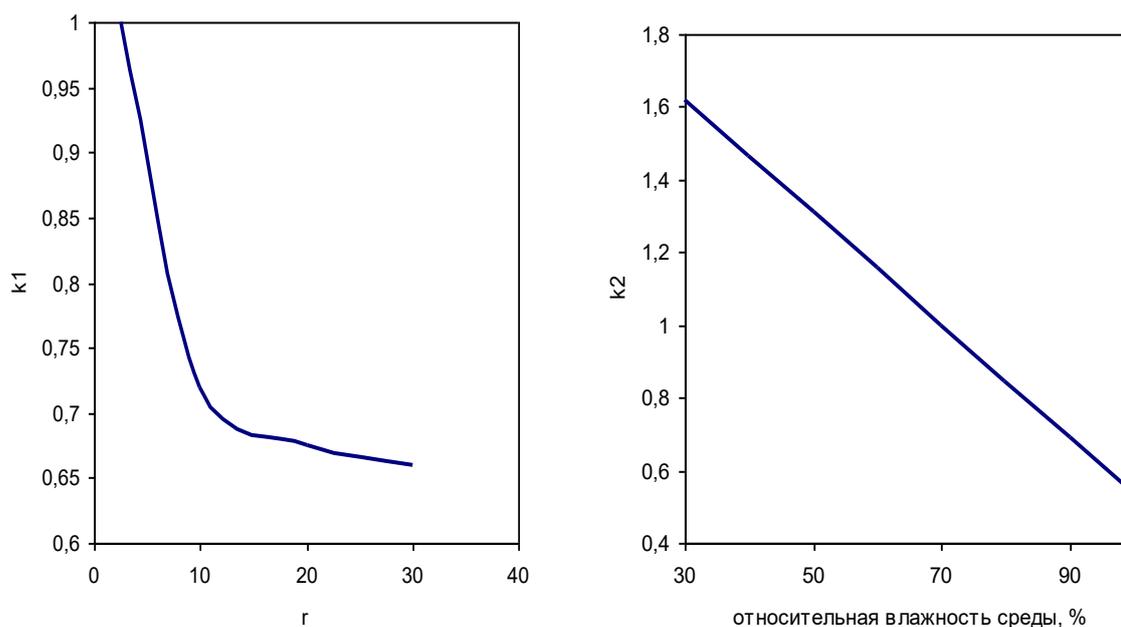


Рис. 8.8 Коэффициенты k_1 и k_2 (справа)

Тепловлажностная обработка бетона снижает ползучесть. Это снижение составляет 10-15% и проявляется в основном при загрузении бетона в возрасте до двух недель.

При длительной эксплуатации в среде с повышенной температурой отмечается снижение прочности и увеличение деформативности бетона, что проявляется в уменьшении модуля упруго-мгновенной деформации и увеличении деформации простой ползучести. Количественно влияние повышенной температуры при эксплуатации можно задать в виде

$$C_T = \beta_T C_{0,20}, \quad (8.16)$$

где C_T , $C_{0,20}$ – соответственно значение предельной меры ползучести при повышенной температуре T и при нормальной температуре;

$$\beta_T = 0,46e^{0,006T}, \quad (8.17)$$

где $20^\circ\text{C} < T < 550^\circ\text{C}$

8.8. Влияние уровня нагружения на ползучесть.

При напряжении, превышающем уровень условной упругости бетона, значение которой близко совпадает с нижней границей микротрещинообразования $R_{0, \text{срс}}$ по Бергу О.Я., имеет место нелинейный характер деформаций ползучести, и значение меры ползучести сильно зависят от величины приложенного напряжения. Причина этого явления – микротрещинообразование в структуре бетона.

Для количественного описания этого явления использовались выражения вида:

$$C_H = C_0 + \Delta C, \quad (8.18)$$

где C_H , C_0 – соответственно мера нелинейной и линейной ползучести;

$\Delta C = f(\sigma/R)$ – дополнительная мера ползучести, вызванная микротрещинообразованием,

либо

$$C_H = C_0(1+k(\sigma)), \quad (8.19)$$

где $k(\sigma)$ – функция, учитывающая рост деформаций ползучести вследствие микротрещинообразования.

Для соотношения мер нелинейной и линейной ползучести удобно использовать зависимость вида

$$C_H = C_0 \left(\frac{k}{\eta - \alpha \left(\frac{\sigma}{R} \right)} \right), \quad (8.20)$$

где k – коэффициент;

η – уровень длительной прочности бетона;

$\alpha(\sigma/R) > R_{0, \text{срс}}$ – уровень нагружения.

На рис. 8.9 представлены некоторые данные о соотношении мер нелинейной и линейной ползучести в зависимости от уровня нагружения.

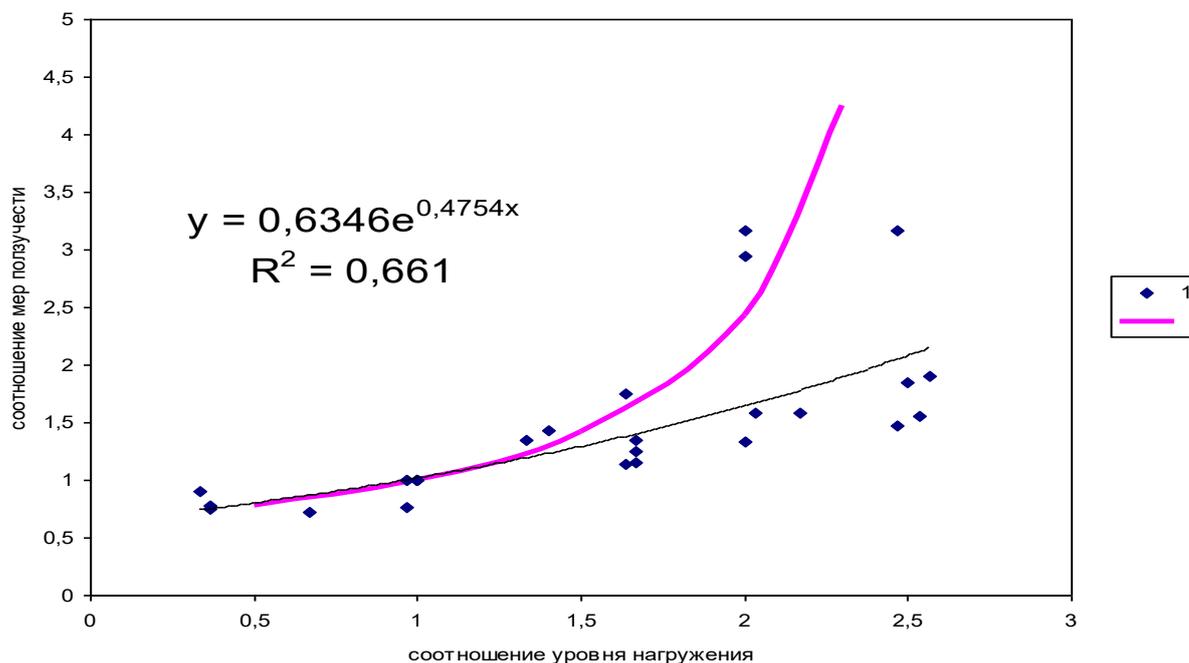


Рис. 8.9 Соотношение между мерой нелинейной и линейной ползучести в зависимости от уровня нагружения.

8.9. Виброползучесть.

Виброползучесть – значительное увеличение деформаций ползучести при вибрационных нагрузках. Виброползучесть объясняется тиксотропными свойствами гелевой составляющей цементного камня.

При постоянном коэффициенте асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ при $\sigma_{\max} < 0,5R_{\text{пр}}$ количественно мера виброползучести может быть определена посредством умножения меры простой линейной ползучести на коэффициент виброползучести

$$C_B = K_B C_0. \quad (8.21)$$

Коэффициент виброползучести K_B зависит от частоты колебаний ω , амплитуды колебаний H , коэффициента асимметрии цикла ρ и деформативных свойств бетона ζ

$$K_B = f(\omega, H, \rho, \zeta). \quad (8.22)$$

Каранфиловым Т.С. предложена формула

$$C_B = 0,5(1 + \rho)C_0 + \gamma_0(1 - \rho)C_0 \lg N, \quad (8.23)$$

где C_B , C_0 –соответственно мера виброползучести и простой ползучести при напряжении σ_{\max} ;

ρ – коэффициент асимметрии цикла (динамическая характеристика цикла напряжений);

N – число циклов;

γ_0 – коэффициент, зависящий от состава бетона и ряда других факторов.

С уменьшением величины ρ , ростом амплитуды и особенно частоты колебаний виброползучесть увеличивается. Мера виброползучести может превышать меру простой линейной ползучести в несколько раз.

9. Усадка цементного камня и бетона.

9.1. Общие понятия.

Усадкой называется уменьшение объема (линейных размеров) материала с течением времени в результате физических, физико-химических и химических процессов. Различают усадку бетона в зависимости от времени:

- до затвердевания (усадка свежееуложенной уплотненной бетонной смеси) – пластическая усадка;
- усадка твердеющего бетона (до проектного возраста);
- усадка бетона зрелого возраста (после проектного возраста).

В зависимости от причин, вызывающих усадку, различают:

- усадку в результате происходящих в цементном камне химических процессов взаимодействия исходных материалов (гидратация) – контракционная усадка (синонимы: химическая усадка, chemical shrinkage, autogenous shrink-



age), химических процессов взаимодействия продуктов гидратации с проникающими из внешней среды компонентами – карбонизационная усадка;

- усадку в результате физических и физико-химических процессов, вызывающих удаление воды (обезвоживание) из структуры цементного камня (бетона) – влажностная усадка (синонимы: усадка при высыхании, *drying shrinkage*) и радиационная усадка.

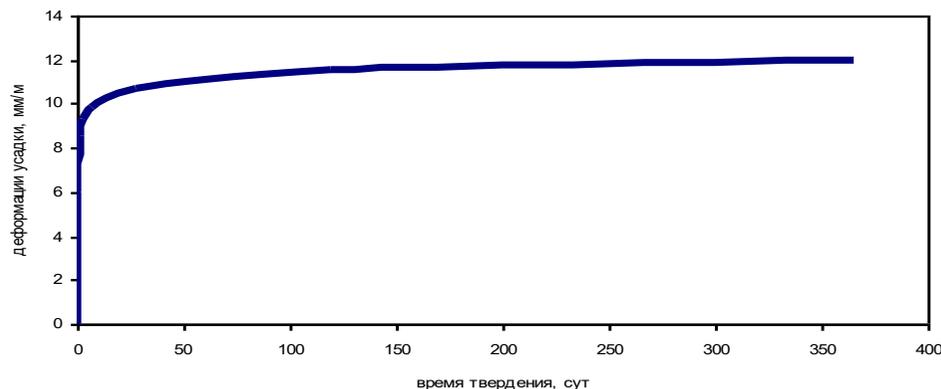
В табл. 9.1 представлена схема, иллюстрирующая развитие усадочных деформаций во времени.

Таблица 9.1

Схема развития усадки



Полная
усадка



Виды усадки и ориентировочная продолжительность

Усадка свежесуложенного бетона

Усадка твердеющего бетона

примерно до 6 час

примерно до 5 сут

до 28 сут

после 28 сут

1.Пластическая

1.Контракционная
2.Влажностная

1.Влажностная
2.Контракционная
3.Карбонизационная

1.Влажностная
2.Карбонизационная
3.Контракционная



	<table border="1"><thead><tr><th>время твердения, сут</th><th>деформации усадки, мм</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>0.1</td><td>3.5</td></tr><tr><td>0.2</td><td>5.0</td></tr><tr><td>0.3</td><td>6.0</td></tr><tr><td>0.4</td><td>6.8</td></tr><tr><td>0.5</td><td>7.2</td></tr><tr><td>1.0</td><td>8.0</td></tr><tr><td>1.5</td><td>8.4</td></tr><tr><td>2.0</td><td>8.6</td></tr></tbody></table>	время твердения, сут	деформации усадки, мм	0	0	0.1	3.5	0.2	5.0	0.3	6.0	0.4	6.8	0.5	7.2	1.0	8.0	1.5	8.4	2.0	8.6		
время твердения, сут	деформации усадки, мм																						
0	0																						
0.1	3.5																						
0.2	5.0																						
0.3	6.0																						
0.4	6.8																						
0.5	7.2																						
1.0	8.0																						
1.5	8.4																						
2.0	8.6																						
<p>Измеряемая усадка (начало измерения — примерно через 20 часов после формования)</p>	<table border="1"><thead><tr><th>время твердения, сут</th><th>деформации усадки, мм</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>10</td><td>1.5</td></tr><tr><td>20</td><td>2.5</td></tr><tr><td>50</td><td>3.0</td></tr><tr><td>100</td><td>3.4</td></tr><tr><td>150</td><td>3.6</td></tr><tr><td>200</td><td>3.7</td></tr><tr><td>250</td><td>3.8</td></tr><tr><td>300</td><td>3.9</td></tr><tr><td>350</td><td>4.0</td></tr></tbody></table>	время твердения, сут	деформации усадки, мм	0	0	10	1.5	20	2.5	50	3.0	100	3.4	150	3.6	200	3.7	250	3.8	300	3.9	350	4.0
время твердения, сут	деформации усадки, мм																						
0	0																						
10	1.5																						
20	2.5																						
50	3.0																						
100	3.4																						
150	3.6																						
200	3.7																						
250	3.8																						
300	3.9																						
350	4.0																						



Управление цифровых образовательных технологий

«Технология возведения высотных и большепролетных зданий и сооружений», «Спецкурс»

9.2. Экспериментальное определение усадки.

В соответствии с ГОСТ 24544 деформации усадки определяются путем измерения изменения продольного размера призматических образцов, выдерживаемых при температуре 18 – 22°C и относительной влажности 55 – 65%. Начальный отсчет должен быть произведен не позднее 4 часов с момента распалубливания. Продолжительность измерений составляет обычно 120 сут. Схема измерения деформаций усадки для образцов различных геометрических размеров представлена на рис. 9.1 и 9.2.

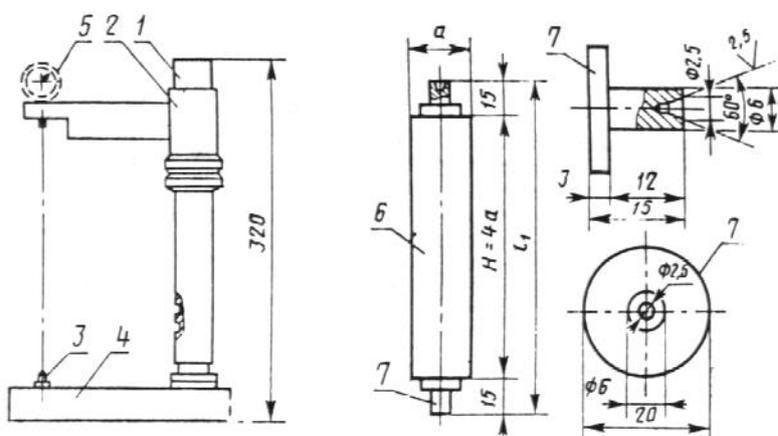


Рис. 1 Схема устройства для определения деформаций усадки образцов с размерами поперечного сечения 40 x 40 мм

1 - стойка; 2 - кронштейн; 3 - конусообразный выступ; 4 - нижняя опора; 5 - индикатор; 6 - образец; 7 - репер; a - размер стороны поперечного сечения образца; H - высота образца; l_1 - база измерений

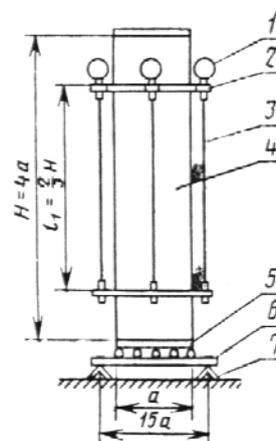


Рис. 2 Схема устройства для определения деформаций усадки образцов с размерами поперечного сечения более 40 x 40 мм

1 - индикатор часового типа; 2 - рамка для крепления индикаторов; 3 - качающаяся штанга; 4 - образец; 5 - металлические пластинки по торцам образца; 6 - плоская сварная сетка; 7 - опора

9.3. Количественные показатели усадки.

Усадка бетона может измеряться как изменение линейных размеров или изменение объема. Как правило, деформации усадки количественно характеризуются величиной относительной линейной усадки

$$\varepsilon_{sh} = \frac{l_i - l_0}{l_0} = \frac{a_i - a_0}{l_0}, \quad (9.1)$$

где

l_0, l_i – соответственно первоначальный размер образца (база измерения), изменяющийся в результате усадки размер образца;

a_0, a_i – соответственно первоначальный и последующий отсчеты по измерительному прибору.

Размерность деформаций линейной усадки принимается в % или мм/м.

Изменение объема образца вследствие развития усадки (например, при определении контракционной усадки)

$$\varepsilon_v = \frac{V_1 - V_0}{V_0}. \quad (9.2)$$

Объемную усадку представляют, как правило, в %. Соотношение между линейной и объемной усадкой

$$\varepsilon_v = 3\varepsilon_L. \quad (9.3)$$

Следует отметить, что при принятой методике измерения фиксируются деформации, вызванные как удалением воды из цементного камня (влажностная усадка), так и изменениями, вызванными взаимодействием атмосферного CO_2 с продуктами гидратации цемента ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), т.е. карбонизационная и влажностная усадка при принятой методике измерения неразделимы. Возможно, в этом случае целесообразно говорить об усадке при высыхании.

9.4. Гипотезы, объясняющие усадку.

Среди причин влажностных деформаций цементного камня (физическая природа усадки) исследователями рассматривались: действие капиллярных сил; испарение адсорбционно связанной воды из гелевой составляющей

цементного камня; межмолекулярное взаимодействие вследствие удаления межкристаллической воды; удаление воды из межслоевых зазоров кристаллической структуры гидросиликатов кальция. Построение единой теории влажностных деформаций еще не завершено. Известные гипотезы можно свести в группы: термодинамическая; сорбционно-десорбционная; поверхностного натяжения; капиллярная. Кратко представления о природе усадки отражены в некоторых нижеприведенных гипотезах.

Гипотеза Фрейсине (1938г.). Первая гипотеза на основе капиллярной теории. Бетон рассматривается как псевдотвердое тело, пронизанное сеткой очень малых пор, заполненных водой и воздухом. Объемные деформации такого тела развиваются вследствие изменения величины капиллярного давления в порах при образовании менисков в капиллярах с меньшим радиусом при уменьшении относительной влажности воздуха.

Гипотеза Виттмана (1958г.). Причина усадки при высокой относительной влажности – капиллярное давление, а при понижении влажности – изменение поверхностного натяжения (поверхностной энергии) частицы. При относительной влажности воздуха 2 – 40% изменение поверхностной энергии твердого тела (рассчитанное через изменение длины) линейно, что соответствует уравнению Бингама и подтверждается экспериментально.

Гипотеза Цилосани З.Н. (1963г.). Механизм усадки меняется в зависимости от вида испаряемой воды, поскольку в зависимости от формы ее связи с твердой фазой меняется природа действующих сил. Испарение механически связанной воды из крупных пор не сопровождается усадкой. Начало интенсивного развития усадки наблюдается при образовании менисков в капиллярах сечением 35 – 53 мкм, т.е. при относительной влажности воздуха 98 – 40%. Усадка интенсифицируется за счет капиллярных сил с образованием менисков во все более мелких капиллярах. При уменьшении водосодержания цементного камня до предела, когда капиллярные силы уже не могут играть

существенную роль, усадка происходит вследствие удаления межкристаллической и межслоевой воды вследствие межмолекулярного взаимодействия между поверхностями твердых частиц.

Гипотеза Пауэрса (1968г.). Деформации цементного камня обусловлены изменением термодинамического равновесия внутри образца по трем причинам: изменение поверхностного натяжения твердого тела, изменением расклинивающего действия (адсорбция воды в пространствах, где адсорбция ограничена) и действием капиллярных сил. Последние существенны при относительной влажности воздуха более 45%. Усадка связана с диффузией воды из областей затрудненной адсорбции.

Гипотеза Бажана (1970г.). Развитие термодинамической теории усадки. Основной элемент модели – представление о «затрудненной адсорбции», - адсорбция в пространстве, где образование адсорбционного пятимолекулярного слоя воды (толщина такого слоя примерно 13×10^{-7} мм) невозможна. Физическая причина усадки – нагрузка, созданная растягивающим напряжением в адсорбированных пленках, вследствие давления растяжения.

Гипотеза Фельдмана и Середы (1970г.). Объемные изменения цементного камня связаны с капиллярным эффектом, изменением свободной поверхностной энергии и процессом гидратации. Деформация на 18% обусловлена поверхностной водой (физически адсорбированная, удерживается силами Ван-дер-Ваальса) и на 82% - межслоевой (химически связанная).

Гипотеза Шейкина А.Е. (1971г.). Цементный камень – микропористая гетерогенная система, состоящая из кристаллического сростка и тоберморитового геля. Начальная усадка при высокой влажности воздуха вызывается преимущественно действием капиллярных сил. При относительной влажности менее 60% начинает удаляться адсорбционно связанная вода, в связи с чем по мере сближения субмикрочастиц гидросиликатов кальция между ними проявляются Ван-дер-Ваальсовы силы дисперсного взаимодействия, а

в дальнейшем возникают водородные связи. При относительной влажности менее 45% удаляется влага, находящаяся между слоями кристаллической структуры гидросиликатов кальция (межплоскостная вода), что сопровождается значительной усадкой.

Гипотеза Красильникова К.Г. и Скоблинской Н.Н. (1974г.). Цементный камень рассматривается как пористый поликристаллический сросток кристаллов тоберморита. Причина усадки – изменение размеров кристаллов тоберморита. Внешнее изменение объема всей системы составляет только 10 – 20% изменения объема кристаллов. Деформация усадки равна сумме деформации усадки от уменьшения размера кристаллов вследствие десорбции воды с их поверхности и нарастания растяжения воды в порах при изменении относительного парциального давления от 100 до 35%. При более низком давлении усадка происходит вследствие уменьшения размера кристаллов тоберморита при десорбции воды с их поверхности и из межслоевых пространств.

9.5. Зависимость усадки при высыхании от рецептурно-технологических факторов

Пластическая усадка развивается в течение первых 4 – 6 час с момента укладки и уплотнения бетонной смеси при условии возможности испарения воды из свежеложенного бетона, например, в сухую жаркую погоду при отсутствии первичного ухода за твердеющим бетоном. Деформации усадки пропорциональны количеству испарившейся из бетона воды и могут достигать 2 – 3 мм/м. Проявление пластической усадки недопустимо, поскольку ведет к необратимому катастрофическому ухудшению всех свойств бетона.

Измеряемые деформации усадки твердеющего бетона (по Шейкину А.Е.) – проявившаяся деформация усадки) зависит от ряда факторов, которые могут быть сведены в три группы. К первой группе относятся рецептурно-технологические факторы: тип цемента, состав и условия твердения бетона,

модуль упругости и пористость заполнителей, наличие добавок и др. Ко второй группе относятся геометрические параметры конструкции, а к третьей – параметры внешней среды, прежде всего температура, относительная влажность, скорость движения воздуха.

Многообразные зависимости, устанавливающие связь между усадкой бетона и рецептурными факторами в принципе могут быть сведены в две группы. В первую группу входят формулы, определяющие усадку бетона от водосодержания смеси, расхода цемента и заполнителей, В/Ц (табл. 9.2).

Таблица 9.2

Некоторые формулы для определения усадки бетона

№	Автор	Зависимость
1	Вельми (Voellmy), 1960	$\varepsilon_{sh} = \frac{5(667 + Ц)}{1 + m} \frac{B}{Ц} 10^{-6}$, $m = (П+Щ)/Ц$
2	Улицкий И.И., 1963	$\varepsilon_{sh} = 5500 \frac{1 + \frac{B}{Ц}}{1 + \frac{B}{Ц} + m} \left(\frac{B}{Ц}\right)^2 10^{-6}$
3	ЕКБ, (перевод – 1966)	$\varepsilon_{sh} = 0,25((Ц + 275) + 6,9(Ц - 75)\left(\frac{B}{Ц}\right)^2) 10^{-6}$
4	Александровский С.В., 1966	$\varepsilon_{sh} = 300\left(0,7 + 0,15\left(\frac{Ц - 225}{25} + \frac{\frac{B}{Ц} - 0,4}{0,1}\right)\right) 10^{-6}$
5	Щербаков Е.Н., 1967 1971	$\varepsilon_{sh} = 0,125B^{2/3} 10^{-6}$, В – расход воды, л/м ³ $\varepsilon_{sh} = 0,226(B)^{1,38} 10^{-6}$

Представленные в таблице 9.2 формулы не учитывают влияния на усадку бетона особенностей цемента, хотя, как следует из данных табл. 9.3, усадка цементов может различаться в несколько раз.

Таблица 9.3

Некоторые данные об усадке цементов

№	Данные	Значения усадки
1	Волженский А.В.	3 – 5 мм/м
2	Венюа М.	С ₃ S 41,1 – Ц:П:В = 1:3:0,5

		74,7% C ₂ S 5,9 – 32,4% C ₃ A 0,1 – 12,5% C ₄ AF 1,6 – 16,5%	$\varepsilon_{sh, 28} = 0,5 - 1,06$ $\varepsilon_{sh, 180} = 0,59 - 1,295$ $\varepsilon_{sh, 365} = 0,69 - 1,41$
3	Цилосани З.Н.	4,3 – 6 мм/м	
3	Каталог [1]	Низкая – менее 1 мм/м, нормальная 1 – 2 мм/м, высокая 2 – 3 мм/м, очень высокая – более 3,5 мм/м	

Тейлор предложил зависимость усадки цемента от минералогического состава описывать формулой

$$\varepsilon_{Sh, ЦК} = 0,001(C_3S + C_3A - 2C_4AF)(C_3S + C_4AF + C_2S) \quad (9.2)$$

Карлсон (Carlson) отмечает влияние минералогического и вещественного состава цемента, а также тонкости помола (табл. 9.4).

Таблица 9.4

Влияние состава и тонкости помола цемента на усадку

№	Фактор	Изменение усадки относительно «среднестатистической», %
1	Изменение содержания минералов на 1% от базового: C ₃ S (базовое значение 43%) C ₂ S (базовое значение 34%) C ₃ A (базовое значение 10%) C ₄ AF (базовое значение 10%)	+ 0,92 + 1,4 - 0,27 + 0,72
2	Увеличение SO ₃ , от 1,5% до 1,9%	-1,37
3	Увеличение п.п.п свыше 0,9% (на 0,1%)	+1,56
4	Увеличение тонкости помола свыше 1180 см ² /г (по Вагнеру) на 100 см ² /г	-0,78

Тем не менее, по мнению многих исследователей, для практических целей пока не представляется возможным достоверно прогнозировать усадку

цемента только по данным о его составе и тонкости помола. Целесообразнее экспериментальное определение и каталогизация цементов.

Вторая группа формул устанавливает взаимосвязь между усадкой цемента и бетона в зависимости от содержания заполнителей, т.е. от количества цементного камня в бетоне, поскольку именно цементный камень является «носителем» усадки (табл. 9.5).

Таблица 9.5

Формулы, устанавливающие связь между усадкой цемента и бетона

№	Автор	Соотношение
1	Стольников В.В.	$\varepsilon_{SH,B} = 0,1 \varepsilon_{SH,ЦК}$
2	Лермит Р.	$\varepsilon_{SH,B} / \varepsilon_{SH,ЦК} = 1 + \beta V_3 / V_{ЦК}$, где $\beta = 1,5 - 3,1$
3	Баженов Ю.М.	$\varepsilon_{SH,B} / \varepsilon_{SH,ЦК} = 1 + \beta V_3 / V_{ЦК}$, где $\beta = 2,4 - 3,1$
4	Левис Р.	$\varepsilon_{SH}^B = \varepsilon_{SH}^{ЦК} \exp(-2V_3)$
5	Славчева Г.С.	$\varepsilon_{SH}^B = \varepsilon_{SH}^{ЦК} \exp(-1.88V_3)$
6	Пиккет Г.	$\varepsilon_{SH}^B = \varepsilon_{SH}^{ЦК} (1 - V_3)^\alpha$
7	Шейкин А.Е.	$\varepsilon_{SH}^B = \varepsilon_{SH}^{ЦК} (1 - V_3)^\alpha$, $\alpha = 1,2 - 1,7$
8	Щербаков Е.Н.	$\varepsilon_{SH}^B = f(V_{ЦК}^\alpha) \varepsilon_{SH}^{ЦК}$, $\alpha = 1.4 - 1.8$

В соответствии с данными табл. 9.5

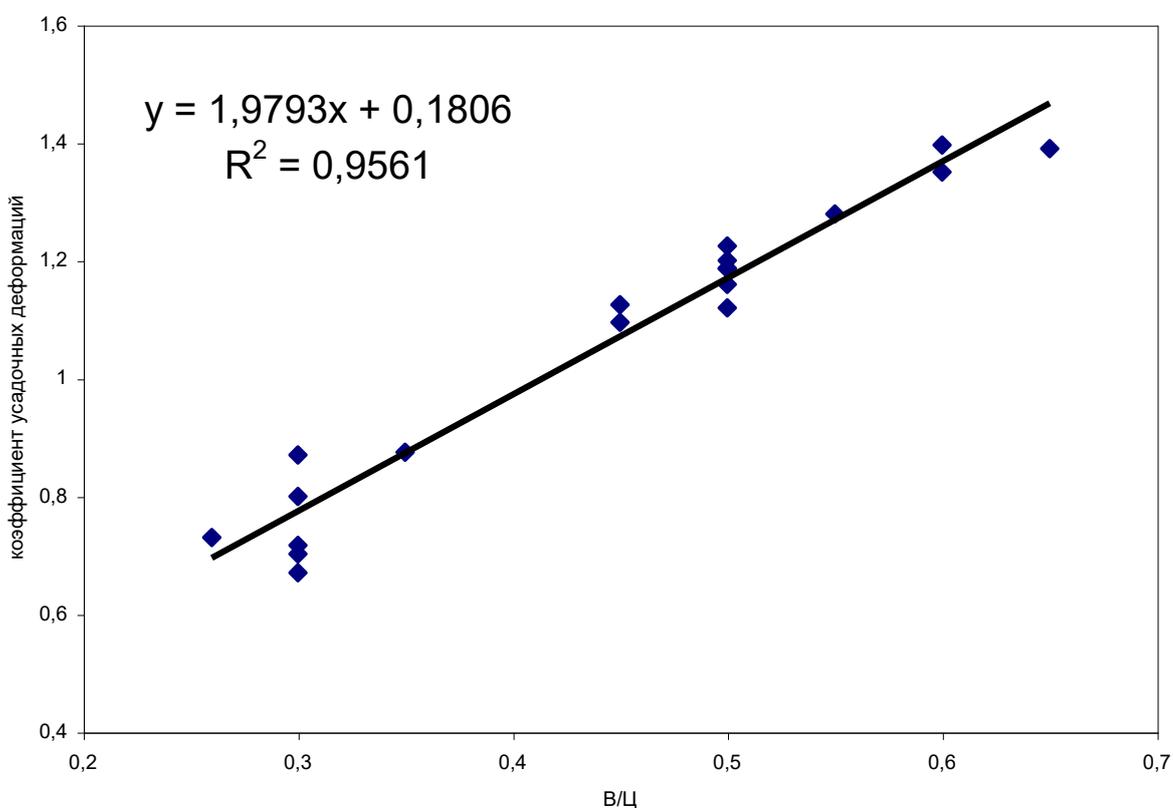
$$\varepsilon_{sh}^B = (0,1 - 0,3) \varepsilon_{sh}^{ЦК}. \quad (9.3)$$

Значительное расхождение данных связано с тем, что формулы табл. 9.5 не учитывают влияния В/Ц и свойств заполнителя на усадку бетона.

Влияние В/Ц на усадку цементного камня представлено на рис. 9.3.

Рис. 9.3 Зависимость коэффициента $K_{В/Ц}$ от $В/Ц$ по экспериментальным данным Баженова Ю.М., Цилосани З.Н., Галлера, Шейкина А.Е., Карлсона.

Влияние свойств заполнителей на усадку изучалось весьма обстоятельно. Малую усадку дают кварц, известняк, доломит, гранит, полевой шпат. Большую усадку дают песчаник, базальт, сланцы. По данным Виттмана



(Wittman) нежелательны заполнители с усадкой более 0,8 мм/м. Количественные показатели усадки некоторых пород или их влияние на усадку бетона иллюстрируют данные табл. 9.6

Таблица 9.6

Влияние свойств заполнителей на усадку

№	Данные	Результат
1	Штейерт Н.П.	гранит: 0.033 – 0.076 мм/м известняк: 0.029 – 0.065 мм/м
2	Шуман, Генк	гранит: 0.1 – 0.26 мм/м

		базальт: 0.36 – 0.5 мм/м известняк: 0.13 – 0.15 мм/м
3	Лысенко Е.И.	гранит: 0.26 мм/м песчаник: 0.19 мм/м базальт: 0.51 мм/м известняк: 0.13 мм/м
4	Шейкин А.Е	бетон на: песчанике: 1.22 мм/м кварце: 0.43 мм/м
5	Генк	бетон на: известковом шпате: 0,35 мм/м диабазовом туфе: 1,5 мм/м
6	Дэвис Р.	бетон на: граните: 0,37 мм/м гравии: 0,79 мм/м песчанике: 0,75 мм/м известняке: 0,39 мм/м

Однако количественная зависимость, позволяющая учитывать влияние свойств заполнителей на усадку бетона, пока не известна. Такую зависимость целесообразно рассматривать как функцию относительно некоторого заполнителя-эталона (например, гранита с модулем упругости 65 – 75 ГПа).

Учитывая вышеизложенное, для определения нормативного, или базового значения усадки бетона (измеренного на образцах стандартного размера при выдерживании в стандартных условиях) целесообразно использовать формулу вида

$$\varepsilon_{SH,B} = f(3)k_{SH,ЦК} (1 - V_A)^x \left(2 \frac{B}{C} + 0,18\right) \varepsilon_{SH,ЦК} = k_{SH,ЦК} k \varepsilon_{SH,ЦК}, \quad (9.4)$$

где $\varepsilon_{SH,ЦК}$ – базовая усадка цементного камня по методике Оргэнергостроя [], измеренная на образцах 40x40x160 мм, изготовленных из цементного теста нормальной густоты;

$f(3)$ – функция, учитывающая влияние свойств заполнителей на усадку бетона (предстоит определить);

V_A – объем заполнителя;

X – коэффициент (1,4 – 1.8) [5];

$k_{SH,ЦК}$ - коэффициент, учитывающий влияние супер (СП) или гиперпластификатора (ГП) на усадку цементного камня;

$$\frac{B}{Ц} = \left(\frac{B}{Ц}\right)_Б - \frac{W_{Щ}Щ}{Ц} - \frac{W_{П}П}{Ц} - \frac{W_{Н}Н}{Ц}, \quad (9.5)$$

где $\left(\frac{B}{Ц}\right)_Б$ - водоцементное отношение бетонной смеси;

$W_{Щ}$, $W_{П}$, $W_{Н}$ – соответственно водопотребность крупного заполнителя, мелкого заполнителя, наполнителя;

$Щ$, $П$, $Н$ – соответственно расход крупного заполнителя, мелкого заполнителя, наполнителя, кг/м³.

Величины базовой усадки $\varepsilon_{SH,ЦК}$ некоторых цементах представлены в табл. 9.7.

Таблица 9.7

Нормативное (базовое) значение усадки некоторых цементах

Цемент	Величина $\varepsilon_{SH,ЦК}$, мм/м
Белгородский	1,9 – 3,5
«Октябрь» (Новоросцемент)	2,4 – 2,7
«Пролетарий» (Новоросцемент)	2,5 – 3,5
Себряковский	2,5 – 2,6
«Осколцемент»	2,4 – 3,0
Мальцовский	2,25
Вольский	1,95

Значения k в ф. (9.4) составляют примерно 0,13 – 0,16 для жестких бетонных смесей, 0,21 – 0,28 для подвижных и 0,21 – 0,33 для SCC (табл. 9.8). Очевидно, что для SCC повышение усадки может быть обусловлено как за счет изменения макроструктуры бетона, так и за счет влияния СП (ГП) на усадку ($k_{SH,ЦК}$) цементного камня [2].

Таблица 9.8

Значение коэффициента k в ф. (9.4) в зависимости от марки бетонной смеси по удобоукладываемости и класса бетона

Класс бетона	Значение k для бетонной смеси		
	жесткой	высокоподвижной	самоуплотняющейся
В 20	0,15	0,23	0,33
В 30	0,14	0,21	0,28
В 40	0,135	0,2	0,25
В 50	0,13	0,2	0,22
В 60, В 80	0,13	0,2	0,2

Значения коэффициента $k_{SH,DK}$ для некоторых цементов и СП (ГП) приведены в табл. 9.9, а базовые значения усадки некоторых цементов $\varepsilon_{SH,DK}$ – в табл. 9.7.

Таблица 9.9

Значения коэффициента $k_{SH,DK}$

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3 (СП – 1)	Melment F 10	Flux-1	Structuro 530	Glenium 30	Glenium 51	Бином - 1
«Пролетарий»	1,09 – 1,62	1,5 – 2,04	0,84	-	-	-	-
«Октябрь»	1,86	2,33 – 3,2	-	-	-	-	-
«Осколцемент»	1,5	1,3	0,88	-	-	-	-
Белгородский	2,24	-	-	1,05	1,68	-	-
Вольский	2,0	-	-	1,17	-	1,22	1,4
Мальцовский	-	-	-	1,42	0,98	1,2	1,07
Себряковский	1,95	-	-	1,24	1,16	1,36	1,4

9.6. Влияние геометрических параметров и условий среды на деформации усадки

Улицкий И.И. по аналогии с построением нормирования ползучести бетона предложил рассчитывать значения усадки бетона с учетом параметров среды и геометрии конструкции по формуле

$$\varepsilon_{sh} = k_1 k_2 \varepsilon_{sh,0}, \quad (9.6)$$

где

ε_{sh} , $\varepsilon_{sh,0}$ - соответственно усадка бетона в реальной конструкции в реальных условиях эксплуатации,

k_1, k_2 - коэффициенты, учитывающие влияние влажности среды и размеров сечения (табл. 9.10, 9.11).

Таблица 9.10

Значение k_1 в зависимости от влажности среды

Влажностный режим	Относительная влажность воздуха, %	k_1
Очень сухой	< 20	1,4
Сухой	20 – 49	1,3
Нормальный	50 – 60	1,0
Влажный	61 – 75	0,85
Мокрый	> 75	0,7

Таблица 9.11

Значение k_2 в зависимости от размеров сечения

Наименьший размер поперечного сечения элемента, см	k_2	Наименьший размер поперечного сечения элемента, см	k_2
3	1,6	20	1,05
5	1,5	30	0,9
7	1,3	50	0,75
10	1,15	70	0,6
15	1,05	> 100	0,4

Щербаков Е.Н. предложил для коэффициентов k_1 и k_2 зависимости вида

$$k_1 = 1,52 \left(1 - \left(\frac{\varphi}{100} \right)^3 \right), \quad (9.7)$$

$$k_2 = 0,035(31 - r), \quad (9.8)$$

где

φ – относительная влажность воздуха, %;

r – приведенный радиус сечения, см: $r = F/p$ (F – площадь поперечного сечения, p – периметр).

9.7. Изменение влажностной усадки бетона во времени

При неизменяемых условиях внешней среды (например, при определении усадки по ГОСТ) деформации усадки развиваются в течение длительного времени до установления гигрометрического равновесия между бетоном и внешней средой. Улицким И.И. для определения промежуточных значений усадки предложена зависимость

$$\varepsilon_{sh,\tau} = (1 - e^{-14,5t}) \varepsilon_{sh}, \quad (9.9)$$

где

$\varepsilon_{sh,\tau}, \varepsilon_{sh}$ – соответственно текущее и предельное значение усадки.

Неудобство ф.(9.9) состоит в том, что «предельное» значение усадки не является строго определенным понятием. Более целесообразно использовать зависимость, устанавливающую связь текущего значения с величиной усадки в возрасте, при котором в соответствии с ГОСТ определяется усадка, например

$$\varepsilon_{sh,\tau} = \exp\left(a\left(1 - \left(\frac{120}{\tau}\right)^{0,545}\right)\right) \varepsilon_{sh,120}, \quad (9.10)$$

где среднестатистическое значение $a = 0,27$.

Значение коэффициента a может изменяться в довольно широком диапазоне, поскольку кинетика обезвоживания, и, следовательно, развитие усадочных деформаций могут сильно изменяться в зависимости от коэффициента диффузии, величина которого определяется как размерами образца, так и параметрами поровой структуры. В связи с этим в [8] показана целесообразность

построения зависимости изменения усадки во времени с учетом толщины образца b , см

$$\frac{\varepsilon_{sh,\tau}}{\varepsilon_{sh}} = \exp\left(a\left(1 - \left(\frac{1000b^2}{\tau}\right)^c\right)\right), \quad (9.11)$$

где $a = 0,15 - 0,25$; $C = 0,45 - 0,55$.

Представление усадки в координатах «деформации усадки – влажность бетона» (по Цилосани З.Н.) позволяет получить ценную информацию о закономерностях развития усадочных деформаций в конкретных влажностных условиях эксплуатации. Особенно полезным представление информации в таком виде может быть при изучении влияния на усадку добавок и т.п. (рис. 9.4).

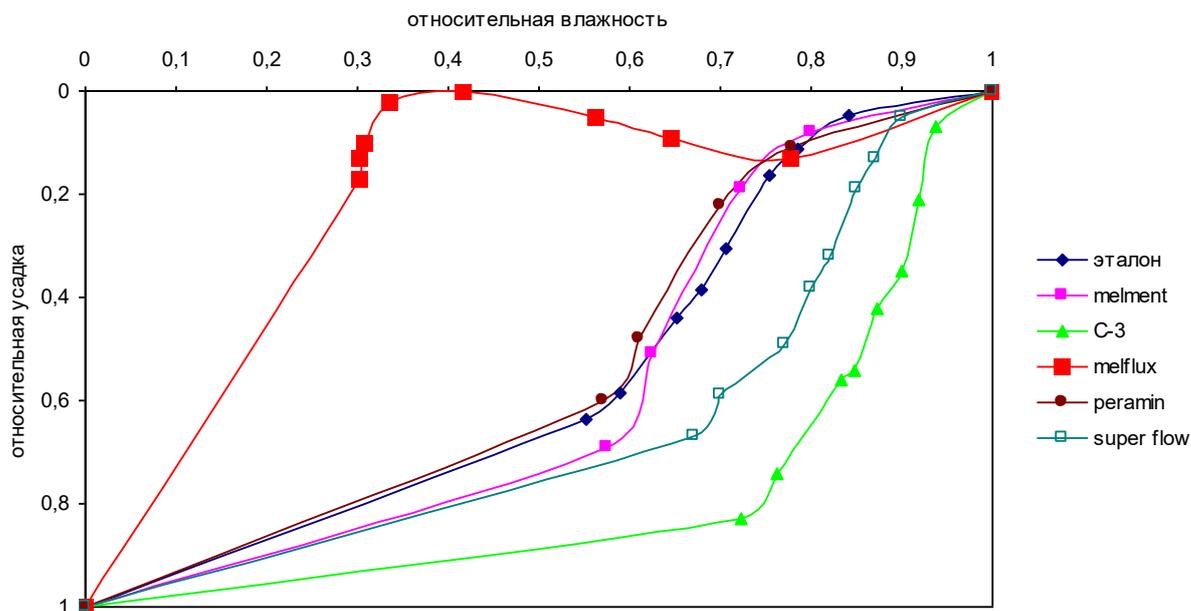


Рис. 9.4 Зависимость деформаций усадки от изменения влажности бетона с различными суперпластификаторами.

Следует отметить, что во времени изменение величины влажности бетона и величины усадки развивается по общему закону, который в самом общем виде удовлетворительно описывается функцией

$$\varepsilon_{SH,\tau}(W_\tau) = \varepsilon_{SH,120}(W_{120}) \cdot (a \ln \tau + b), \quad (9.12)$$

где

$\varepsilon_{SH,\tau}$, $\varepsilon_{SH,120}$ – соответственно текущее значение усадки и значение после 120 суток измерения;

W_τ , W_{120} – соответственно текущее значение влажности бетона и влажности после 120 суток измерения;

a, b – эмпирические коэффициенты.

В связи с этим для практических целей возможно представление зависимости величины усадки цементного камня от изменения влажности в виде

$$\varepsilon_{SH} = \beta \Delta W, \quad (9.13)$$

где значения коэффициента β для разных цементов составляет ориентировочно 0,27 – 0,47 (при В/Ц = 0,27). У белых цементов величина β может достигать значения 0,75. Введение суперпластификаторов повышает величину β до 1,7 раза. Величина ΔW является косвенной характеристикой пористости цементного камня – чем больше ΔW , тем больше в цементном камне крупных пор. Для цементного камня с более крупной пористостью характерна меньшая величина удельной усадки при высыхании (рис. 9.5), поскольку более крупные капилляры обладают меньшим «стягивающим» эффектом.

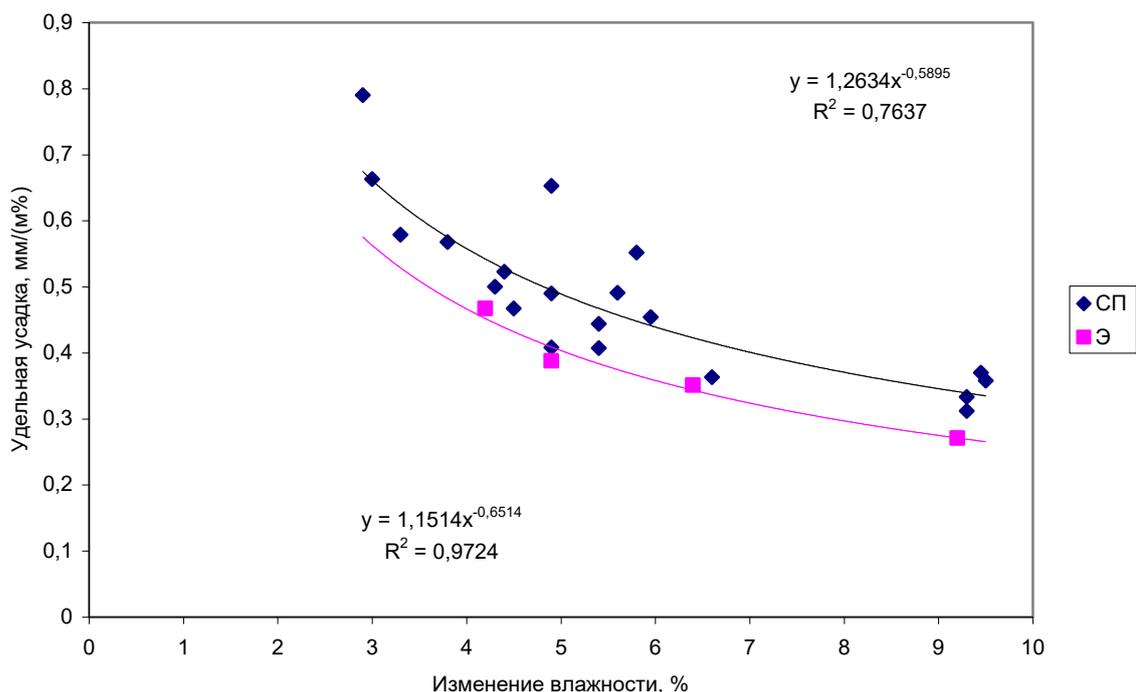


Рис. 9.5 Зависимость величины удельной усадки $\varepsilon_{SH}/\Delta W$ от количества испарившейся из бетона воды ΔW за время измерения

СП – цементный камень с суперпластификатором, Э – эталон

При введении СП происходит изменение характера пористости, т.е. соотношение между крупными и мелкими порами, а также изменение упругих свойств камня (модуль упругости цементного камня с СП понижается, в связи с чем снижается эффект «сдерживания» при сжатии цементного камня вследствие обезвоживания капилляров, в результате чего усадка возрастает. В табл. 9.12 представлены данные о влиянии СП на соотношение величины удельной усадки $\varepsilon_{SH}/\Delta W$ и количества испарившейся воды для некоторых цементов.

Таблица 9.12

Супер пластификатор	Величина ΔW , % и $\varepsilon_{SH}/\Delta W$, мм/(м·%) для цементов									
	М		В		С		Б		П	
	ΔW	$\varepsilon/\Delta W$	ΔW	$\varepsilon/\Delta W$	ΔW	$\varepsilon/\Delta W$	ΔW	$\varepsilon/\Delta W$	ΔW	$\varepsilon/\Delta W$
Нет	6,4	0,351	4,2	0,467	9,2	0,271	4,9	0,388	-	-

Glenium 51	5,95	0,454	4,9	0,49	9,5	0,358	-	-	-	-
Glenium 30	5,4	0,407	5,4	0,444	9,3	0,312	4,9	0,653	-	-
Structuro 530	5,8	0,552	4,4	0,523	9,3	0,333	4,9	0,408	-	-
Melflux 2641	3,75	0,397	2,9	0,79	-	-	-	-	3,8	0,568
Melflux 2651	4,3	0,5	3,3	0,579	-	-	-	-	-	-
Melflux 5581	4,5	0,467	3,0	0,663	-	-	-	-	-	-
Бином - 1	6,6	0,363	5,6	0,491	9,45	0,37	-	-	-	-

Примечание: цементы: М – Мальцовский; В – Вольский; С – Себряковский; Б - Белгородский; П – «Пролетарий»

9.8. Контракционная усадка

Контракция (стяжение) – уменьшение объема новообразований относительно суммарного объема вступающих в реакцию веществ. Контракция портландцемента зависит от минералогического состава и степени гидратации. По данным Некрасова В.В., величина общей контракции $O.K.$ связана со степенью гидратации зависимостью

$$O.K. = \Delta V = \rho_{\text{ц}} \left(\frac{1}{\rho_{\text{ц}}} + 0.23\alpha - \frac{1 + 0.23\alpha}{\rho_{\text{гц}}} \right), \quad (9.14)$$

где

α – степень гидратации;

$\rho_{\text{ц}}$, $\rho_{\text{гц}}$ – соответственно истинная плотность портландцемента и гидратированного цементного камня при степени гидратации α .

В табл. 9.13 представлены зависимости, позволяющие рассчитать величину общей контракции при полной гидратации по минералогическому составу цемента.

Таблица 9.13

Зависимости для расчета величины общей контракции

№	Автор	Зависимость
1	Пауэрс	$O.K. = 0,052C_3S + 0,012C_2S + 0,17C_3A + 0,09C_4AF$
2	Некрасов	$O.K. = 0,0625C_3S + 0,06C_2S + 0,215C_3A + 0,165C_4AF + 0,0625SO_3$
3	Волженский	$O.K. = 0,054C_3S + 0,048C_2S + 0,172C_3A + 0,132C_4AF$
4	Данюшевский	$O.K. = 0,05C_3S + 0,02C_2S + 0,1C_3A + 0,025C_4AF$

5	Несветаев	$O.K. = 0,0364C_3S + 0,021C_2S + 0,1474(C_3A - 2,67SO_3) + 0,1C_4AF + 0,433SO_3$
---	-----------	--

Общая контракция состоит из контракционной пористости (образование внутри гидратирующегося цементного камня равномерно распределенных практически сферических пор) и контракционной усадки (внешнее уменьшение объема гидратирующегося цементного камня. Величина общей контракции составляет порядка 3 – 5 мл на 100 г цемента. Соотношение между изменением объема за счет образования контракционной пористости и контракционной усадки может быть весьма различным и зависит от свойств цемента. Контракционная усадка (химическая усадка, *chemical shrinkage*, *autogenous shrinkage*) развивается наиболее интенсивно в течение первых 4-5 суток. Противоречивый характер представлений о роли контракционной усадки в формировании структуры и свойств цементного камня и бетона отражен в табл. 9.14.

Таблица 9.14

Деформации усадки: история вопроса

Данные	Контракционная (химическая) усадка
Нилендер Ю.А. (1933г.)	В 5-10 раз меньше влажностной
Шпиндель М. (1936г.)	Значительно превосходит влажностную
Фрейсине Е.П. (1938)	Бетоны с меньшим В/Ц дают в течение схватывания наибольшую усадку
Александровский С.В. (1962г.)	Мала по сравнению с влажностной и не играет роли в трещинообразовании
Бабушкин В.И. (1968)	Контракционная усадка цементного камня 0,2 мм/м; общая усадка 0,5 – 1,07 мм/м
Михайлов В.В. (1974г.)	Весьма значительна (1 мм/м в 1 сутки)
Баженов Ю.М. (1987г.)	Не столько изменяет размеры, сколько изменяет поровую структуру
Холмянский М.М. (1997г.)	Мала по сравнению с влажностной и не оказывает существенного влияния на трещинообразование

В таблице 9.15 представлены некоторые современные данные, свидетельствующие о значительной величине контракционной усадки.

Таблица 9.15

Соотношение деформаций усадки: некоторые данные

Данные	В/Ц	Доля усадки каждого вида в общей деформации	
		Влажностная	контракционная
Roy, Larrard (1993г.)	0.25	0.42*	0.58
Tazawa, Miyazawa (1997г.)	0.4	0.5*	0.5
	0.2	0.17*	0.83
Persson (1998г.)	разное	0.49-0.54	0.32-0.38

Примечание: * - вероятно, вместе с карбонизационной.

Кажущееся противоречие во взглядах на величину и роль контракционной усадки объясняется представленной на рис. 9.6 зависимостью величины контракционной усадки от величины В/Ц. Поскольку величина контракционной усадки резко возрастает при снижении величины В/Ц, особенно ниже 0,3 (рис. 9.6), легко объяснить противоречивые мнения в табл. 9.15: исследователи, изучавшие обычные бетоны со средними значениями В/Ц, т.е. более 0,45, отрицают высокие значения и роль контракционной усадки в трещинообразовании на ранних этапах твердения.

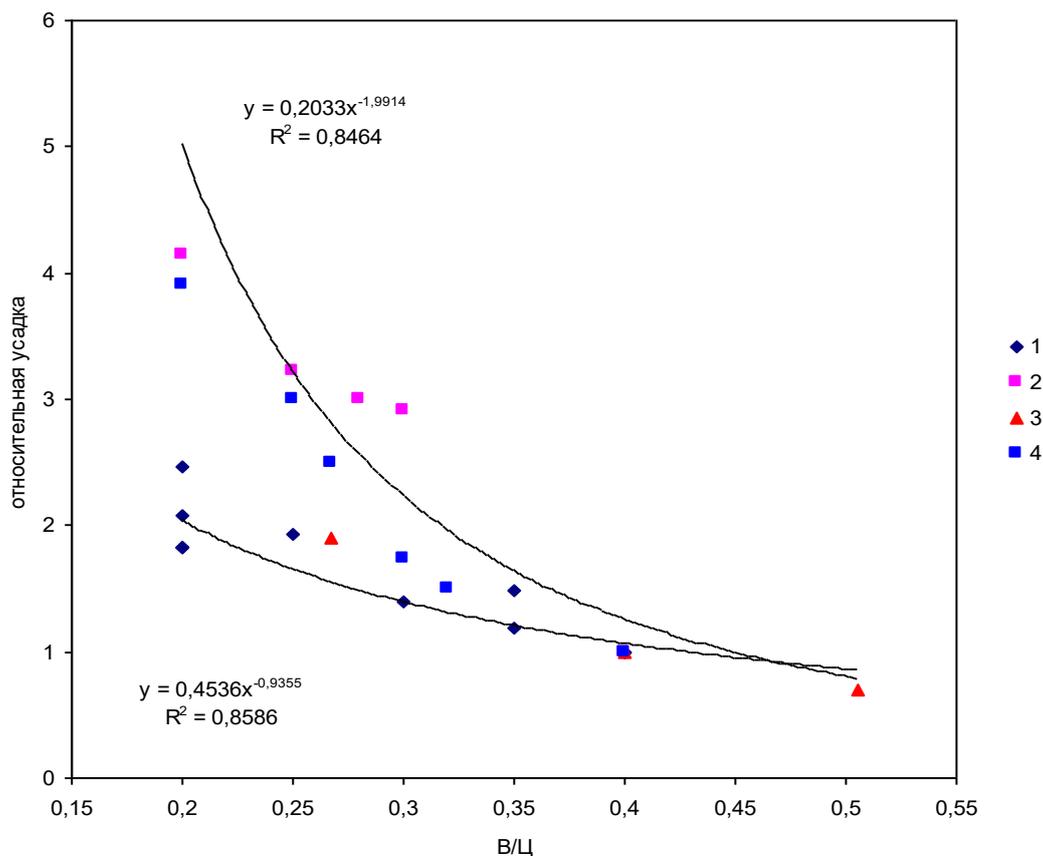


Рис. 9.6 Зависимость контракционной (химической) усадки от величины В/Ц. 1, 2 – по данным Несветаева Г.В., 3 – по данным Малининой Л.А., 4 – по данным Persson.

Кроме того, важную роль играет методика измерений. Контракционную усадку обычно измеряют по методу Ле Шателье, изолируя материал от жидкости (Sellevold E., Панченко А.И.), при этом первый отсчет производится сразу после укладки смеси. Традиционный метод измерения усадочных деформаций, предполагающий нулевой отсчет через 20 и более часов, не позволяет фиксировать значительную часть деформаций. Кроме того, определяющую роль в трещинообразовании играют не все деформации контракционной усадки, а деформации в «постпластической» стадии, когда цементное тесто теряет пластические свойства и становится камнем. Этот момент соответствует началу расхождения объемных деформаций контракционной усад-

ки и величины общей контракции. В этом случае, как следует из данных табл. 9.16, роль контракционной усадки с уменьшением величины В/Ц резко возрастает. Однако это соотношение очень сильно зависит от свойств конкретного цемента, причем факторы, определяющие эту зависимость, пока не выявлены.

Таблица 9.16

Соотношение деформаций контракционной усадки
и усадки при высыхании (влажностной) цементного камня

№	Цементный завод	В/Ц	Доля усадки каждого вида в общей деформации усадки		
			влажностная	контракционная в постпластической стадии	
1	2	3	4	5	6
1	"Пролетарий"	0,4	0,87	0,13	1*
		0,2	0,553	0,447	3,92
2	"Пролетарий»	0,4	0,502	0,325	1*
		0,2	0,498	0,675	2,07
3	Осколцемент	0,4	0,637	0,363	1*
		0,2	0,36	0,64	1,76
4	Себряковцемент	0,4	0,984	0,016	1*
		0,2	0,329	0,671	41,9
5	Белгородский	0,4	0,378	0,622	1*
		0,2	0,501	0,499	0,8
6	ПО "Вольскцемент"	0,4	0,47	0,53	1*
		0,2	0,274	0,726	1,37
7	ПО "Вольскцемент"	0,4	0,615	0,385	1*
		0,2	0,37	0,63	1,64
8	"Октябрь"	0,4	0,504	0,496	1*
		0,2	0,666	0,334	0,67

Примечание: * - за «1» принята доля контракционной усадки в постпластической стадии при В/Ц = 0,4.

Нормы EN 1992 – 1 – 1 устанавливают прямопропорциональную зависимость контракционной усадки от класса бетона по прочности, т.е. фактически регламентируют известные данные об увеличении величины контракци-

онной усадки при уменьшении В/Ц. Контракционная усадка бетона может быть определена по формуле

$$\varepsilon_{SH,K,B} = b \cdot k_V \cdot 0,07 \cdot \left(\frac{B}{Ц}\right)^{-2} k_K \varepsilon_{SH,K,ЦК}, \quad (9.15)$$

где b – коэффициент, значение которого определяется в зависимости от принятой методики измерения ($b = 0,1 - 1$);

k_K – коэффициент, учитывающий влияние СП (ГП) на контракционную усадку цемента (табл. 9.17);

k_V – коэффициент, учитывающий влияние концентрации заполнителей (цементного камня) в составе бетона [1]

$$k_V = (1 - V_A)^x, \quad (9.16)$$

при $x = 1,4 \dots 1,8$ величина k_V составляет $0,08 - 0,2$;

$\varepsilon_{SH,K,ЦК}$ – базовое значение контракционной усадки, принимается для некоторых цементов по табл. 9.18;

Таблица 9.17

 Значения коэффициента k_K в ф. (9.15)

Суперпластификатор	Значения k_K для цемента			
	Вольского	Мальцовского	Себряковского	Белгородского
Glenium 30	0,9	1,9	1,0	1,0
Glenium 51	0,9	0,65	0,65	-
Structuro 530	0,9	0,8	0,6	-
Бином – 1	2,0	0,8	0,7	-

Таблица 9.18

 Базовое значение контракционной усадки цемента ($B/Ц = 0,27$), мм/м

Цемент	Контракционная усадка
Вольский	14
Мальцовский	14
Себряковский	19
Белгородский	27

Таким образом, в зависимости от вида цемента и СП (ГП), величина контракционной усадки бетона может различаться до 5 (!) раз, а EN 1992 – 1 – 1 не учитывает влияние СП и вида цемента на величину и кинетику контракционной усадки. В отечественных нормах само понятие «контракционная усадка» отсутствует.

9.9. Карбонизационная усадка

В результате взаимодействия углекислого газа с гидроксидом кальция образуется карбонат кальция с последующим разложением гидросиликатов кальция C-S-H



что и является причиной усадки, поскольку объем новообразований меньше объема реагирующих веществ. На карбонизацию влияют концентрация CO_2 , влажность и температура, В/Ц, тип цемента, уход за бетоном и ряд других факторов.

Содержание CO_2 в атмосфере составляет порядка 0,03% и является достаточно постоянной величиной. Но в промышленных зонах концентрация выше (0,04%), а в некоторых помещениях (хранилища, туннели и т.п.) достигает 0,1%.

При высокой относительной влажности воздуха (около 100%) карбонизация практически не происходит, как и при относительной влажности менее 30%. В водонасыщенном бетоне скорость карбонизации резко падает, поскольку коэффициент диффузии CO_2 в воде примерно в 10000 раз ниже, чем в газообразной среде.

С увеличением В/Ц возрастает проницаемость бетона и, следовательно, скорость карбонизации. При В/Ц < 0,4 карбонизация близка к нулевой. Скорость карбонизации снижается с ростом содержания C_3S в цементе. Последующий уход повышает плотность и непроницаемость бетона и, следова-

тельно, замедляет скорость карбонизации. Величина карбонизационной усадки пропорциональна глубине карбонизации.

10. Долговечность

10.1 Температурные деформации бетона

При изменении температуры бетона происходит изменение его объема (линейных размеров)

$$\Delta V = V_0 \beta \Delta T, \quad (10.1)$$

$$\Delta L = L_0 \alpha \Delta T, \quad (10.2)$$

где

V_0, L_0 – соответственно первоначальный объем (линейный размер) образца;

$\Delta V, \Delta L$ – изменение объема (линейного размера);

ΔT – изменение температуры, °С;

β, α – соответственно коэффициент объемных (линейных) температурных деформаций бетона, 1/°С; $\beta \approx 3\alpha$.

Значение коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температуры от минус 40 до плюс 100 °С принимают: $\alpha_{bt} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. При температуре выше 100°С коэффициент температурной деформации принимают: при 200°С – $\alpha_{bt} = 9,5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, при температуре 300°С – $\alpha_{bt} = 9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Реальные значения коэффициента температурных деформаций бетона α_{bt} зависят от состава бетона, свойств его компонентов, влажности бетона, температурного интервала. В зависимости от состава и свойств компонентов коэффициент температурных деформаций может быть определен как

$$a_{bt} = \frac{2}{\left(\frac{1}{\alpha_{K3} V_{K3} + \alpha_{M3} V_{M3} + \alpha_{ЦК} V_{ЦК}} \right) + \frac{V_{K3}}{\alpha_{K3}} + \frac{V_{M3}}{\alpha_{M3}} + \frac{V_{ЦК}}{\alpha_{ЦК}}}}, \quad (10.3)$$

где

$\alpha_{кз}$, $\alpha_{мз}$, $\alpha_{цк}$ – соответственно коэффициент температурных деформаций крупного заполнителя, мелкого заполнителя, цементного камня;

$V_{кз}$, $V_{мз}$, $V_{цк}$ – соответственно относительная концентрация крупного заполнителя, цементного камня.

При использовании заполнителей с низким значением коэффициента температурных деформаций, например, пористых, коэффициент температурных деформаций бетона снижается. Некоторое представление о влиянии свойств компонентов и состава бетона дает табл. 10.1.

Таблица 10.1

Влияние макроструктуры бетона и свойств компонентов на коэффициент температурного расширения

Концентрация			Коэффициенты температурных деформаций, 10^{-6} C^{-1}			
$V_{цк}$	$V_{кз}$	$V_{мз}$	$\alpha_{цк}$	$\alpha_{кз}$	$\alpha_{мз}$	α_{bt}
0,35	0,34	0,31	15	9	12	11,8
0,25	0,43	0,32	15	9	12	11,2
0,25	0,43	0,32	15	6	12	9,4
0,25	0,43	0,32	11	6	9	7,9

Таким образом, изменении температуры бетона на 10°C вызывает температурные деформации примерно от 0,07 до 0,12 мм/м. В летний период суточное колебание температуры железобетонных конструкций, не защищенных от солнечной радиации, может превышать 30°C , что сопровождается температурными деформациями более 0,3 мм/м, что в принципе сопоставимо с деформациями усадки при высыхании. Но если усадка развивается в течение длительного периода (месяцы), то температурные деформации происходят за относительно короткий период. Циклические температурные деформации «расшатывают» структуру бетона. При одностороннем нагреве, т.е.

при наличие градиента температуры по сечению железобетонной конструкции, температурные деформации вызывают появление градиента деформаций, т.е. обеспечивают неоднородное поле напряжений.

При отрицательной температуре у водонасыщенного бетона наблюдается аномальное проявление деформаций: с понижением температуры в диапазоне примерно от -2°C до -9°C и примерно от -25°C до -35°C происходит расширение бетона, т.е коэффициент температурных деформаций принимает отрицательные значения.

10.2 Деформации бетона при увлажнении (набухание)

При увеличении влажности бетона происходит увеличение его объема (и линейных размеров). Это явление иногда называют набуханием. Набухание бетона наиболее интенсивно развивается в течение 4 – 5 сут. (за это время происходит практически полное водонасыщение бетона, возможное в обычных условиях водонасыщения). Величина деформаций набухания ε_w составляет примерно 0,1 – 0,3 и более мм/м. Деформации набухания пропорциональны величине поглощенной воды W .

$$\varepsilon_w = \beta W , \quad (10.4)$$

Величина коэффициента β составляет примерно 0,0019 – 0,0024 мм/(мм · л). Величину β чаще представляют для обычных бетонов в виде $5 \cdot 10^{-3}$ (мм/мм)/(г/г). Для высокопрочных бетонов с модифицированной структурой коэффициент может достигать значений $2,5 \cdot 10^{-2}$ (мм/мм)/(г/г). В размерности отношение г/г характеризует изменения влажности бетона на 1%, т.е. деформации набухания высокопрочных бетонов могут в несколько раз превышать значение деформаций набухания обычных бетонов.

При эксплуатации в атмосферных условиях многие железобетонные конструкции подвергаются периодическому увлажнению (атмосферные осадки) и высыханию. В результате этих воздействий чередующиеся дефор-

мации набухания и усадки (уменьшения объема вследствие обезвоживания бетона) вызывают «расшатывание» структуры бетона, что снижает его эксплуатационные качества и долговечность конструкции.

10.3 Морозостойкость бетона

Морозостойкость бетона - способность сохранять физико - механические свойства при многократном попеременном замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии. Является основным нормируемым показателем качества бетона, определяющим долговечность железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях попеременного замораживания – оттаивания в водонасыщенном состоянии. Нормируется марками бетона по морозостойкости F. За марку бетона по морозостойкости принимается количество циклов замораживания – оттаивания в условиях стандартных испытаний, которое выдерживает бетон при сохранении критериев морозостойкости на требуемом уровне. Критерии морозостойкости установлены:

- по прочности $k_R = \frac{R_F}{R_K} \geq 0,95$,

где

R_F – предел прочности серии основных (испытываемых) образцов, МПа;

R_K - предел прочности серии контрольных образцов, МПа;

- по потере массы

$$k_m = \frac{\Delta m_F}{m_K} \leq 3\% ,$$

где

Δm_F – потеря массы основных (испытываемых) образцов;

m_K – масса контрольных образцов.

Критерии установлены: по прочности – для всех бетонов, по потере массы – для бетонов дорожных и аэродромных бетонов дополнительно к критерию по прочности.

Марка бетона по морозостойкости F - установленное нормами минимальное число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, испытанных по базовым методам, при которых сохраняются первоначальные физико-механические свойства в нормируемых пределах. Марки бетона по морозостойкости установлены: $F50$; $F75$; $F100$; $F150$; $F200$; $F300$; $F400$; $F500$; $F600$; $F800$; $F1000$.

Нормирование морозостойкости бетона производится в зависимости от назначения конструкции и условий ее эксплуатации (табл. 10.1, 10.2).

Таблица 10.1

Нормирование морозостойкости бетона гидротехнических сооружений

Климатические условия	Марка бетона по морозостойкости при числе циклов попеременного замораживания и оттаивания в год				
	≤ 50	51 – 75	76 – 100	101 – 150	> 151
Умеренные	F 50	F 100	F 150	F 200	F 300
Суровые	F 100	F 150	F 200	F 300	F 400
Особо суровые	F 200	F 300	F 400	F 500	F 600

Таблица 10.2

Нормирование морозостойкости конструкционного бетона для зданий и сооружений (кроме наружных стен)

Расчетная зимняя температура наружного воздуха	Марка бетона по морозостойкости для конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) зданий и сооружений класса по степени ответственности		
	I	II	III
Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии			
Ниже -40°C	F 300	F 200	F 150
$-20^{\circ}\text{C} > t \geq -40^{\circ}\text{C}$	F 200	F 150	F 100
$-5^{\circ}\text{C} > t \geq -20^{\circ}\text{C}$	F 150	F 100	F 75
-5°C и выше	F 100	F 75	F 50

Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения			
Ниже – 40°C	F 200	F 150	F 100
- 20°C > t ≥ - 40°C	F 100	F 75	F 50
- 5°C > t ≥ - 20°C	F 75	F 50	F 35
- 5°C и выше	F 50	F 35	F 25
Попеременное замораживание и оттаивание в условиях отсутствия эпизодического водонасыщения			
Ниже – 40°C	F 150	F 100	F 75
- 20°C > t ≥ - 40°C	F 75	F 50	F 35
- 5°C > t ≥ - 20°C	F 50	F 35	F 25
- 5°C и выше	F 35	F 25	F 15
Эпизодическое воздействие температуры ниже 0°C в водонасыщенном состоянии			
Ниже – 40°C	F 150	F 100	F 75
- 20°C > t ≥ - 40°C	F 75	F 50	F 35
- 5°C > t ≥ - 20°C	F 50	F 35	F 25
- 5°C и выше	F 35	F 25	-
Эпизодическое воздействие температуры ниже 0°C при отсутствии эпизодического водонасыщения			
Ниже – 40°C	F 75	F 50	F 35
- 20°C > t ≥ - 40°C	F 50	F 35	F 25
- 5°C > t ≥ - 20°C	F 35	F 25	F 15
- 5°C и выше	F 25	F 15	-

В общем виде требуемая марка бетона по морозостойкости может быть определена как

$$F = k_1 \frac{Tn}{k_2}, \quad (10.5)$$

где

T – нормативный срок эксплуатации (нормируемая долговечность), лет;

n – количество циклов перехода температуры через ноль в районе эксплуатации (в зависимости от региона и типа конструкции ориентировочно n = 50 – 200);

k_1 – коэффициент, учитывающий соотношение степени воздействия на бетон (уровень повреждений) в условиях стандартного цикла испытаний и в условиях эксплуатации конструкции (ориентировочно $k_1 = 0,1 - 1,0$);

k_2 – коэффициент, учитывающий влияние «самозалечивания» структуры бетона в процессе эксплуатации ($k_2 = 1 - 3,5$);

Для многих конструкций ориентировочно 5 – 15 стандартных циклов замораживания и оттаивания при определении морозостойкости в лабораторных условиях соответствуют 1 году эксплуатации.

При испытании на морозостойкость используются следующие методы определения морозостойкости:

- базовые - первый (для всех видов бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий) и второй (для бетонов дорожных и аэродромных покрытий);

- ускоренные при многократном замораживании и оттаивании - второй и третий;

- ускоренные при однократном замораживании - четвертый (дилатометрический) и пятый (структурно-механический).

Условия испытаний представлены в табл. 10.3

Таблица 10.3

Методы испытаний бетона на морозостойкость

Но- мер ме- тода	Условия испытания			Вид бетона
	Среда насыщения	Среда, температура замораживания, °С	Среда оттаивания	
Пер- вый	Вода	Воздушная, ми-	Базовые Вода	Все виды бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных

Второй	5%-ный водный раствор хлористого натрия	нус 18 ± 2 То же	5%-ный водный раствор хлористого натрия	покрытий Бетоны дорожных и аэродромных покрытий
Ускоренные при многократном замораживании и оттаивании				
Второй	5%-ный водный раствор хлористого натрия	Воздушная, минус нус 18 ± 2	5%-ный водный раствор хлористого натрия	Все виды бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий и легких со средней плотностью менее D1500
Третий	То же	5%-ный водный раствор хлористого натрия минус 50 ± 5	То же	Все виды бетонов, кроме легких со средней плотностью менее D1500
Ускоренные при однократном замораживании				
Четвертый*	Вода	Керосин, минус 18 ± 2	-	Все виды бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий
Пятый	«	Воздушная, минус нус 18 ± 2	Воздушная	То же
* При определении морозостойкости бетонов дорожных и аэродромных покрытий четвертым методом следует установить корреляцию со вторым базовым методом.				

В табл. 10.4 приведено количество циклов замораживания и оттаивания, после которого производится измерение прочности или оценка потери массы испытываемых образцов для расчета критериев морозостойкости.

Продолжительность испытаний бетона на морозостойкость с использованием базового метода может составлять до 2 лет (F 1000). В связи с этим

при контроле морозостойкости применяются ускоренные методы. Как отмечалось выше, ГОСТ 10060 регламентирует ускоренные методы, основанные на ужесточении условий замораживания при циклическом замораживании и оттаивании (табл. 10.3). Сокращение продолжительности испытаний в этом случае может составлять примерно от 5 до 30 раз (табл. 10.4). Также регламентированы ускоренные методы, основанные на однократном замораживании (дилатометрический и структурно-механический).. Принцип дилатометрического метода основан на оценке деформации аномального расширения бетона при понижении температуры. Деформация расширения является косвенной характеристикой возникающих при замораживании напряжений. Принцип структурно-механического метода основан на оценке открытой капиллярной пористости бетона и степени упрочнения замороженного бетона, что является косвенной характеристикой количества замерзшей воды.

Таблица 10.4

Марки бетона по морозостойкости и число циклов замораживания и оттаивания

Метод испытания	Вид бетона	Число циклов замораживания - оттаивания для бетона марки по морозостойкости												
		F25	F35	F50	F75	F100	F150	F200	F300	F400	F500	F600	F800	F1000
Пер- вый	Все виды бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий	<u>15*</u>	<u>25</u>	<u>35</u>	<u>50</u>	<u>75</u>	<u>100</u>	<u>150</u>	<u>200</u>	<u>300</u>	<u>400</u>	<u>500</u>	<u>600</u>	<u>800</u>
		25	35	50	75	100	150	200	300	400	500	600	800	1000
Вто- рой	Все виды бетонов, кроме бетонов дорожных и аэродромных покрытий и легкого бетона со средней плотностью менее D1500	-	-	<u>8</u>	<u>13</u>	<u>20</u>	<u>30</u>	<u>45</u>	<u>75</u>	<u>110</u>	<u>150</u>	<u>200</u>	<u>300</u>	<u>450</u>
		-	-	-	2	3	4	5	8	12	15	19	27	35
Вто- рой	Бетоны дорожных и аэродромных покрытий	-	-	<u>35</u>	<u>50</u>	<u>75</u>	<u>100</u>	<u>150</u>	<u>200</u>	<u>300</u>	<u>400</u>	<u>500</u>	<u>600</u>	<u>800</u>
		-	-	50	75	100	150	200	300	400	500	600	800	1000
Тре- тий		-	-	-	-	5	10	20	37	55	80	105	155	205

* Над чертой указано число циклов, после которого производится промежуточное испытание, под чертой - число циклов, соответствующее марке бетона по морозостойкости



Управление цифровых образовательных технологий
«Технология возведения высотных и большепролетных зданий и сооружений», «Спецкурс»

Морозостойкость бетона определяется уровнем напряжений в структуре, обусловленных фазовым переходом воды и различием температурных деформаций компонентов, при этом напряжения вследствие перехода воды в лед являются доминирующими. Уровень напряжений в любом микрообъеме зависит от величины возникающего напряжения и предела прочности на растяжение. Поскольку и величина напряжений, и предел прочности в различных микрообъемах различны, то поле растягивающих напряжений, естественно, неоднородно, поэтому разрушение начинается в наиболее перегруженной точке. Разрушение бетона при циклическом замораживании и оттаивании есть процесс образования и развития микротрещин. Предел прочности на растяжение цементного камня, в первую очередь, повышается с уменьшением величины В/Ц. Возникающие при замораживании бетона напряжения обусловлены фазовым переходом воды в капиллярных порах, поэтому зависят от объема капиллярной пористости, размера капилляров и степени заполнения их водой.

На рис. 10.1 схематично представлен механизм воздействия замораживания на бетон. Воздействие отрицательной температуры (T) приводит к продвижению фронта промораживания вглубь тела бетона. В результате вода в капилляре замерзает, образуя «ледяную пробку», которая превращает капилляр в замкнутый объем. При продвижении фронта промораживания вглубь бетона происходит увеличение объема «ледяной пробки», в результате на воду – несжимаемую жидкость, воздействует значительное давление, которое передается без изменения по всем направлениям, вызывая давление на стенки капилляра, вследствие чего в устье капилляра величина напряжений, с учетом их концентрации из-за малого «радиуса» капилляра в устье, многократно превосходит предел прочности цементного камня. Происходит разрыв, т.е. образование и продвижение трещины. Для предотвращения этого в структуру бетона вводят «ловушки» для трещин – резервные сферические

поры, равномерно распределенные по объему цементного камня, или низко-модульные включения, близкие по форме к сферическим. При «попадании» трещины в такую «ловушку», вследствие резкого падения напряжений из-за увеличения радиуса капилляра в сотни раз в устье трещины рост трещины прекращается, а для ее дальнейшего продвижения требуется значительное количество энергии. Поэтому резервные поры (контракционные и образованные вовлеченным регулярным воздухом) или низко-модульные включения (пористые компоненты) существенно повышают трещиностойкость бетона и, следовательно, существенно повышают его морозостойкость. Пауэрс установил, что расстояние между двумя соседними «ловушками» не должно превышать 0,25 мм (фактор Пауэрса). Позднее называлась цифра 0,19 мм. Критическая длина трещины в цементном камне составляет примерно 0,3 – 0,4 мм, т.е. фактор Пауэрса фактически численно равен критической полудлине трещины.

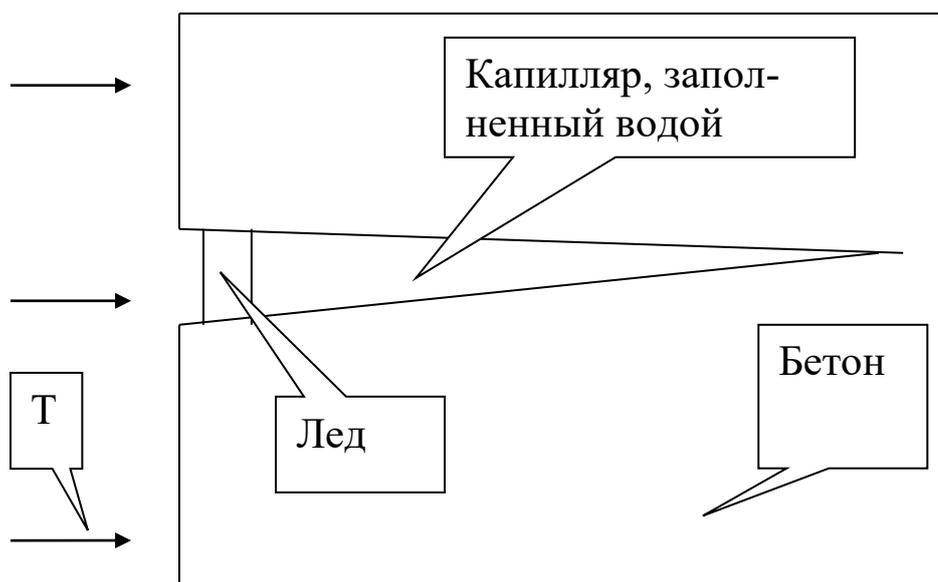


Рис. 10.1 Схема разрушения бетона при замораживании

Зависимость морозостойкости бетона от капиллярной пористости была установлена Фохтом еще в 1925 г. В 60-е годы 20 в. Горчаковым Г.И. для оценки морозостойкости бетона F предложена зависимость

$$F = (14 - П_K)^{2,7}, \quad (10.5)$$

где

$$П_K = \frac{B - 2\alpha nЦ}{10}. \quad (10.6)$$

В формулах:

$B, Ц$ – соответственно расход воды и цемента, кг/м³;

α – степень гидратации цемента (0,5 – 0,8);

n – количество воды, химически связываемое цементом при полной гидратации (0,23 – 0,25).

В табл. Б-1 ГОСТ 10060.4 приводится зависимость морозостойкости от капиллярно открытой пористости, которая графически отражена на рис. 10.2. Там же для сравнения приведены данные, полученные по ф.(10.5). Следует отметить, что $П_K$ в ф.(10.5) и капиллярно открытая пористость в ГОСТ 10060.4 – это несколько различные величины по сути, но по схеме их вычисления они фактически тождественны. Капиллярно открытая пористость, согласно ГОСТ, определяется как

$$П_i = \frac{W_i - K_5 \Delta V_i' Ц_i}{10}, \quad (10.7)$$

где

W_i - объем воды затворения в 1 л уплотненной смеси образца бетона за вычетом водоотделения или водопоглощения заполнителями в процессе уплотнения, см³. Для заполнителей из плотных пород (гранит, базальт, кварц) водопоглощение принимают равным 1 % их массы;

$\Delta V_i'$ - удельная контракция применяемого цемента к сроку испытаний материала на морозостойкость $\text{см}^3/\text{г}$ (составляет от 2,5 до 5,1 $\text{см}^3/100$ г цемента в возрасте 28 сут);

K_5 - стехиометрический коэффициент контракции цемента, принимаемый по табл. 10.5;

C_i - масса цемента в 1 л бетонной смеси, г.

В ф.(10.7) величина $K_5\Delta V^1$ характеризует количество воды, химически связанное цементом при гидратации, т.е. является фактически эквивалентом величины α_n в ф.(10.6). Так, $\alpha_n = 0,115 - 0,2$, а $K_5\Delta V^1$ для портландцемента составляет 0,128 – 0,265.

Таблица 10.5

 Значение коэффициента K_5 при различной плотности цемента

Тип цемента	Значение коэффициента K_5 при различной плотности цемента				
	2,85	2,9	3,0	3,1	3,2
Алюминатный	-	-	-	-	4,1
БТЦ, ОБТЦ	-	-	-	4,7	4,6
Портландцемент	-	-	5,2	5,1	-
Пуццолановый	6,1	6,1	6,0	5,9	-
ШПЦ	6,1	6,1	6,0	5,9	-

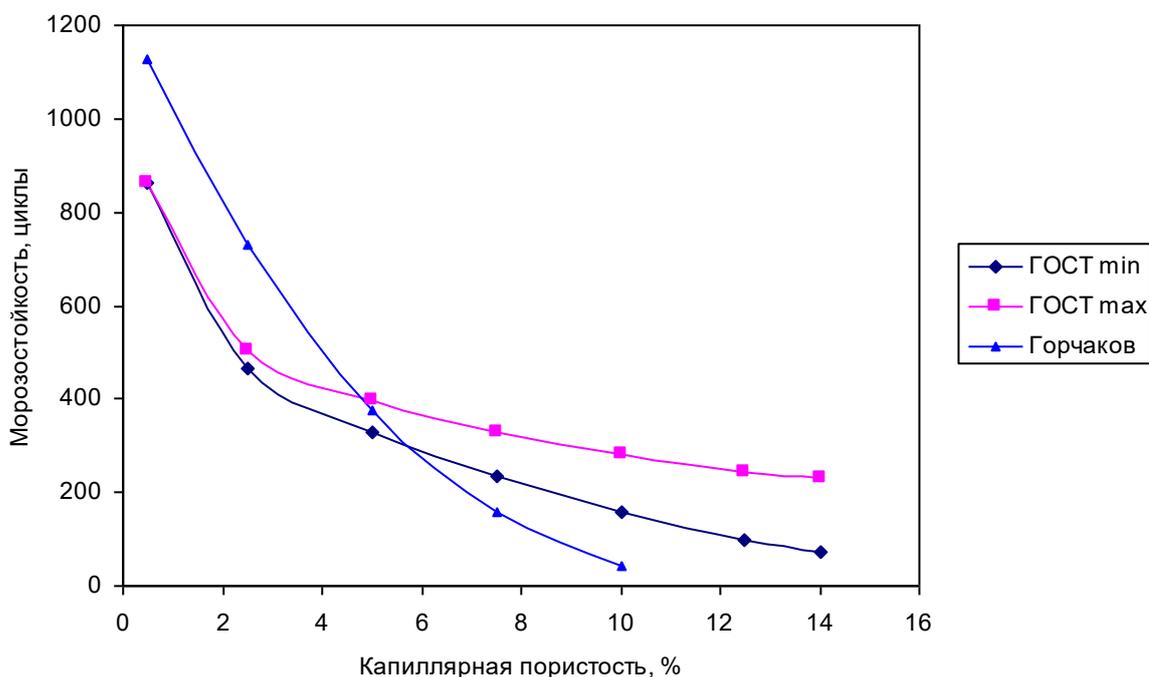


Рис. 10.2 Зависимость морозостойкости бетона от капиллярной пористости

Таким образом, морозостойкость бетона возрастает при уменьшении капиллярной пористости. Поскольку объем капиллярных пор и их размер зависит от величины В/Ц, поэтому морозостойкость бетона в значительной степени определяется величиной В/Ц. Для учета влияния многочисленных факторов на морозостойкость бетона через структуру его пространства (пористость) предлагались различные критерии, некоторые из которых представлены в табл. 10.6.

Таблица 10.6

Критерии морозостойкости бетона

Автор	Критерий	Пояснения
-------	----------	-----------

Шейкин А.Е., Добшиц Л.М.	$K_{\text{мрз}} = \frac{П_{\text{уз}}}{0,09П_{\text{и}}} =$ $= \frac{0,456\alpha}{\left(\frac{В}{Ц} - 0,271\alpha\right)}$ $F = 307K_{\text{мрз}}^{0,57}$	Пуз – условно-замкнутая (резервная пористость); Пи – открытая пористость; Ц, В – расход цемента и воды, кг/м ³ ; F – морозостойкость бетона, циклы
Кунцевич О.В.	$П_{\text{уз}} = \frac{\kappa\alpha\rho_{\text{ц}}}{1 + \frac{В}{Ц\rho_{\text{ц}}}}$	κ = 0,06 – 0,09 α – степень гидратации; ρц – истинная плотность цемента
Вайтсайд Т., Свит Х.	$C = \frac{V_L}{V_L + V_B}$	VL – объем замерзающей воды, VB – объем воздуха, C < 0,88 – морозостойкие бетоны
Горчаков Г.И.	$П_{\text{к}} = \frac{В - 0,5\alpha Ц}{10}$ $F = (12 - П_{\text{к}})^{2,7}$	α – степень гидратации; Ц, В – расход цемента и воды, кг/м ³ ; F – морозостойкость бетона, циклы
Дворкин Л.И.	$k = \frac{V_B + V_K}{V_L}$ $F = b(10^k - 1)$ $V_L = B - 0,27Ц$ $V_B = V_O - V_3$	VB – объем эмульгированного воздуха; VK – объем контракционных пор; VL – объем льда; VO – общее воздухововлечение; V3 – заземленный воздух
Красный И.М.	$\Phi = \frac{V_{\text{вз}} + V_K}{V_L + V_{\text{во}}}$ $F = f(\Phi)$	Vвз – закрытый воздух; VK – объем контракционных пор; VL – объем замерзающей воды; Vво – открытый воздух
Кунцевич О.В. Розенберг	$\kappa = \frac{П_{\text{о}} - L + П_{\text{р}}}{L}$ $F = 204,4\kappa - 25$	По – открытая пористость; L – объем льда; Пр – резервная пористость

Т.И.		
------	--	--

Формально морозостойкость бетона в зависимости от рецептурных и технологических факторов может быть определена как

$$F = 2k_{\text{Ц}}k_Ak_T\left(\frac{B}{\text{Ц}}\right)^{-5,7} + \Delta F, \quad (10.8)$$

где

$k_{\text{Ц}}$ – коэффициент, учитывающий влияние химического и минералогического состава цемента, его вещественного состава, тонкости помола, лежалости и др. особенностей. Например, повышение содержание C_3A снижает морозостойкость, особенно при $\text{C}_3\text{A} > 7\%$. Увеличение содержания щелочей R_2O с 0,4 до 0,8 % снижает морозостойкость до 4 раз. В несколько раз морозостойкость снижается при использовании лежалого цемента;

k_A – коэффициент, учитывающий влияние свойств заполнителей на морозостойкость бетона;

k_T – коэффициент, учитывающий влияние условий твердения на морозостойкость. Наиболее благоприятными являются нормальные условия. ТВО может снижать морозостойкость на одну – две марки (10 – 30 %);

ΔF – фактор, учитывающий влияние вовлеченного воздуха на морозостойкость бетона. При содержании регулярного ВВ, полученного за счет применения воздухововлекающих либо газовыделяющих добавок, не менее 5%, величина ΔF составляет 50 – 200 циклов.

В итоге морозостойкость бетона при одной и той же величине В/Ц может изменяться в очень широком диапазоне. Примерные данные представлены на рис. 10.3.

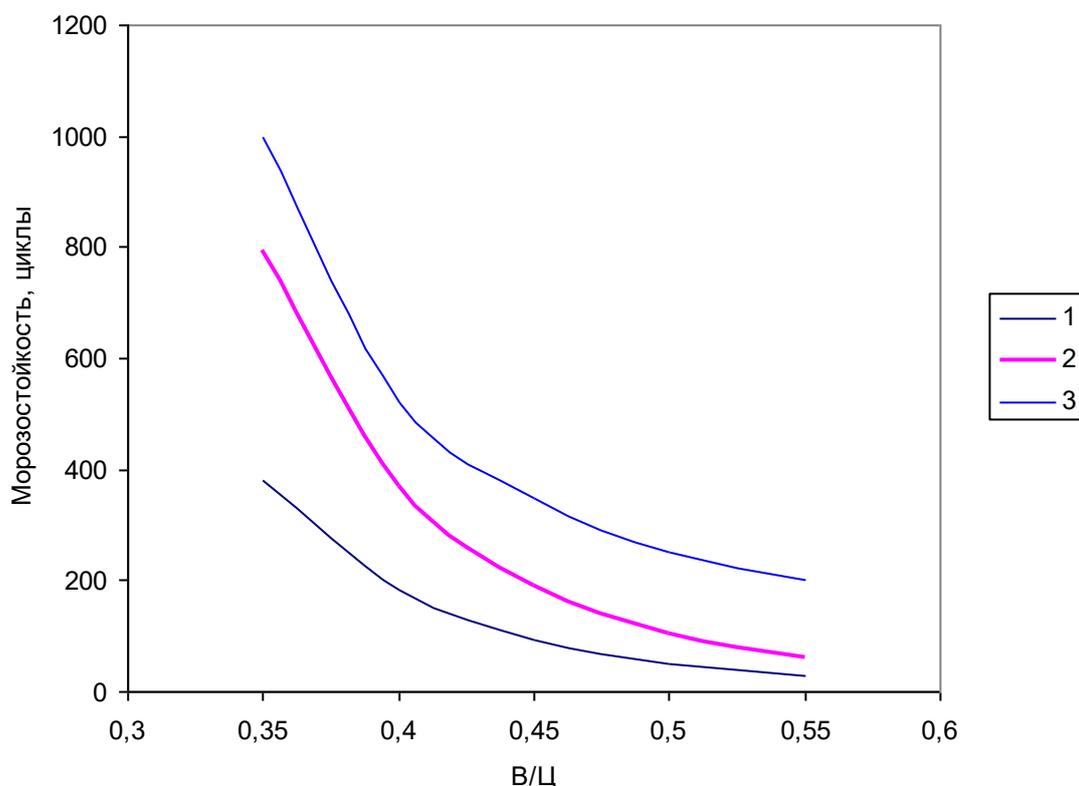


Рис. 10.3 Зависимость морозостойкости бетона от величины В/Ц:

- 1 – неблагоприятные рецептурно-технологические факторы;
- 2 – среднестатистические данные;
- 3 – благоприятные рецептурно-технологические факторы

Морозостойкость бетона – свойство, характеризующееся высокой нестабильностью при массовом производстве, что проявляется в более высоких значениях коэффициента вариации морозостойкости в сравнении с прочностью (табл. 10.7).

Таблица 10.7

Коэффициент вариации морозостойкости бетона

Показатель	Марка бетона по морозостойкости						
	Менее 100	100	150	200	300	400	Более 400
1	2	3	4	5	6	7	8
Коэффициент	0.28	0.28	0.33	0.18	0.233	0.169	0.188

вариации морозостойкости по литературным данным	0.28		0.159	0.588		0.21 0.136	0.18
Коэффициент вариации морозостойкости по данным автора		0.3	0.214 0.3	0.14 0.21	0.211	0.13 0.21	
Среднее значение	0.28	0.29	0.25	0.28	0.22	0.17	0.19
Предлагаемое нормативное значение	0.30		0.25		0.22	0.18	

Морозостойкость нагруженного бетона отличается от морозостойкости образцов при стандартных испытаниях. Это обусловлено суперпозицией напряжений, вызванных внешней нагрузкой, и напряжений в структуре бетона, обусловленных фазовым переходом воды. В результате приложенные растягивающие напряжения существенно снижают морозостойкость, а при действии сжимающих напряжений зависимость имеет сложный характер (рис. 10.4)..

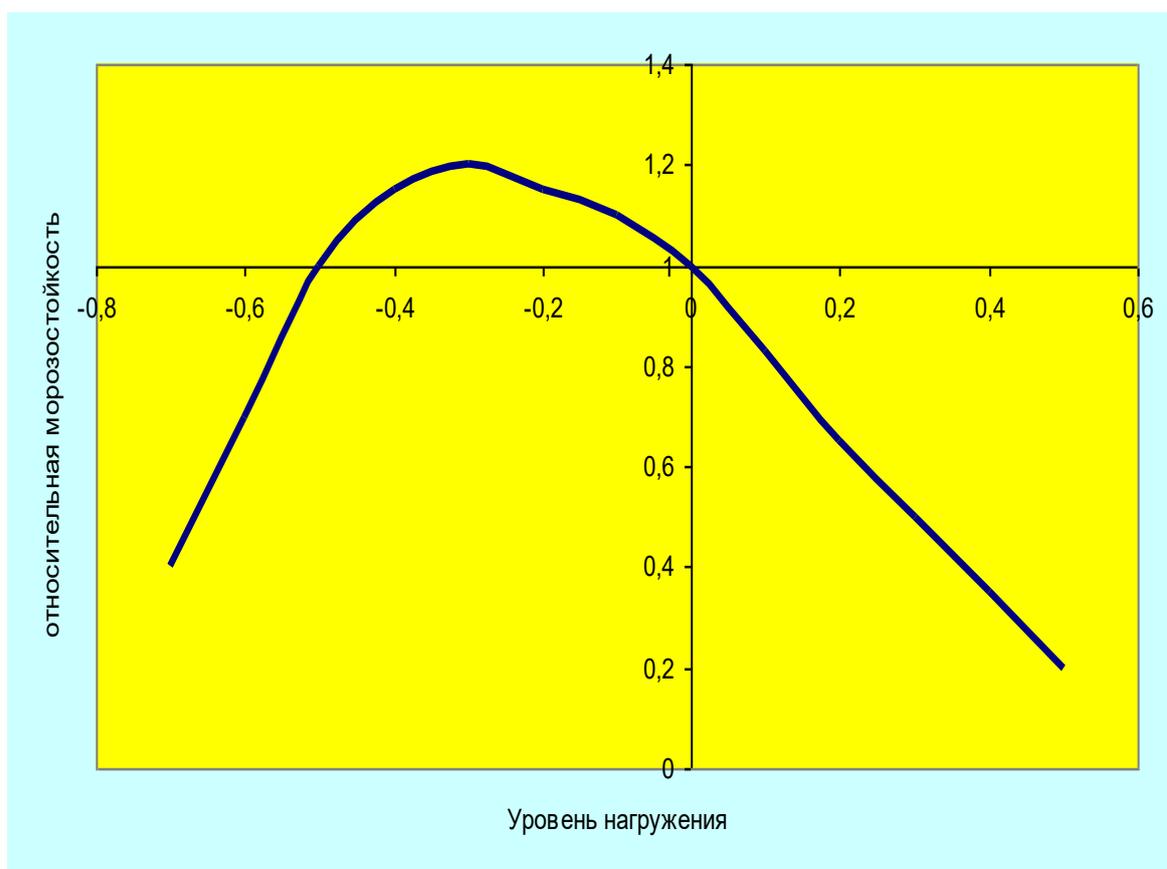


Рис. 10.4 Влияние уровня нагружения на морозостойкость бетона

10.4 Водонепроницаемость бетона

Водонепроницаемость – свойство бетона не фильтровать воду при избыточном давлении – является основным нормируемым показателем качества бетона, предопределяющим долговечность железобетонных конструкций в агрессивных средах. Нормируется марками бетона по водонепроницаемости W . За марку по водонепроницаемости принимается избыточное давление воды (ат), которое выдерживают образцы бетона в условиях стандартных испытаний. Для бетонов конструкций, к которым предъявляются требования ограничения проницаемости или повышенной плотности и коррозионной стойкости, назначают следующие марки по водонепроницаемости: $W2$; $W4$; $W6$; $W8$; $W10$; $W12$; $W14$; $W16$; $W18$; $W20$. Бетон может выдерживать без фильтрации давление воды 30 и более атм. Марки по водонепроницаемо-

сти бетонов в конструкциях конкретных видов устанавливаются в соответствии с нормами проектирования и указываются в стандартах, технических условиях и в проектной документации на эти конструкции. В табл. 10.8 приведены некоторые данные по нормированию водонепроницаемости бетона.

Табл. 10.8

Нормирование водонепроницаемости бетона

Условия работы конструкций		Марка бетона, не ниже по водонепроницаемости для конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) зданий и сооружений класса по степени ответственности		
Класс по условиям эксплуатации	Расчетная температура наружного воздуха, °С	I	II	III
		1 Попеременное замораживание и оттаивание		
XC4, XF3, XF4	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	W4	W2	Не нормируется
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	W2	Не нормируется	
XC2, XF1, XF2	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	W2	Не нормируется	
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	Не нормируется		

Для бетона напорных конструкций марка по водонепроницаемости W назначается в зависимости от градиента напора L

$$W = 0,4L + 2, \tag{10.9}$$

где градиент напора определяется как

$$L = \frac{H}{b}, \tag{10.10}$$

где

H – давление воды, м водяного столба;

b – толщина конструкции, м.

В соответствии с ГОСТ 12730.5 при определении марки бетона по «мокрому пятну» используется 6 образцов-цилиндров диаметром 150 мм и высотой от 30 до 150 мм по табл. 10.9

Таблица 10.9

Размер образцов для испытаний на морозостойкость

Наибольшая крупность зерен заполнителя	Наименьшая высота образца
5	30
10	50
20	100

Образцы устанавливают в установку для измерения водонепроницаемости (рис, 10.5), и повышают давление воды ступенями в соответствии с табл. 10.10.

Таблица 10.10

Зависимость времени выдерживания от размера образцов

Высота образца, мм	150	100	50	30
Время выдерживания на каждой ступени, ч	16	12	6	4



Рис. 10.5 Установка для измерения водонепроницаемости по «мокрому пятну»

Водонепроницаемость каждого образца оценивают максимальным давлением воды, при котором еще не наблюдалось ее просачивание через образец. Водонепроницаемость серии образцов оценивают максимальным давлением воды, при котором на четырех из шести образцов не наблюдалось просачивание воды.

Водонепроницаемость бетона определяется фильтрацией воды через сквозные капилляры, трещины и дефекты контактной зоны. Процесс количественно описывается коэффициентом фильтрации (коэффициентом проницаемости)

$$K_{\phi} = \frac{\eta Q \delta}{S \tau \rho}, \quad (10.11)$$

где

Q — вес фильтрата, Н;

δ — толщина образца, см;

S — площадь образца, см²;

τ — время испытания образца, в течение которого измеряют вес фильтрата, с;

ρ — избыточное давление в установке, МПа;

η — коэффициент, учитывающий вязкость воды при различной температуре, принимают по табл. 10.11.

Таблица 10.11

Температура воды, °С	15	20	25
Коэффициент η	1,13	1,0	0,89

Между коэффициентом фильтрации и маркой по водонепроницаемости существует зависимость, представленная в табл. 10.12.

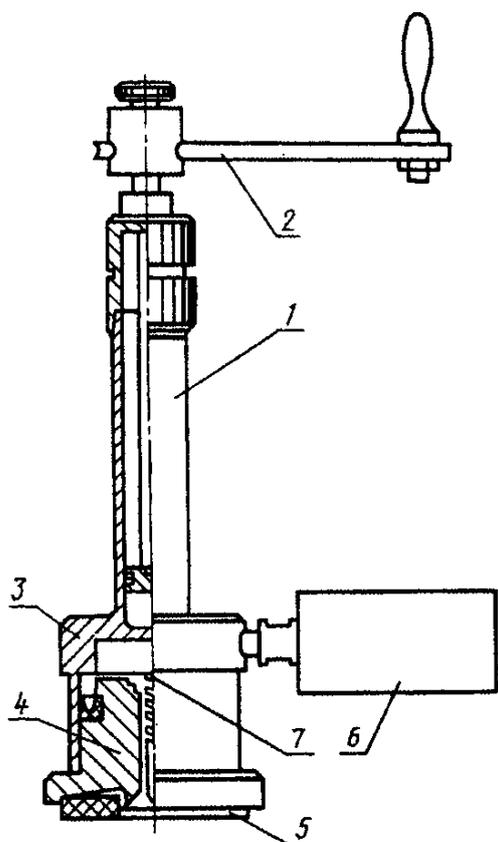
Таблица 10.12

Связь коэффициента фильтрации и марки по водонепроницаемости

Коэффициент фильтрации K_f , см/с	Марка бетона по водонепроницаемости ("мокрое пятно")
Св. $7 \cdot 10^{-9}$ до $2 \cdot 10^{-8}$	W2
„ $2 \cdot 10^{-9}$ „ $7 \cdot 10^{-9}$	W4
„ $6 \cdot 10^{-10}$ „ $2 \cdot 10^{-9}$	W6
„ $1 \cdot 10^{-10}$ „ $6 \cdot 10^{-10}$	W8
„ $6 \cdot 10^{-11}$ „ $1 \cdot 10^{-10}$	W10
$6 \cdot 10^{-11}$ и менее	W12

Определение коэффициента фильтрации проводят с помощью фильтратометра (ГОСТ 12730.5, п.3, рис. 10.6).

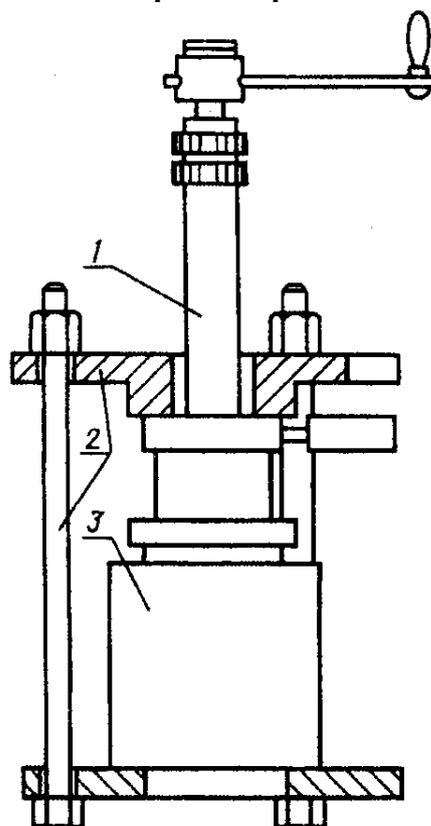
Фильтратометр ФМ-3



- 1 - гидравлический насос; 2 - ручка насоса;
 3 - рабочий цилиндр; 4 - рабочий поршень;
 5 - уплотнительная шайба; 6 - манометр;
 7 - клапан
 Черт. 1

Рис. 10.6 Фильтратометр

Испытание бетонного образца фильтратометром



- 1 - фильтратометр; 2 - крепежное устройство; 3 - бетонный образец
 Черт. 2

Между коэффициентом фильтрации газа и воды через бетон также существует зависимость (табл. 10.13), наличие которой позволяет измерять водонепроницаемость бетона ускоренным методом (ГОСТ 12730.5, Приложение 4) по воздухопроницаемости (рис. 10.7).

Таблица 10.13

Связь коэффициента воздухопроницаемости и марки бетона по водонепроницаемости

Параметр воздухопроницаемости бетона a_c , см ³ /с	Сопротивление бетона прониканию воздуха m_c , с/см ³	Марка бетона по водонепроницаемости W
0,325 — 0,224	3,1 — 4,5	2
0,223 — 0,154	4,6 — 6,5	4
0,153 — 0,106	6,6 — 9,4	6
0,105 — 0,0728	9,5 — 13,7	8
0,0727 — 0,0510	13,8 — 19,6	10
0,0509 — 0,0345	19,7 — 29,0	12
0,0344 — 0,0238	29,1 — 42,0	14
0,0237 — 0,0164	42,1 — 60,9	16
0,0163 — 0,0113	61,0 — 88,5	18
0,0112 — 0,0077	88,6 — 130,2	20



Рис. 10.7 Измерение воздухопроницаемости прибором «Агама»

Необходимо учитывать, что коэффициент фильтрации газа через бетон существенно зависит от влажности бетона. В связи с этим при оценке га-

зопроницаемости по схеме на рис. следует использовать образцы с фиксированной влажностью (например, высушенные до постоянной массы).

Водонепроницаемость бетона определяется составом бетона, в первую очередь, величиной В/Ц, поскольку именно она определяет количество и размер капиллярных пор. При величине В/Ц < 0,38 водонепроницаемость бетона существенно возрастает. По данным Пауэрса, капиллярная пористость цементного камня определяется величиной В/Ц и степенью гидратации в соответствии с рис. 10.8. Коэффициент фильтрации цементного камня, по Пауэрсу, определяется величиной капиллярной пористости (рис. 10.9). Из рис. 10.9 следует, что при величине капиллярной пористости менее 0,2 коэффициент фильтрации приближается к нулевому значению, т.е. цементный камень становится практически непроницаемым. Как следует из рис. 10.8, такому значению капиллярной пористости соответствует величина В/Ц от 0,34 до 0,45 в зависимости от степени гидратации цемента. На этом основан основной принцип получения водонепроницаемых бетонов, величина В/Ц которых устанавливается обычно не более 0,38.

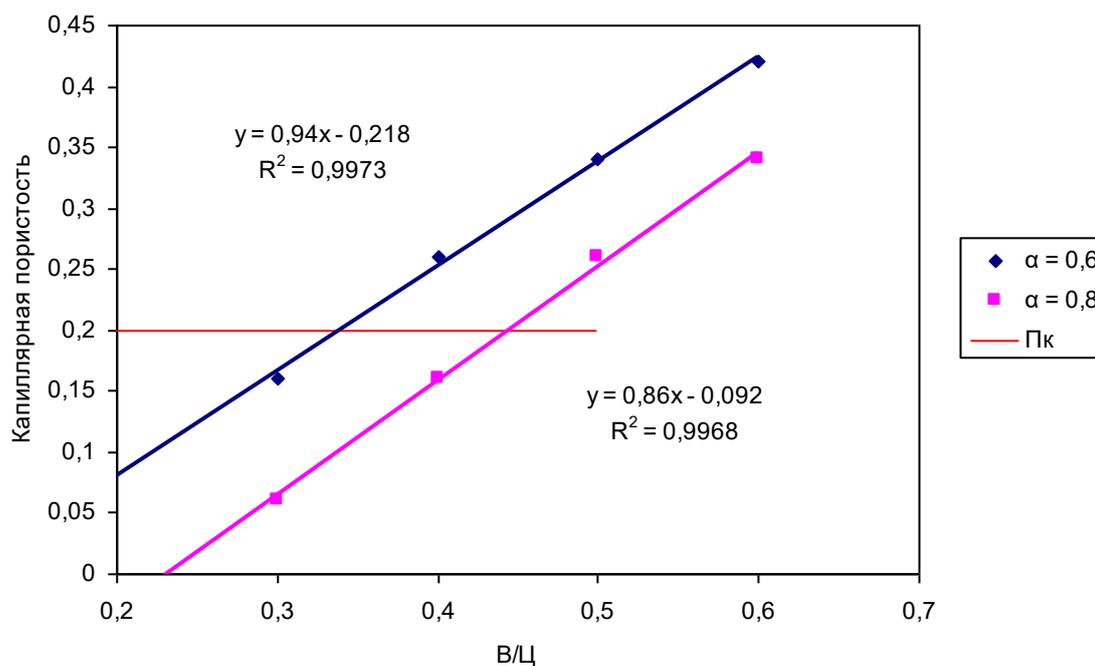


Рис. 10.8 Зависимость капиллярной пористости от величины В/Ц

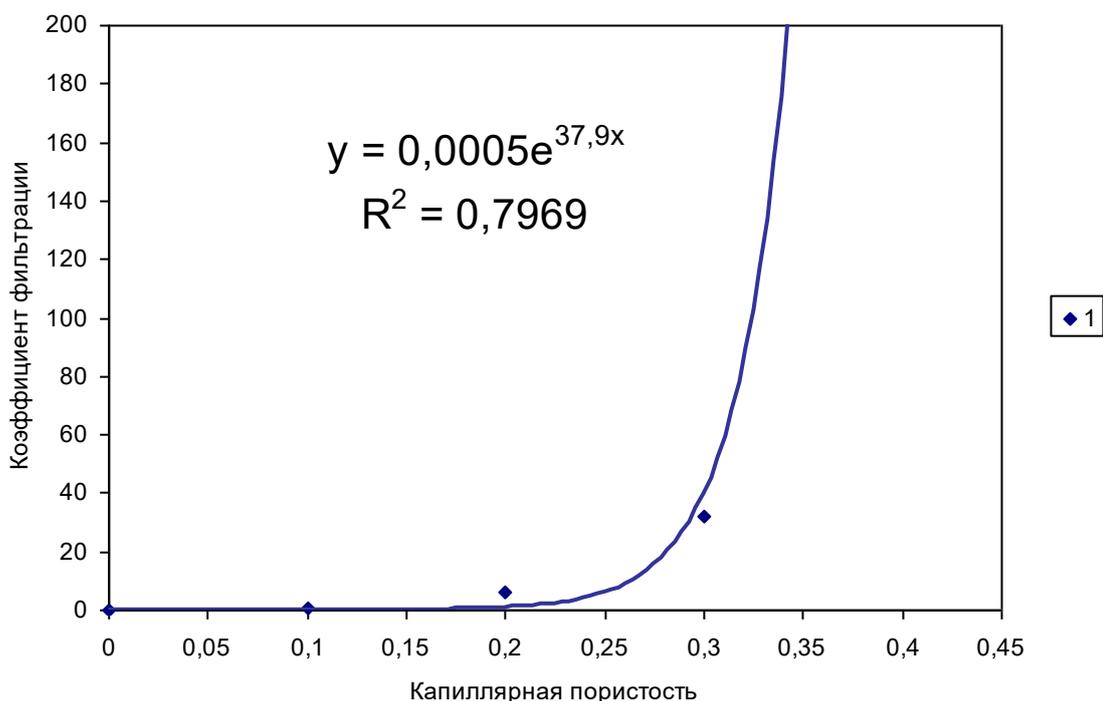


Рис. 10.9 Зависимость коэффициента фильтрации от капиллярной пористости цементного камня

По представлениям Иванова Ф.М., проницаемость цементного камня определяется не общей Π_0 , а сквозной, или эффективной пористостью $\Pi_{ЭФ}$, которая ориентировочно может быть определена как

$$\frac{\Pi_{ЭФ}}{\Pi_0} = 0,44 \frac{B}{Ц} - 0,13. \quad (10.12)$$

По Данюшевскому В.С. эффективный радиус капилляров может быть определен как

$$r_{ЭФ} = r_0 \frac{\left(\frac{B}{Ц}\right)^{2,7}}{\alpha^{3,4}}. \quad (10.13)$$

При $r_0 = 0,195$ мкм величина $r_{ЭФ}$ представлена в табл. 10.14.

Таблица 10.14

Эффективный радиус капилляров, мкм

В/Ц	Степень гидратации		
	0,45	0,55	0,65
0,25	0,07	0,04	0,02
0,3	0,11	0,06	0,03
0,35	0,17	0,09	0,05
0,4	0,25	0,13	0,07
0,45	0,34	0,17	0,1

К эффективной, т.е. доступной для фильтрации жидкостей и газов, по Данюшевскому В.С., относятся поры размером более 20 нм (0,02 мкм). Как следует из табл. 10.14, условия получения пор, недоступных для фильтрации, не характерны для большинства применяемых в практике бетонов. При В/Ц цементного камня 0,25 и степени гидратации 0,65 его полная пористость составляет 0,196. Полагая, что вся полная пористость сверх указанной в цементном камне, кроме контракционной, составляющей около 5% общей пористости, будет эффективной, т.е. иметь эффективный радиус капилляров более 20 нм, получим приближенную оценку эффективной пористости при степени гидратации 0,65

$$P_{эф} = 0,9 \frac{B}{C} - 0,22. \quad (10.14)$$

Рис. 10.10 иллюстрирует соотношение величин по ф.(10.12) и ф.(10.14).

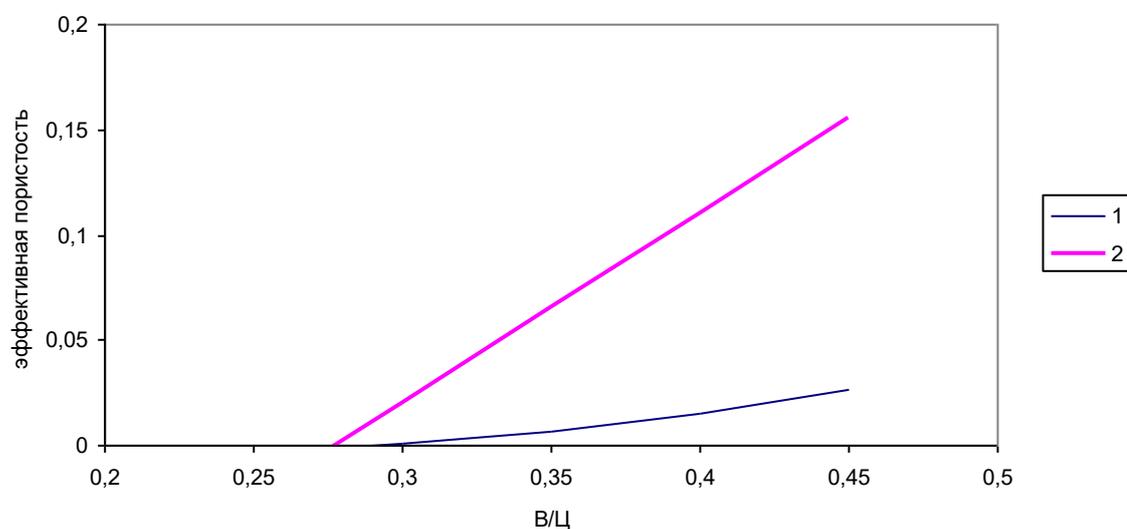


Рис. 10.10 Зависимость эффективной пористости от В/Ц

1 – по ф. (10.12); 2 – по ф. (10.14)

Следует отметить, что под эффективной пористостью по ф.(10.12) и ф. (10.14) понимаются разные по физическому смыслу величины. Ф.(10.12) рассматривает эффективную пористость как сквозную капиллярную, а ф. (10.14) – как капиллярную с условным радиусом более 20 нм. Доля пор с размером менее 20 нм может составлять порядка 20 – 40%, а в модифицированных бетонах более 60% общего объема пор. Это зависит от величины В/Ц, наличия добавок.

Ориентировочно средний радиус пор r (нм) в зависимости от величины В/Ц может быть определен как

$$r = 7,5 \exp\left(2,17 \frac{B}{Ц}\right). \quad (10.15)$$

При $r = 15$ нм в ф.(10.15) величина В/Ц = 0,32.

Кроме того, необходимо учитывать, что на формирование пористости огромное влияние оказывают условия твердения. Так, по данным Солнцевой В.А. и Шкляровой Л.Д., доля пор размером более 1 нм возрастает до 20 раз при переходе от водного твердения к воздушно-влажному ($\phi = 85\%$).

Коэффициент фильтрации цементного камня в зависимости от эффективной пористости может быть приблизительно определен как

$$k = 0,14 \exp(408\Pi_{\phi}). \quad (10.16)$$

Помимо состава бетона, его водонепроницаемость определяется:

- видом цемента, поскольку применение специальных водонепроницаемых расширяющихся или напрягающих цементов обеспечивает прерывистый характер капилляров и позволяет получать бетоны с высокой водонепроницаемостью;

- качеством заполнителей, в первую очередь, их чистотой (содержание ПГ), поскольку от чистоты зависит качество сцепления цементного камня с заполнителем, т.е. условие формирования малодефектной контактной зоны;
- качеством уплотнения, поскольку дефекты (несплошности в структуре и в контактной зоне) являются каналами для фильтрации воды;
- условиями твердения, обеспечивающими благоприятные условия для гидратации цемента, поскольку в нормальных условиях при длительной гидратации и ограниченной величине В/Ц происходит дискретизация капилляров;
- условиями эксплуатации, исключающими возникновение и раскрытие трещин (силовых, усадочных), поскольку наличие трещин шириной раскрытия более 0,1 мм вызывает повышение фильтрации через капилляр на порядок на каждые 0,1 мм ширины раскрытия трещины;
- использованием специальных приемов для «закупоривания» сквозных капилляров, например, пропитка бетона полимерами и др.

Формально марка бетона по водонепроницаемости может быть определена как

$$W = k_{Ц} k_{У} k_{Т} k_{З} k_{Д} 3 \left(\frac{B}{Ц} \right)^{-1,3}, \quad (10.18)$$

где

$k_{Ц}$ – коэффициент, учитывающий влияние вида цемента на водонепроницаемость;

$k_{У}$ – коэффициент, учитывающий влияние степени уплотнения на водонепроницаемость;

$k_{Т}$ – коэффициент, учитывающий влияние условий твердения на водонепроницаемость;

$k_{З}$ – коэффициент, учитывающий влияние качества заполнителей на водонепроницаемость;

$k_{Д}$ – коэффициент, учитывающий влияние добавок на водонепроницаемость.

Представленные на рис. 10.11 данные примерно характеризуют закономерность изменения марки бетона по водонепроницаемости от величины В/Ц.

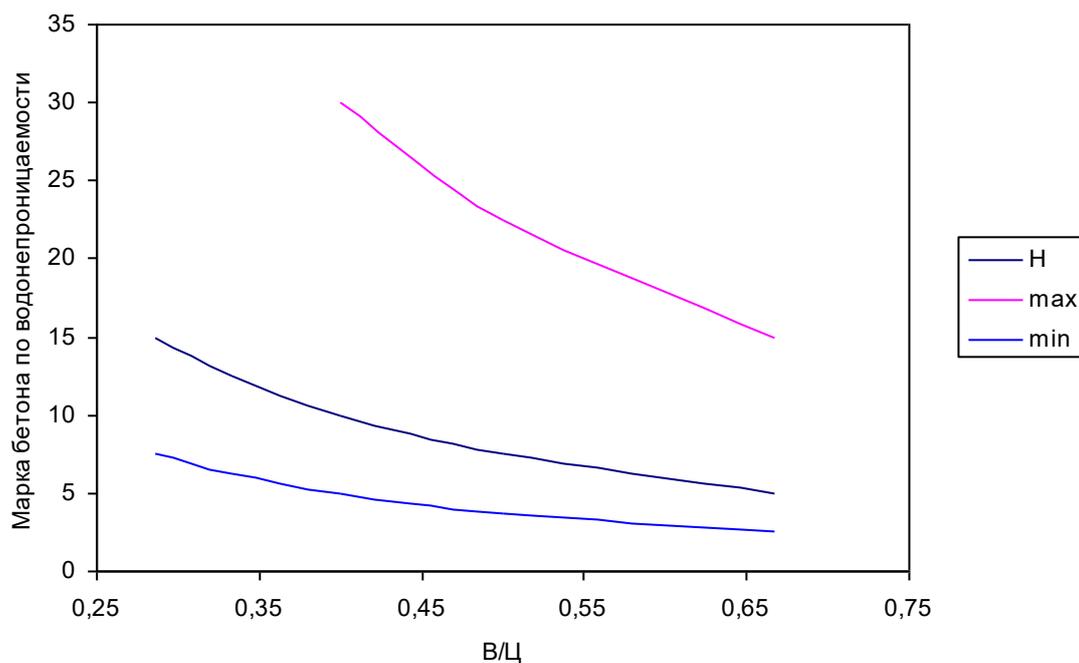


Рис. 10.11 Зависимость марки бетона по водонепроницаемости от величины В/Ц

H – среднестатистическая; max, min – соответственно при благоприятном и неблагоприятном сочетании рецептурно-технологических факторов

Таким образом, водонепроницаемость бетона может быть весьма нестабильной характеристикой его качества при производстве.

При появлении в бетоне трещин коэффициент фильтрации резко возрастает, поскольку коэффициент фильтрации пропорционален ширине раскрытия трещины в третьей степени (при $a < 0,1$ мм)

$$k_{\phi} = f(a)^3 = ba^3 H, \quad (10.17)$$

где $b = 696 - 1200$, H – градиент напора.

С течением времени вследствие эффекта самоуплотнения бетона происходит снижение коэффициента фильтрации

$$k_{\tau} = k_0 \exp\left(-\left(\frac{\tau}{T}\right)^b\right), \quad (10.18)$$

где k_0 – коэффициент фильтрации в проектном возрасте;

k_{τ} – коэффициент фильтрации в возрасте $\tau > 28$;

$b \approx 0,24 - 0,27$;

$T = 2 - 0,5L$,

где L – градиент напора.

10.5 Водопоглощение

Водопоглощение бетона (открытая пористость) численно характеризуется количеством воды (% по массе или объему), которое поглощает бетон за некоторое время при погружении в воду (при контакте с водой). Величина водопоглощения в значительной степени влияет на морозостойкость бетона. Еще Москвин В.М. отмечал, что долговечные бетоны характеризуются величиной водопоглощения не более 5 - 6% по массе за 6 час, а при водопоглощении более 10% разрушение бетона происходит в течение нескольких лет. За 6 час величина водопоглощения бетона составляет примерно 0,8 – 0,9 предельного значения, т.е. предельная величина водопоглощения долговечного бетона не должна превышать, по Москвину В.М., 5,6 – 6,7 %. Согласно СНиП 2.03.11 бетоны нормальной плотности (марка по водонепроницаемости W4) должны иметь водопоглощение по массе 4,7 – 5,7%, бетоны повышенной плотности (W6) – 4,2 – 4,7%, а бетоны особо плотные (W8) – менее 4,2%.

Для плотных конструкционных бетонов в проектном возрасте при В/Ц 0,3 – 0,6 величина водопоглощения W_0 составляет примерно 4 – 8% по массе (8 – 17% по объему). Полагая, что открытая пористость цементного камня составляет ориентировочно 0,9 от полной, для бетонов с величиной В/Ц = 0,34 –

0,64 можно получить ориентировочную зависимость для расчета величины водопоглощения по объему

$$W_0 = k \left(23 \frac{B}{C} - 1,9 \right), \quad (10.19)$$

где коэффициент k учитывает влияние рецептурно-технологических факторов на величину водопоглощения ($k = 0,85 - 1,15$).

Особо плотные бетоны характеризуются величиной водопоглощения примерно 1 – 2% по массе (2,4 – 4,7% по объему). Для легких бетонов на пористых заполнителях и ячеистых бетонов целесообразно характеризовать величину водопоглощения в % по объему, поскольку средняя плотность таких бетонов может изменяться в широком диапазоне. Водопоглощение по объему легких бетонов составляет от 10% до 20% и более и, как правило, возрастает с уменьшением средней плотности бетона. В бетонах на пористых заполнителях величина водопоглощения по объему составляет примерно от 15 до 35% общей пористости бетона.

Кинетика водопоглощения для плотных бетонов описывается функцией

$$W_\tau = W_{\max} \exp \left(k \left(1 - \sqrt{\frac{[\tau]}{\tau}} \right) \right), \quad (10.20)$$

где

W_{\max} – предельное водопоглощение в момент времени $[\tau]$; для практических целей можно принять $[\tau] = 10 - 14$ сут;

$k = 0,015 - 0,03$.

Если принять в соответствии с критерием морозостойкости Шейкина А.Е. и Добшица Л.М., что объем контракционных пор P_p должен превышать увеличение объема при образовании льда, а объем образующегося льда принять равным 60% объема открытой пористости W_0 , то можно представить критерий «долговечного» бетона в виде

$$P_p > 0,09 \cdot 0,6W_0, \quad (10.21)$$

откуда

$$W_0 < 18I_p. \quad (10.22)$$

Объем контракционных пор составляет, как правило, от 1,5 до 2,5% объема цементного камня. При объеме цементного камня в бетоне 0,26 – 0,3 величина водопоглощения бетона в этом случае не должна превышать значение от 7% по объему (3% по массе) до 13,5% по объему (5,6% по массе). Этот результат неплохо коррелирует с данными Москвина В.М., приведенными выше.

Водопоглощение легких бетонов зависит от прочности (т.е. от прочности, а значит, пористости, растворной составляющей) и вида пористого заполнителя (рис. 10.12). С увеличением прочности бетона возрастает прочность растворной составляющей, следовательно, снижается ее пористость. Кроме того, заполнители, имеющие плотную оболочку (как правило, искусственные обжиговые и стекловидные) практически остаются недоступными для насыщения водой при обычных условиях, вследствие чего водопоглощение бетонов на таких заполнителях снижается. Поскольку матрица равнопрочного бетона на пористых заполнителях имеет более высокую прочность (сл-но, меньшую пористость), водопоглощение легких бетонов на пористых заполнителях может быть меньше водопоглощения равнопрочного бетона на плотном заполнителе. На рис. 10.12 видно, что водопоглощение растворной части легкого бетона на пористых заполнителях при равной прочности с тяжелым бетоном существенно ниже. Разность величины водопоглощения растворной части и легкого бетона в целом позволяет судить о степени «участия» пористого заполнителя в величине водопоглощения бетона.

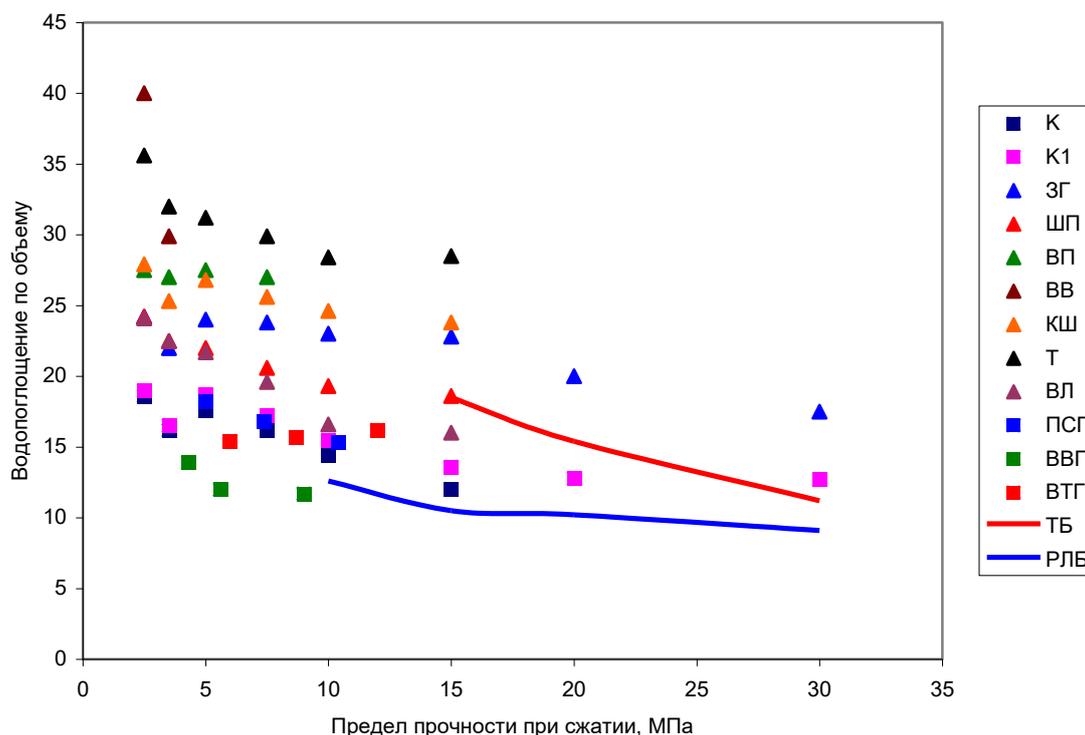


Рис. 10.12 Зависимость водопоглощения бетона по объему от прочности бетона при сжатии и вида пористого заполнителя

К (К1), ЗГ, ШП, ВП, ВВ, КШ, Т, ВЛ, ПСГ, ВВГ, ВТГ, ТБ, РЛБ - керамзитовый гравий, зольный гравий, шлаковая пемза, вспученный перлит, вспученный вермикулит, котельный шлак, туф, вулканическая лава, пеностеклогранулят, вспученный витрозитовый гравий, вспученный туфоаргиллитовый гравий, тяжелый бетон, растворная часть легкого бетона при минимальной рекомендуемой прочности пористого заполнителя.

В бетонах, изготовленных на пористых заполнителях с плотной оболочкой, объем поглощенной воды, как правило, не превышает 30% общей пористости, в то время как бетоны, изготовленные с применением пористых заполнителей, лишенных оболочки, характеризуются степенью заполнения пор более 40% (рис. 10.13). Снижение степени заполнения пор водой способствует повышению стойкости бетона при циклическом замораживании – от-

таивании. В табл. 10.15 представлены некоторые данные, подтверждающие высказанное положение.

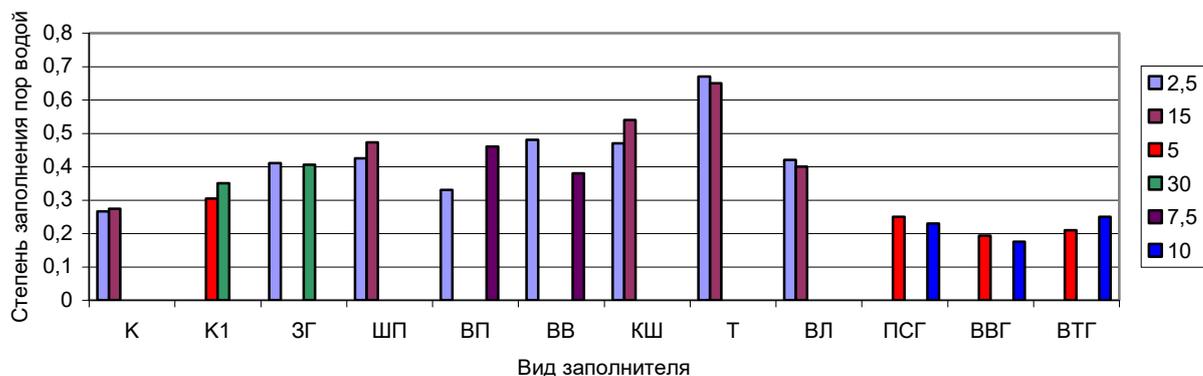


Рис. 10.13 Зависимость степени заполнения пор водой от вида и прочности бетона

2,5 ...30 – предел прочности бетона, К ... ВТГ – то же, что и на рис. 10.12

Таблица 10.15

Степень заполнения пор водой и морозостойкость легких бетонов

Вид бетона	Степень заполнения пор водой	Морозостойкость для бетона классов			
		В 2,5	В 3,5-5	В7,5-12,5	В 15-30
Керамзитобетон	0,27 – 0,35	F25 - 75	F35 - 150	F50 - 200	F150- 500
Шлакопемзобетон	0,43 – 0,47	F25 - 50	F25 - 100	F35 - 150	F50- 400
Перлитобетон	0,33 – 0,46	F10 - 25	F25 - 50	F35 - 75	-
Шлакобетон	0,47 – 0,54	F15	F15 - 35	F35 - 50	F50- 75

При одностороннем контакте с водой бетон может поглощать воду, даже если она при этом движется против силы тяжести. Такое водопоглощение называют капиллярным (капиллярный подсос). При капиллярном подсосе кинетика водопоглощения (на единицу площади поверхности, контактирующей

с водой) определяется размером доминирующих капилляров и определяется зависимостью

$$W_K = k\sqrt{\tau} . \quad (10.23)$$

10.6 Паропроницаемость

Паропроницаемость играет важную роль для бетонов, используемых в ограждающих конструкциях. Количественно паропроницаемость оценивается величиной коэффициента паропроницаемости μ (мг/(м·ч·Па)), который численно равен количеству водяного пара, проходящего в единицу времени через единицу площади конструкции единичной толщины при перепаде давления 1 Па. Значения коэффициента паропроницаемости нормируются в СП 23 – 101.

Паропроницаемость бетона определяется параметрами его пористости (плотности), что позволяет установить зависимость (рис. 10.14) коэффициента паропроницаемости от средней плотности бетона вида

$$\mu = b\rho^X , \quad (10.24)$$

где $b = 568$ для традиционных легких бетонов и $b = 1921$ для легких бетонов на стекловидных заполнителях, а показатель X составляет соответственно 1,21 и - 1,43.

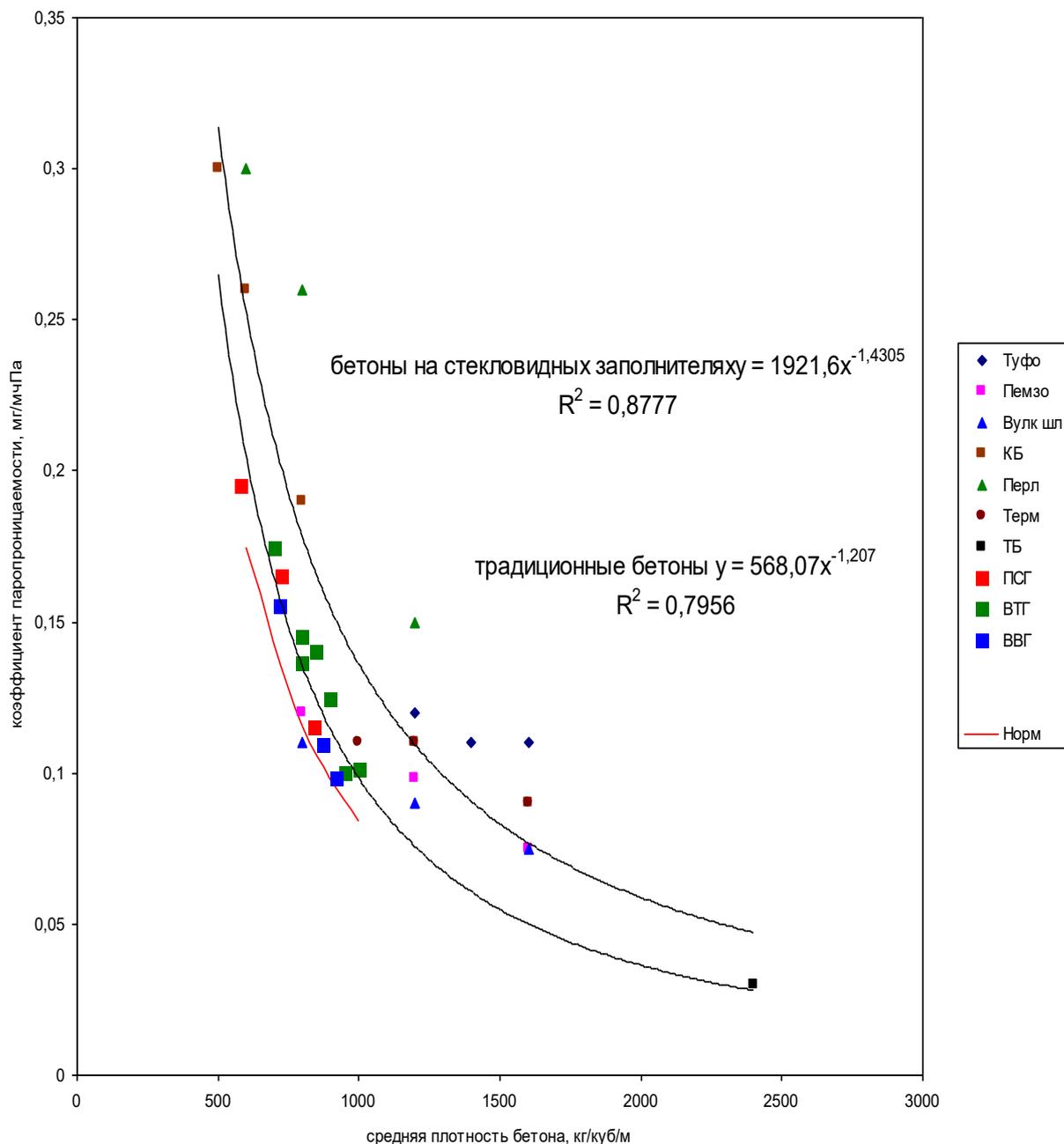


Рис. 10.14 Зависимость коэффициента паропроницаемости от вида и средней плотности бетона

Туфо – туфобетон, Пемзо – пемзобетон, Вулк. шл – бетон на вулканическом шлаке, КБ – керамзитобетон, Перл – перлитобетон, Терм – термозитобетон, ТБ – тяжелый бетон по СП 23 - 101, ВТГ – бетон на ВТГ, ВВГ – бетон на ВВГ, ПСГ – бетон на ПСГ

10.7 Коррозия

Одно из основных требований к зданиям и сооружениям – долговечность, т.е. способность зданий и сооружений, несущих и ограждающих конструкций выполнять заданные функции в период эксплуатации. Долговечность определяется соотношением степени агрессивности воздействий на материал и стойкостью материала к агрессивным воздействиям. Агрессивные воздействия на материал (бетон) вызывают коррозию – ухудшение физико-механических свойств бетона. Коррозионные процессы развиваются во времени в результате воздействия внешних или внутренних агрессивных факторов. В результате происходит взаимодействие агрессивных компонентов с продуктами гидратации портландцемента (цементным камнем), вызывающее изменение его структуры и свойств.

Коррозия может иметь физическую природу, когда основным агрессивным фактором являются физические процессы, протекающие без химического взаимодействия с цементным камнем, например, циклическое замораживание и оттаивание (стойкость бетона к такому воздействию называется морозостойкостью), циклическое нагревание и остывание, кристаллизация солей в поровом пространстве (солевая коррозия), и химическую, при которой агрессивные агенты образуют с цементным камнем новые соединения. По механизму химической коррозии происходит разрушение бетона и при действии биологической коррозии, при которой в результате жизнедеятельности некоторых бактерий образуются вещества (кислоты), вызывающие разрушение бетона.

Коррозия бетона бывает внешней, когда агрессивные агенты попадают в структуру бетона из внешней среды, и внутренней, когда агрессивные агенты вносятся в структуру бетона с его компонентами на стадии изготовления бетонной смеси.

10.7.1 Химическая внешняя коррозия.

Классификация, предложенная в 1952 г. проф. Москвиным В.М., выделяет:

- коррозию I вида, при которой в результате воздействия на бетон жидких сред, особенно мягких вод, происходит вымывание гидроксида кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$, в результате происходит снижение показателя pH поровой жидкости;
- коррозию II вида, при которой между агрессивными агентами и продуктами гидратации портландцемента происходят обменные реакции, в результате которых образуются либо легкорастворимые соединения, выносимые из структуры фильтрационным потоком, либо выпадающие в осадок не обладающие вяжущими свойствами;
- коррозию III вида, при которой в результате взаимодействия продуктов гидратации цементного камня с агрессивными агентами образуются соединения, превышающие в объеме первоначальный объем реагирующих веществ.

Коррозия I вида (выщелачивание). При снижении содержания CaO до 1,1 г/л начинается дегидратация трехкальциевого гидросиликата $3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ с образованием $\text{Ca}(\text{OH})_2$. При снижении концентрации ниже 1,08 г/л начинается гидролиз $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$. При снижении концентрации ниже 0,56 г/л начинается гидролиз $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ и $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$. Снижение содержания CaO приводит к снижению прочности цементного камня (рис.).

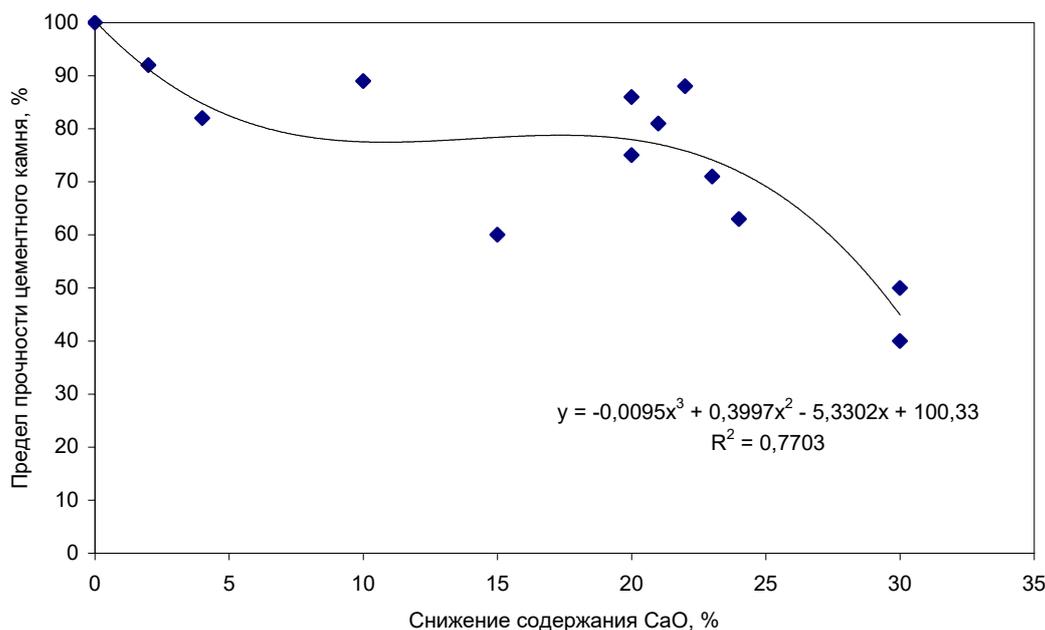


Рис. 10.15 Изменение предела прочности цементного камня при снижении концентрации СаО по данным В.М. Москвина

Срок разрушения бетона при коррозии I вида определяется:

- предельным q количеством СаО, которое может быть удалено из цементного камня без потери его свойств;
- количеством V воды, фильтрующимся через единицу объема бетона в единицу времени;
- средней концентрацией C гидроксида кальция в воде (в пересчете на СаО) за время наблюдения τ

$$\tau = \frac{q}{VC} = \frac{k\alpha}{VC} Ц, \quad (10.25)$$

где

k – допустимый % выщелачивания извести (допустимый предел снижения содержания СаО, примерно 10%);

α - содержание СаО, в портландцементе может быть принят равным 0,6;

$Ц$ – расход цемента, кг/м³ бетона.

Допустимое количество СаО, которое может быть вынесено из бетона конструкции, составляет примерно $18 - 30 \text{ кг/м}^3$ ($0,018 - 0,03 \text{ г/см}^3$).

При $C = 1,2 \text{ г/л}$ ($0,0012 \text{ г/см}^3$) время τ (лет) безопасного развития коррозии I вида составит

$$\tau = \frac{(4,75...7,9) \cdot 10^{-7}}{V}, \quad (10.26)$$

где

V – количество профильтровавшейся воды ($\text{см}^3/(\text{см}^3 \cdot \text{с})$).

Коэффициент фильтрации бетона K и величина V связаны соотношением

$$V = K \Delta H, \quad (10.27)$$

где

$\Delta H = H/L$ - градиент напора, (H – давление воды, м водяного столба, L - толщина конструкции, м).

В табл. 10.16 представлены расчетные значения времени наступления предельного состояния бетона при градиенте напора 20 в зависимости от марки бетона по водонепроницаемости (коэффициента фильтрации)

Таблица 16

Расчетный срок развития коррозии I вида

Марка бетона по водонепроницаемости	Ориентировочный срок, лет
W 2	1,2 – 2
W 4	3,4 – 5,6
W 6	11,9 – 19,8
W 8	39,6 – 65,8
W 12	396 - 658

Таким образом, основным способом защиты бетона от коррозии I вида является повышение водонепроницаемости (плотности) бетона. Признаками коррозии I вида является вынос растворимых соединений из бетона (белый налет).

Коррозия II вида. С химической точки зрения коррозия II вида есть результат взаимодействия кислот или солей с основанием (гидроксидом кальция). В итоге происходит снижение концентрации СаО, что приводит к снижению прочности цементного камня. В некоторых случаях в результате обменных реакций образуются соединения, которые участвуют в развитии коррозии III вида (см. далее). К коррозии II вида относится: углекислотная (карбонизация), кислотная, магниальная, солевая, щелочная, а также воздействие хлоридов.

Углекислотная коррозия – результат взаимодействия атмосферного CO_2 через поровую жидкость с цементным камнем (карбонизация)



Углекислотная коррозия приводит к снижению величины рН поровой жидкости (карбонизация), в результате снижаются защитные свойства бетона по отношению к стальной арматуре.

Глубину карбонизации определяют как

$$h = k\sqrt{\tau}, \quad (10.28)$$

где

k – коэффициент карбонизации,

τ – продолжительность карбонизации.

Для практических расчетов глубины карбонизации предлагались различные зависимости (табл. 10.17).

Таблица 10.17

Формулы для определения времени карбонизации защитного слоя

Автор	Формула	Значение коэффициента	Расчетное время карбонизации, лет, при В/Ц=0.5 и толщине защитного слоя, мм			
			10	20	30	40

Хамада	$T = kx^2/R^2$ T – лет, x-см	$k = \frac{0.3(1.15 + 3B/\zeta)}{(B/\zeta - 0.25)^2}$	12,7	50,8	114,3	203,0
Смольчик	$t = \frac{x^2}{250(\frac{1}{\sqrt{R}} - \frac{1}{25})}$ t – мес, x - мм	-	9,91	39,6	89,2	158,6
Кишитани	$t = \frac{(0.05x)^2}{(B/\zeta - 0.35)^2}$ t – лет, x - мм	-	11,0	44,0	99,0	176,0
Bunte	$h = k\sqrt{\tau} \sqrt{\frac{D\alpha t}{Dt + \rho\alpha k_c^2 \tau}}$	-	15,0	> 200		

Изменение показателей рН (водородный показатель) и КС (показатель % карбонизации) описывается зависимостями

$$pH = a + b\sqrt{\tau}, \quad (10.29)$$

$$КС = c + d\sqrt{\tau}, \quad (10.30)$$

где

τ – возраст бетона, лет;

Значения коэффициентов приведены в табл. 10.18.

Таблица 10.18

Значения коэффициентов в ф.(10.29, 10.30)

Здания, условия	Значения коэффициентов			
	a	b	c	d
Сельскохозяйственные:				
повышенная карбонизация	12,54	- 0,5	6,9	2,86
обычная карбонизация	12,54	- 0,15	6,1	1,64
Атмосферные условия	12,54	- 0,41	6,5	2,61
Общественные здания	12,54	- 0,29	6,5	1,79

При этом в соответствии с нормами Беларуси СНБ 1.04.01 – 04 приняты следующие критерии оценки технического состояния бетона и арматуры для условий эксплуатации ХС 5 ($RH = 70 - 90\%$, $CO_2 = 0,2 - 0,3\%$) (табл. 10.19).

Таблица 10.19

Характеристика состояния железобетонных конструкций

рН	КС, %	Состояние бетона и арматуры
12,7 – 11,8	5 – 9	Происходит плавное снижение показателя рН. Показатель рН приближается к границе, после которой бетон полностью нейтрализуется и теряет свои защитные свойства по отношению к арматуре. Состояние бетона, арматуры – удовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – удовлетворительное.
11,8 – 11,3	9 – 16	Происходит резкое снижение показателя рН. Состояние бетона, арматуры – удовлетворительное. Бетон теряет защитные свойства по отношению к арматуре, степень коррозии арматуры – 2. Техническое состояние ЖБК – удовлетворительное.
11,3 – 11,0	12 – 18	Состояние бетона, арматуры – удовлетворительное. Развитие коррозионных процессов, Степень коррозии арматуры – 2. Состояние бетона, арматуры – удовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – удовлетворительное.
10,8 – 11,0		Степень коррозии арматуры – 3. Состояние бетона, арматуры – не вполне удовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – не вполне удовлетворительно
10,8 – 10,5	14 – 22	Образование волосяных трещин по арматуре. Степень коррозии арматуры – 3. Состояние бетона, арматуры – не вполне удовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – не вполне удовлетворительно
10,5 – 10,3		Образование трещин по арматуре. Отслоение защитного слоя. Степень коррозии арматуры – 4. Состояние бетона, арматуры – не удовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – неудовлетворительное
10,3 – 9,8	17 – 28	Раскрытие трещин по арматуре. Отслоение защитного слоя. Степень коррозии арматуры – 4.

		Состояние бетона, арматуры – не удовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – неудовлетворительно. Неудовлетворительное, степень коррозии арматуры – 5
9,8 – 9,5		Степень коррозии арматуры – 5. Состояние бетона, арматуры – неудовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – неудовлетворительное
< 9,5	> 20	Отслоение цементного камня от заполнителя. Разрушение защитного слоя. Состояние бетона, арматуры – неудовлетворительное. Техническое состояние ЖБК – предаварийное. Степень коррозии арматуры – 5

В зависимости от содержания углекислоты степень агрессивности среды устанавливается (СНиП 2.03.11 – 85):

- более 10 мг/л – слабоагрессивная;
- более 40 мг/л – среднеагрессивная.

Кислотная коррозия бетона протекает по схеме:



В результате образуются либо малорастворимые (сульфат кальция), либо легко растворимые (хлориды, нитраты) соединения, поэтому воздействие кислот приводит к снижению содержания CaO и, следовательно, к снижению предела прочности цементного камня. Кроме того, образующийся в результате взаимодействия с серной кислотой сульфат кальция участвует далее в коррозии III вида. Кроме того, кислота непосредственно разрушает гидросиликаты кальция.

Кинетика кислотной коррозии описывается уравнением Таммана

$$h = A\sqrt{DC\varepsilon\tau} = \sqrt{\frac{2DC\varepsilon\left(\frac{1}{\rho_{\text{ц}}} + \frac{B}{C}\right)}{k}} \tau, \quad (10.31)$$

где

A – постоянный для конкретного бетона коэффициент, $\text{м}^3/\text{кг}^{0.5}$;

D – эффективный коэффициент диффузии агрессивного агента через бетон, $\text{см}^2/\text{ч}$. Величина коэффициента диффузии зависит от вида и концентрации кислоты (табл. 10.20)

Таблица 10.20

Значение эффективного коэффициента диффузии

Кислота	Концентрация, Н	Значение рН	D , $\text{см}^2/\text{ч}$
HCl	< 0,1	< 4	0,047
HNO ₃	< 0,1	< 4	0,045
H ₂ SO ₄	< 0,035	< 4	0,041

C – концентрация агрессивного агента, $\text{кг}/\text{м}^3$;

$$\Xi = \frac{mM_{\text{CaO}}}{nM_{\text{K}}}, \quad (10.32)$$

m , n – стехиометрические коэффициенты реакции между кислотой и CaO;

M_{CaO} , M_{K} – соответственно молекулярные массы CaO (56) и кислоты.

В табл. 10.21 приведены результаты оценки глубины разрушения бетона ($B/C = 0,6$) различными кислотами.

Таблица 10.21

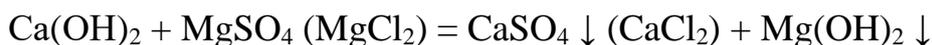
Расчетная глубина разрушения бетона

рН	Глубина разрушения бетона, см, за расчетный срок, годы					
	25	50	100	25	50	100
	Растворы HNO ₃ , HCl			Растворы H ₂ SO ₄		
2	2,8	8,2	11,6	5,4	7,6	10,8
4	0,6	0,8	1,2	0,5	0,7	1,1
5	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4

В зависимости от показателя рН среды и марки бетона по водонепроницаемости (W4 – W8) степень агрессивности среды устанавливается (СНиП 2.03.11 – 85):

- рН = 4 – 6,5 – слабоагрессивная;
- рН = 3 – 5 – среднеагрессивная;
- рН < 3 – 4 – сильноагрессивная.

Магнезиальная коррозия развивается в бетоне по схеме:

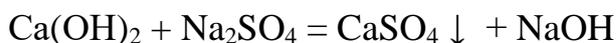


При взаимодействии цементного камня с солями магния образуется малорастворимый, не обладающий вяжущими свойствами гидроксид магния и соли кальция, которые могут быть легкорастворимыми (хлориды), либо малорастворимыми (сульфаты). В результате происходит снижение концентрации СаО и снижение прочности цементного камня. Кроме того, сульфат кальция участвует далее в коррозии III вида.

В зависимости от содержания иона Mg^{2+} и марки бетона по водонепроницаемости (W4 – W8) степень агрессивности среды устанавливается (СНиП 2.03.11 – 85):

- > 1000 мг/л – слабоагрессивная;
- > 5000 мг/л – сильноагрессивная.

Солевая коррозия развивается в бетоне по схеме:



Кинетика магнезиальной и солевой коррозии в принципе может быть описана приведенным выше уравнением Таммана.

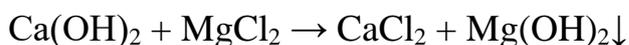
Щелочная коррозия имеет место в цехах по производству некоторых продуктов химической промышленности, например, соды, где бетон подвергается воздействию NaOH и Na_2CO_3 . Воздействие щелочей на алюминатную составляющую портландцемента приводит к образованию растворимых алюминатов Na и K. При отсутствии открытой поверхности (испарения) в бе-

тоне при воздействии щелочей в основном идет коррозия II вида. При наличии испаряющей поверхности помимо процесса карбонизации при взаимодействии щелочей с атмосферным CO_2 , идет образование в порах кристаллов $\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ и $\text{K}_2\text{CO}_3 \cdot 1,5\text{H}_2\text{O}$. Кристаллизация солей приводит к разрушению бетона. При наличии в бетоне реакционно активного кремнезема (в составе некоторых заполнителей) взаимодействие с ним щелочей также приводит к разрушению бетона.

В зависимости от содержания ионов Na^{2+} (K^{2+}) и марки бетона по водонепроницаемости (W4 – W8) степень агрессивности среды устанавливается (СНиП 2.03.11 – 85):

- > 50000 мг/л – слабоагрессивная;
- > 150000 мг/л – сильноагрессивная.

Воздействие хлоридов на бетон может приводить к выщелачиванию (снижению концентрации $\text{Ca}(\text{OH})_2$



В этом случае при снижении концентрации гидроксида кальция ниже критической начинается разрушение цементного камня вследствие перекристаллизации гидросиликатов с выделением гидроксида аналогично механизму разрушения при коррозии I вида. Хлориды могут образовывать с продуктами гидратации растворимые соединения, например, соль Фриделя $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ (растворимость 150 г/л при 20°C). Кроме того, ион Cl^- вызывает коррозионное повреждение арматуры. Безопасным считается содержание ионов Cl^- до 0,3% массы цемента.

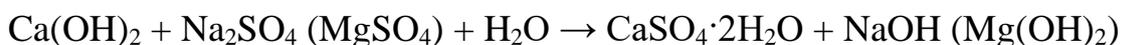
В зависимости от содержания иона Cl^- и периодичности водонасыщения степень агрессивности среды устанавливается (СНиП 2.03.11 – 85):

- < 500 мг/л – слабоагрессивная;

- > 500 мг/л – среднеагрессивная.
- > 5000 мг/л – сильноагрессивная.

Поскольку все виды коррозии II связаны с фильтрацией агрессивных агентов через структуру бетона, ключевым фактором повышения стойкости является повышение водонепроницаемости (плотности) бетона.

Коррозия III вида. Отрицательное воздействие сульфатов на бетон известно с 1877 г. При взаимодействии сульфатов с некоторыми продуктами гидратации портландцемента в поровом пространстве образуются соединения (гидросульфоалюминат кальция высокосульфатной формы – аналог природного минерала этtringита $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot(30-32)\text{H}_2\text{O}$), либо гипсового камня $\text{CaSO}_4\cdot 2\text{H}_2\text{O}$, объем которых значительно превышает объем вступающих в реакцию веществ, что вызывает значительные напряжения и разрушение структуры бетона (молярный объем этtringита превышает молярный объем C_3A в 8 раз)



Среди сульфатов самым опасным для бетона является сульфат аммония $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$.

При определенных условиях, в частности, низкой положительной температуре 2 – 5°C в структуре цементного камня возможно образование гидросульфокарбосиликата кальция – таумасита $\text{CaSiO}_2\cdot\text{CaCO}_3\cdot\text{CaSO}_4\cdot 15\text{H}_2\text{O}$, что наряду с образованием этtringита приводит к разрушению бетона. При низких температурах (менее 10°C) отмечается более интенсивное развитие сульфатной коррозии, поскольку в этом случае вследствие повышения растворимости $\text{Ca}(\text{OH})_2$ возрастает pH поровой жидкости, что приводит к формированию активного, этtringита, или этtringита 2 типа, представляющего кристаллы длиной 1 – 2 мкм и толщиной 0,1 – 0,2 мкм, которые, вследствие адсорбции большого количества воды вызывают увеличение объема и раз-

рушение цементного камня.. Кроме того, при образовании таумасита высвобождается Al_2O_3 , что инициирует образование этtringита, и расходуется SiO_2 из гидросиликатов кальция, что приводит к их перекристаллизации. Сульфоалюминатная коррозия заметно проявляется при содержании SO_4^{2-} более 300 мг/л, а гипсовая – при содержании SO_4^{2-} более 1000 мг/л, но играет подчиненную роль в сравнении с сульфоалюминатной до содержания SO_4^{2-} 4000 мг/л.

Внешними признаками коррозии III вида является увеличение объема (линейных размеров) элементов и появление трещин. Стадии разрушения предшествует стадия «видимого благополучия», когда вследствие образования вторичного этtringита происходит уменьшение пористости, повышение прочности и модуля упругости бетона. Ключевым фактором повышения стойкости бетона при воздействии сульфатов является применение портландцементов с ограниченным содержанием C_3A в клинкере, в частности, сульфатостойкого портландцемента ($C_3A < 5\%$, $C_4AF + C_3A < 22\%$, $C_3S < 50\%$). Повышение плотности (непроницаемости бетона) также способствует повышению стойкости бетона. Этот факт отражен в нормах по защите от коррозии (табл. 10.22).

Таблица 10.22

Показатель агрессивности среды

Цемент	Показатель агрессивности жидкой среды с содержанием сульфатов, мг SO_4^{2-} /л, для бетонов марок по водонепроницаемости			Степень агрессивного воздействия на бетон
	W8	W10-W14	W16-W20	
Группа 1. Портландцемент по ГОСТ 10178-85	425-850	850-1250	1250-2500	Слабая
	850-1700	1250-2500	2500-5000	Средняя
	Более 1700	Более 2500	Более 5000	Сильная
Группа 2. Портландцемент по ГОСТ 10178-75 с со-	2550-5100	5100-6000	6000-7500	Слабая
	5100-6800	6000-7500	7500-10000	Средняя

держанием в клинкере C_3S не более 65%, C_3A не более 7%, C_3A+C_4AF не более 22%	Более 6800	Более 7500	Более 10000	Сильная
Группа 3. Сульфатостойкие цементы по ГОСТ 22266-94; портландцементы группы 2 с модификаторами МК+С-3 или с МБ-01	5100-10200	10200-12000	12000-15000	Слабая
	10200-13600	12000-15000	15000-20000	Средняя
	Более 13600	Более 15000	Более 20000	Сильная

Так, например, для бетона с маркой по водонепроницаемости W8, изготовленного на портландцементе по ГОСТ 10178, при содержании сульфатов 1800 мг/л среда будет сильноагрессивной, а при марке по водонепроницаемости W20 - слабоагрессивной.

Ориентировочный срок службы бетона при сульфатной коррозии оценивают с учетом:

- скорости накопления q сульфат – ионов SO_4^{2-} за некоторый промежуток времени τ_L (6 мес., 12 мес.) в некотором слое h , например, 5 мм. Оценка производится в результате лабораторных испытаний;
 - допустимого предельного содержания сульфатов Q для данного бетона, которое определяется алюминатностью цемента;
 - реальной «емкости», т.е. толщины защитного слоя бетона a , $n = a/h$
- по формуле

$$\tau = n \frac{Q^2}{q^2} \tau_L. \quad (10.33)$$

Например, при $Q = 8\%$, $\tau_L = 6$ мес., $q = 1,5\%$, $n = 4$

получим $\tau = 57$ лет, а при $q = 2,5\%$ (менее плотный бетон) получим $\tau = 20$ лет.

10.7.2 Физическая коррозия

Коррозия бетона при кристаллизации солей без химического взаимодействия агрессивных агентов с продуктами гидратации портландцемента происходит при кристаллизации и накоплении в порах цементного камня некоторых солей с последующим переходом их в кристаллогидраты с большим количеством кристаллизационной воды (табл. 10.23). В этом случае может происходить существенное увеличение объема кристаллогидратов, что вызывает значительные напряжения и разрушение бетона. Закономерности коррозии обстоятельно изучались Миной А.И. с 1945 г.

Таблица 10.23

Характеристика некоторых кристаллогидратов

Соль	Кристаллогидрат	Температура перехода, °С	Увеличение объема, %
NaCl	NaCl·2H ₂ O	0,15	130
Na ₂ SO ₄	Na ₂ SO ₄ ·10H ₂ O	32,3	311
MgSO ₄ ·H ₂ O	MgSO ₄ ·6H ₂ O	73	145
Na ₂ CO ₃	Na ₂ CO ₃ ·10H ₂ O	33	148

10.7.3 Внутренняя коррозия бетона

Внутренняя коррозия бетона происходит при взаимодействии щелочей цемента с активным SiO₂, входящим в состав некоторых заполнителей (кремнистые породы: кремнистый известняк, туфовый известняк, халцедоновый сланец, опаловый сланец, риолитовые и андезитовые вулканические породы, филлит, обсидиан). Внешним проявлением коррозии является увеличение объема (рис. 10.16) и растрескивание бетона. Трещинообразование отмечается при величине деформаций расширения более 0,5 мм/м. Бланксом и Кеннеди описали случай повреждений бетона вследствие щелочной коррозии в 1922 г. на гидроэлектростанции Нью Ривер. Явление достаточно подробно было описано Стэнтоном в 1940 г.

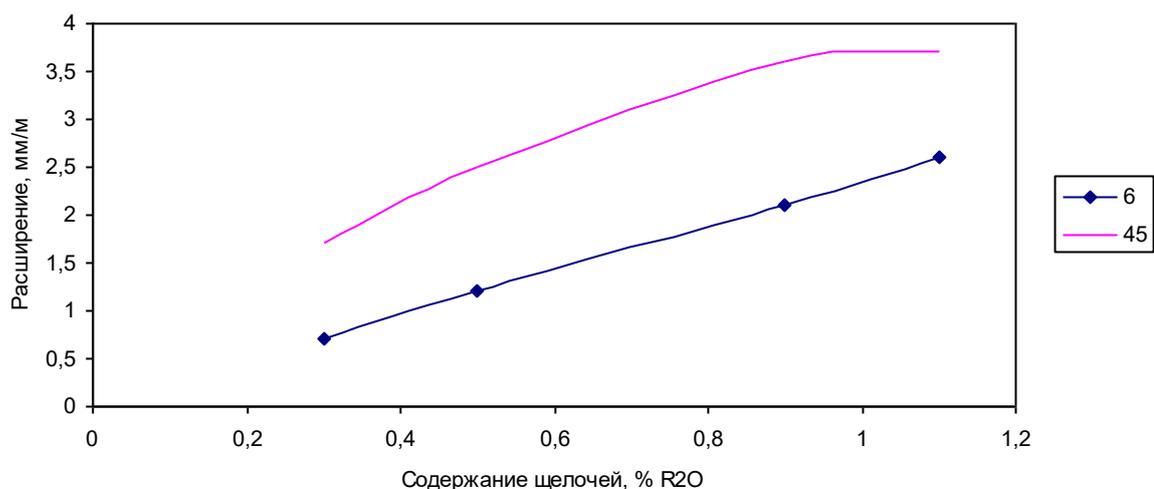


Рис. 10.16 Расширение бетона на халцедоновом заполнителе в зависимости от содержания щелочей в цементе

6, 45 – соответственно через 6 и 45 месяцев

Содержание щелочей в цементе может составлять от 0,3 до 1,8%. Щелочи попадают в цемент с сырьем и топливом. Содержание щелочей в клинкерных минералах сожжет составлять:

- C_3S : K_2O от 0,1 до 0,3%, Na_2O от 0,1 до 0,3%;
- C_2S : K_2O от 0,6 до 1,3%, Na_2O от 0 до 1,1%;
- C_3A : K_2O от 0,3 до 0,8%, Na_2O от 0,2 до 4%;
- C_4AF : K_2O от 0 до 0,3%, Na_2O от 0 до 0,9%;

Пересчет содержания щелочей на Na_2O^1 производится по формуле

$$Na_2O^1 = Na_2O + 0,658K_2O. \quad (10.34)$$

Реакция взаимодействия щелочей с кремнеземом протекает в две стадии:

- нейтрализация поверхности микрокремнезема
- $Si - OH + NaOH \rightarrow - Si - O - Na^+ + H_2O$;
- разрыв кремнекислородных связей
- $Si - O - Si + 2 NaOH \rightarrow - Si - O - Na^+ + Na^+O - Si + H_2O$

Химические реакции могут быть представлены как



с возможным частичным продолжением



Деформации расширения бетона, ε , мм/м в зависимости от содержания щелочей описываются уравнением

$$\varepsilon = aR_2O + b, \quad (10.35)$$

где

$$a = 1,8 - 1,94;$$

$$b = 0,078 - 0,086$$

При содержании в заполнителе растворимого микрокремнезема более 50 мг/л заполнитель считается реакционно опасным. Важную роль играет и размер заполнителя, содержащего активный кремнезем. Заполнитель размером менее 1 мм рассматривается как не опасный. С увеличением средней плотности ρ кремнистых пород их реакционная активность снижается

$$F_R = F \left(\frac{8,67}{\rho} - 3,33 \right), \quad (10.36)$$

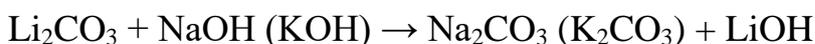
где F_R , F – соответственно содержание реакционноактивного кремнезема, общее содержание кремнезема, %.

Предельным содержанием щелочей считается 0,6% R_2O , но это значение следует рассматривать с учетом количества цемента в бетоне. Согласно принятым в Европе нормам предельное количество вносимых в состав бетона щелочей при реакционно опасных заполнителях не должно превышать 3 кг/м³, т.е. при содержании R_2O в цементе 1% предельный расход цемента составит 300 кг/м³, а при содержании R_2O в цементе 0,6% предельный расход цемента составит 500 кг/м³,

Повреждения бетона при взаимодействии щелочей с реакционно-активным заполнителем может начаться примерно через 4 недели, а макси-

мальное повреждение проявляется к 6 – 12 месяцам. Если через 12 мес. расширение бетона превышает 0,5 мм/м, это свидетельствует об опасной реакции между заполнителем и щелочами цемента. Однако известны случаи, когда внутренняя коррозия проявлялась более чем через 10 лет.

Для защиты от внутренней необходимо правильно назначать состав бетона с учетом содержания в нем щелочей и свойств заполнителей. Используются также некоторые добавки, связывающие щелочи в нерастворимые соединения, например, карбонат лития



Гидроксид лития со щелочами образует твердые растворы.

Внутренняя коррозия зависит от условий эксплуатации. В нормах Европы выделяют три класса по влажностным условиям эксплуатации и три класса по реакционной активности заполнителя, в соответствии с которыми принимаются мероприятия для защиты бетона от внутренней коррозии (табл. 10.24).

Таблица 10.24

Классы заполнителей и условий эксплуатации

Класс заполнителей	Класс влажности при эксплуатации		
	W 0 Сухие условия	WF Влажные условия	WA Влажные условия с поступлением щелочей извне
Е I – не опасен (< 0,5 – 4%)*	Не требуется	Не требуется	Не требуется
Е II – условно применим (< 2 – 15%)	Не требуется	Ограничение щелочей в цементе, для бетонов В 25 и выше - Низкое содержание щелочей в цементе	Низкое содержание щелочей в цементе
Е III – вызывает опасения (> 2 – 15%)	Не требуется	Низкое содержание щелочей в цементе	Замена заполнителя

* - содержание реакционно-активного кремнезема

10.7.4 Биологическая коррозия бетона

Биологическая коррозия имеет место в некоторых сооружениях вследствие жизнедеятельности некоторых бактерий, в результате которой образуются кислоты, разрушающие структуру бетона.

Биогенная сернокислотная коррозия известна с начала 20 в. Коррозия происходит в канализационных железобетонных трубах вследствие окисления соединений серы бактериями *Thiobacillus* (известно около 60 видов) до серной кислоты (рис. 10.16).

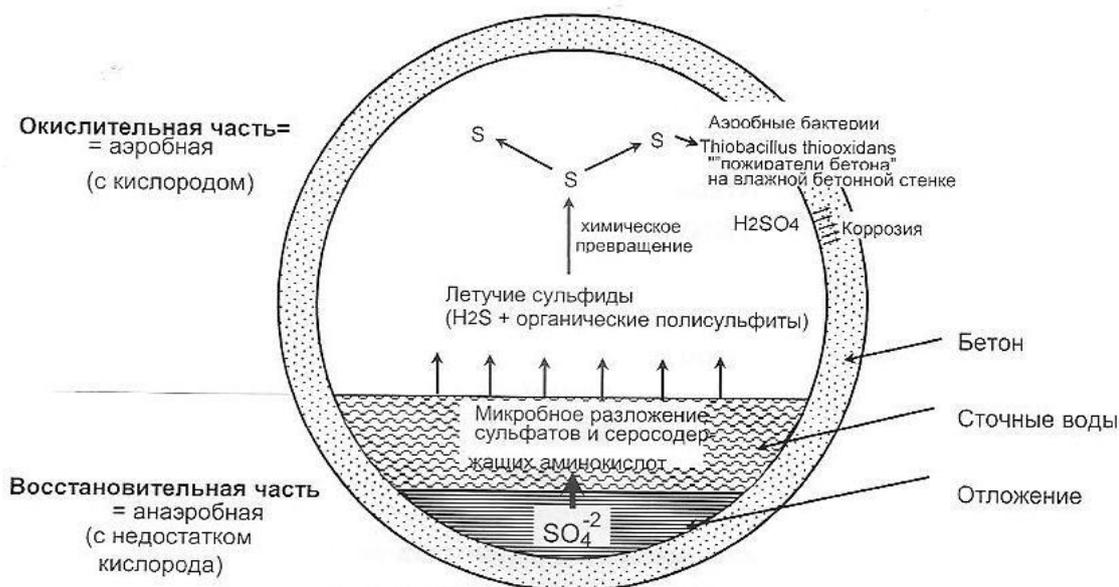
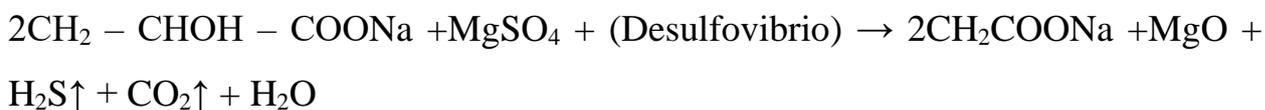
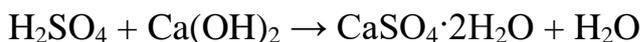


Рис. 10.16 Схема биогенной сернокислотной коррозии

Бактерии существуют при $pH = 0,5 - 6$ и температуре $10 - 37^{\circ}C$. В канализационных системах летучие соединения серы H_2S вырабатываются бактериями *Desulfotomaculum* и *Desulfovibrio* в отсутствие кислорода из содержащихся в сточных водах сульфатов.



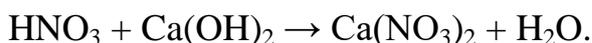


Далее коррозия развивается по схеме коррозии III вида.

Коррозия в градирнях также относится к биологической. В градирнях относительная влажность превышает 95%, а температура составляет примерно 25 – 30°C, что является идеальными условиями для существования бактерий, жизнедеятельность которых приводит к образованию азотной и серной кислоты. Бактерии – нитрификаты образуют азотную кислоту по следующей схеме



Коррозия развивается по схеме кислотной коррозии



По данным исследователей Германии, за 40 недель образуется до 16 мл азотной кислоты на 1 м³ бетона.

В морских водах разрушение бетона может происходить при обрастании сооружений морскими организмами животного или растительного происхождения, жизнедеятельность которых сопровождается выделением кислот. Впервые этот факт был отмечен в 1902 – 1903 г.г. Шуляченко А.Р., Черномским В.И. и Байковым А.А..

10.7.5 Общие принципы защиты бетона от коррозии

Общие принципы защиты бетона от коррозии основаны на получении плотного бетона с минимальной проницаемостью (по коэффициенту фильтрации) и открытой пористостью (водопоглощение), что регламентировано СНиП 2.03.11 (табл. 10.25).

Таблица 10.25

Требования к бетону в условиях воздействия агрессивных сред

Условные обозначения показателя проницаемости бетона	Показатели проницаемости бетона			
	прямые		косвенные	
	марка бетона по водонепроницаемости	коэффициент фильтрации, см/с (при равновесной влажности), $K(f)$	водопоглощение, % по массе	водоцементное отношение В/Ц, не более
Н - бетон нормальной проницаемости	W4	Св. $2 \cdot 10^{-9}$ до $7 \cdot 10^{-9}$	Св. 4,7 до 5,7	0,6
П - бетон пониженной проницаемости	W6	Св. $6 \cdot 10^{-10}$ до $2 \cdot 10^{-9}$	Св. 4,2 до 4,7	0,55
О - бетон особо низкой проницаемости	W8	Св. $1 \cdot 10^{-10}$ до $6 \cdot 10^{-10}$	До 4,2	0,45

Примечания: 1. Коэффициент фильтрации и марку бетона по водонепроницаемости следует определять по ГОСТ 12730.5-84; водопоглощение бетона - по ГОСТ 12730.3-78.
 2. Показатели водопоглощения и водоцементного отношения, приведённые в табл., относятся к тяжёлому бетону. Водопоглощение легких бетонов следует определять умножением значений, приведенных в табл., на коэффициент, равный отношению средней плотности тяжелого бетона к средней плотности легкого бетона. Водоцементное отношение легких бетонов следует определять умножением значения, приведенного в табл., на 1, 3..

В нормах EN 206-1 агрессивность среды задается классами по эксплуатации в соответствии с табл. 10.26

Таблица 10.26

Классы по условиям эксплуатации

Агрессивный агент	Класс по условиям эксплуатации		
	XA1	XA2	XA3
Грунтовые воды			
SO_4^{2-} , мг/л	200 – 600	601 – 3000	3001 - 6000
pH	$5,5 \leq pH \leq 6,5$	$4,5 \leq pH < 5,5$	$4,0 \leq pH < 4,5$
CO_2 , мг/л	15 – 40	41 – 100	> 100
NH_4^+ , мг/л	15 – 30	31 – 60	61 – 100

Mg ²⁺ , мг/л	300 – 1000	1001 – 3000	> 3000
Грунт			
SO ₄ ²⁻ , мг/кг	2000 – 3000	3001 – 12000	12001 - 24000
Кислоты, мл/кг	> 200	Не рекомендуется к применению	

10.7.6 Обеспечение долговечности посредством нормирования

Долговечность железобетона определяется условиями эксплуатации и стойкостью бетона к агрессивным воздействиям (морозостойкость, водонепроницаемость, коррозионная стойкость, биостойкость, жаростойкость). Определение показателей, определяющих стойкость бетона, как правило, продолжительно и трудоемко, что не позволяет оперативно вносить коррективы в технологический процесс. Нормы России регламентируют эпизодический контроль качества бетона по указанным показателям. В связи с этим, поскольку для указанных показателей характерна более высокая изменчивость при производстве, в сравнении с прочностью, реальная обеспеченность стойкости бетонов, в принципе, является неопределенной величиной.

EN 206-1 предлагает обеспечение долговечности бетонов посредством нормирования классов по условиям эксплуатации конструкций, в пределах которых нормируется минимальный класс бетона (табл. 10.27). Предлагаемая система обеспечения долговечности основана на среднестатистической корреляции между прочностью, морозостойкостью, водонепроницаемостью и величиной В/Ц. Помимо нормирования минимально допустимого класса бетона, оговариваются особые требования к качеству материалов, применению специальных добавок (например, воздухововлекающих), выбору типа цемента и др.

Таблица 10.27

Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды и минимальные классы бетона

по прочности на сжатие

Класс по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды, влажностный режим	Примеры для условий окружающей среды	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие
1 Агрессивные воздействия отсутствуют			
X0	Отсутствуют попеременное замораживание-оттаивание, химические воздействия, истирание и т. д. Очень сухой воздушно-влажностный режим ($RH \leq 30\%$)	Конструкции, находящиеся внутри помещений с сухим режимом	$C^{12}/_{15}^*$
2 Коррозионные повреждения, вызванные карбонизацией бетона			
XC1	Сухой воздушно-влажностный режим ($30\% < RH \leq 60\%$) или постоянная эксплуатация в водонасыщенном состоянии	Конструкции, находящиеся внутри помещений с нормальным режимом, конструкции, постоянно находящиеся в грунте или под водой	$C^{16}/_{20}$
XC2	Водонасыщенное состояние при эпизодическом высушивании	Конструкции, поверхности которых продолжительное время контактируют с водой	$C^{20}/_{25}$
XC3	Умеренный воздушно-влажностный режим ($60\% < RH \leq 75\%$), эксплуатация в условиях эпизодического влагонасыщения	Конструкции, находящиеся внутри помещений с влажным режимом, конструкции, подвергающиеся атмосферным воздействиям (дождю)	$C^{25}/_{30}$
XC4	Попеременное увлажнение и высушивание	Конструкции, поверхности которых контактируют с водой, но не соответствующие классу XC2	$C^{30}/_{37}$
3 Коррозионные повреждения, вызванные действием хлоридов			
XD1	Влажный, в условиях воздушно-влажностного состояния ($RH > 75\%$) при отсутствии эпизодического водонасыщения	Конструкции, поверхности которых контактируют с газообразными средами, содержащими хлор-ионы	$C^{30}/_{37}$
XD2	В водонасыщенном состоянии	Железобетонные конструкции, контактирующие с технической водой, содержащей хлор-ионы; плавательные бассейны	
XD3	Попеременное увлажнение и высушивание	Элементы мостовых конструкций; трубопроводы; плиты автостоянок и др.	$C^{35}/_{45}$
4 Коррозионные повреждения, вызванные попеременным замораживанием-оттаиванием			
XF1	Эпизодическое водонасыщение, воздействие отрицательных температур при отсутствии антиобледенителей	Конструкции, вертикальные поверхности которых подвергаются атмосферным воздействиям	$C^{30}/_{37}$
XF2	То же, в присутствии антиобледенителей	Конструкции, вертикальные поверхности которых подвергаются атмосферным воздействиям и попаданию антиобледенителей, содержащихся в воздухе	$C^{25}/_{30}$
XF3	Водонасыщенное состояние, антиобледенители не применяются	Конструкции, горизонтальные поверхности которых подвергаются атмосферным воздействиям	
XF4	Водонасыщенное состояние, применяются антиобледенители	Конструкции, горизонтальные поверхности которых подвергаются прямому воздействию антиобледенителей; проезжие части мостов, дороги	$C^{30}/_{37}$

5 Коррозионные повреждения, вызванные химическим и биологическим воздействиями			
ХА1	Слабоагрессивная среда	По СНиП 2.03.11	$C^{30}/_{37}$
ХА2	Среднеагрессивная среда		
ХА3	Сильноагрессивная среда		$C^{35}/_{45}$

11. Теплофизические свойства бетона

При расчете ограждающих конструкций на термическое сопротивление, а также при расчете температурных полей массивных железобетонных сооружений (фундаменты, плотины и т.п.) используются такие теплофизические характеристики бетона как коэффициент теплопроводности, удельная теплоемкость, коэффициент температуропроводности, которые связаны между собой зависимостью

$$a = \frac{\lambda}{C_0 \rho}, \quad (11.1)$$

где

ρ – средняя плотность бетона, кг/м³;

C_0 – удельная теплоемкость, кДж/кг °С;

λ – коэффициент теплопроводности, Вт/м °С;

a - коэффициент температуропроводности, м²/с.

В нормах (СНиП 2.06.08 – 87) значения теплофизических характеристик бетона приводятся без учета влияния рецептурно-технологических факторов (табл. 11.1).

Таблица 11.1

Теплофизические характеристики бетона

Характеристика бетона	Буквенное обозначение	Размерность	Значение
Теплопроводность	λ_b	Вт/(м·°С)	2,67
Температуропроводность	a_T	м ² /с	$11 \cdot 10^{-7}$
Удельная теплоемкость	C_b	кДж/ (кг·°С)	1

Некоторые из указанных характеристик бетонов могут изменяться в достаточно широком диапазоне. Согласно СП 23 – 101 – 2004, удельная теплоемкость неорганических конструкционных материалов и их составляющих (бетон, щебень и др.) составляет 0,84 кДж/кг °С, а коэффициент теплопроводности конструкционного бетона 1,51 Вт/м °С в сухом состоянии, 1,74 – для условий А и 1,86 – для условий Б, что отличается от данных табл. При возведении плотин из гидротехнических бетонов на различных заполнителях, удельная теплоемкость бетонов составляла от 0,88 до 1,04 кДж/кг °С, т.е. изменялась в пределах 18% при изменении средней плотности от 2350 до 2534 кг/м³, т.е. в пределах 8%. При этом коэффициент теплопроводности бетонов изменялся от 1,745 до 3,492 Вт/м °С, т.е. в 2 раза (рис. 11.1). Коэффициент температуропроводности тяжелых бетонов изменяется в пределах 0,0025 – 0,0035 м²/ч, т.е. в пределах 40%.

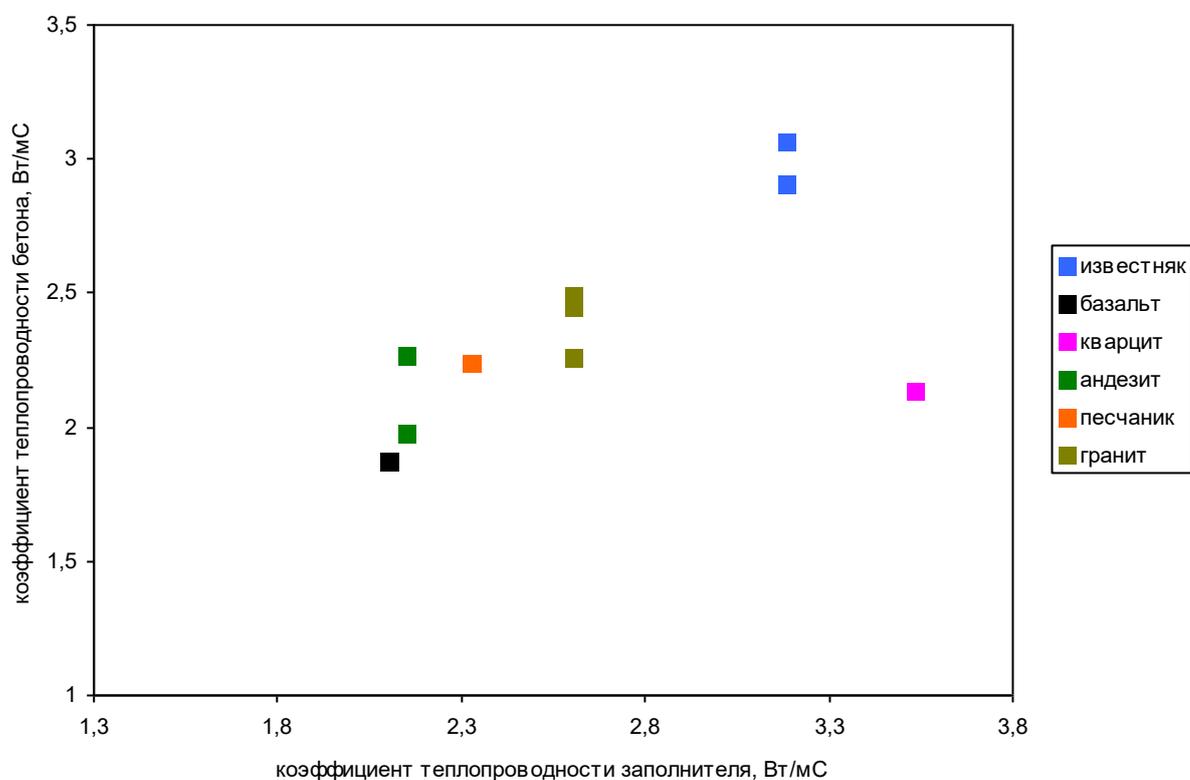


Рис. 11.1 Зависимость коэффициента теплопроводности бетона от коэффициента

ента теплопроводности крупного заполнителя

Данные табл. 11.2 показывают, что различные горные породы, используемые в качестве заполнителей для бетонов, имеют существенно различающиеся значения коэффициентов теплопроводности при практически одинаковом значении удельной теплоемкости и средней плотности.

Таблица 11.2

Коэффициент теплопроводности некоторых горных пород

Горная порода	Показатели		
	ρ , кг/м ³	λ_0 , Вт/м °С	C_0 , кДж/кг °С
Кварцит	2430	<u>3,538</u>	<u>0,909</u>
	2500 – 2700***	5,14 – 7,6* 5,87***	0,7 – 1,54*
Доломит	2510	3,329	0,968
	2400 – 2800***	4,99***	
Известняк	2450	<u>3,188</u>	<u>0,938</u>
	2200 – 2600***	0,873** 2,19***	0,838**
Гранит	2410	<u>2,61</u>	<u>0,922</u>
	2516 – 2809***	2,1 – 4,0* 2,1 – 3,01***	0,65 – 0,8*
Базальт	2530	<u>2,106</u>	0,947
	2704 – 2850***	0,984** 2,85***	
Риолит	2350	2,072	0,947
Диабаз		2,1 – 3,35*	0,7 – 1,07*
	2804 – 3110***	2,35***	
Гнейс	2400 – 2800***	1,67 – 3,45*	0,93 – 1,05*
Габбро		1,99 – 2,55*	0,72 – 1,15*
	2850 – 3112***	1,99 – 2,55***	
Диорит	2720 – 2960***	2,31***	
Сиенит	2670 – 2785***	1,86***	
Мрамор	2600 – 2800***	2,1 – 3,22***	

Примечание: * ; ** ; *** - по данным разных источников

Таким образом, величина коэффициента теплопроводности бетона существенно зависит от вида крупного заполнителя. В связи с этим для инженерной практики необходимы надежные методы возможности управления коэффициентом теплопроводности бетона посредством регулирования рецептурно-технологических факторов, т.е. необходима зависимость, определяющая изменение коэффициента теплопроводности от состава бетона и свойств его компонентов.

Коэффициент теплопроводности цементного камня зависит в основном от его средней плотности, т.е., фактически, от пористости (следовательно, от величины В/Ц), в связи с чем определение коэффициента теплопроводности цементного камня представляет достаточно простую задачу (рис. 11.2).

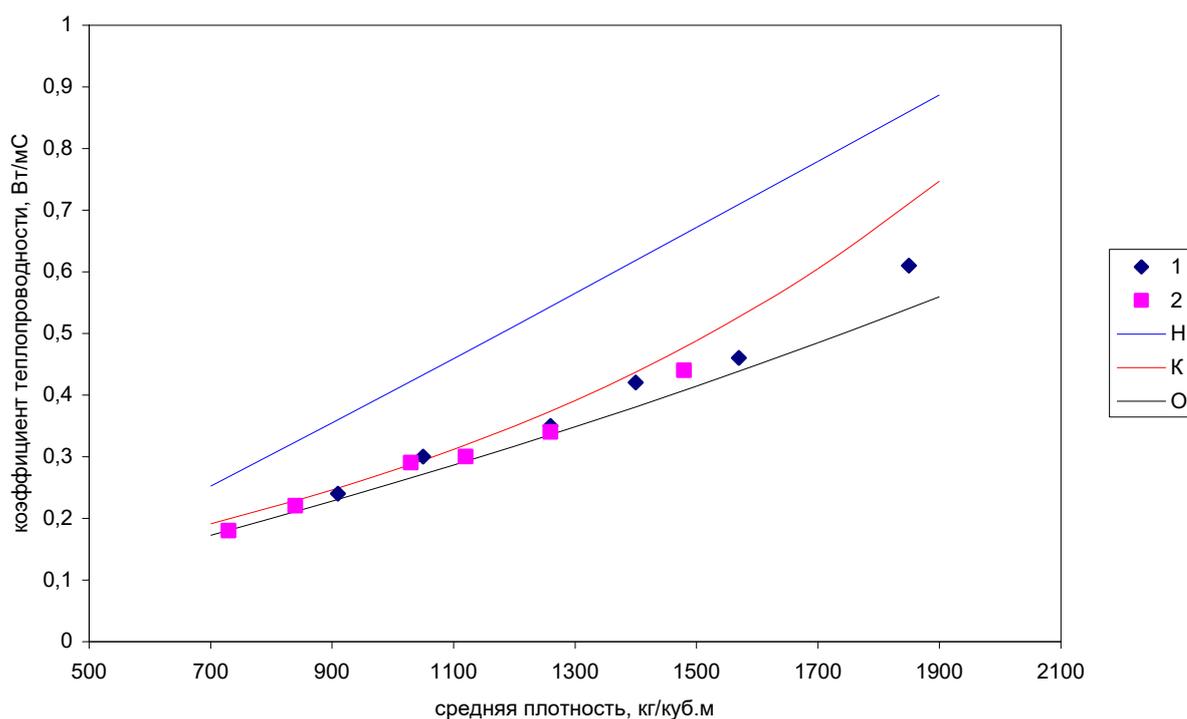


Рис. 11.2 Зависимость коэффициента теплопроводности цементного камня от средней плотности

1, 2 – соответственно непоризованный цементный камень и цементный камень с содержанием воздуха 20% (по данным Довжика В.Г.);

Н, К, О – соответственно по формуле Некрасова, Кауфмана, Оделевского ($\lambda_c = 1,8$)

В инженерной практике применяют различные зависимости, устанавливающие связь между коэффициентом теплопроводности материала и его средней плотностью:

формула В.П. Некрасова

$$\lambda = k(\sqrt{a + b\rho^2} - 0,14), \quad (11.2)$$

формула Б.Н. Кауфмана

$$\lambda = k(0,0935\sqrt{\rho}2,28^\rho + 0,025), \quad (11.3)$$

где ρ - средняя плотность материала, т/м³;

$a = 0,0196$; $b = 0,22$;

k принимает значения в зависимости от размерности:

$k = 1,164$ при размерности λ [Вт/м °С]; $k = 1$ при размерности λ [ккал/м ч °С],

формула В.И. Оделевского,

$$\lambda = \lambda_c \left(1 - \frac{P}{\frac{1}{1-\nu} - \frac{1-P}{3}}\right), \quad (11.4)$$

$$\text{или } \lambda_m = \lambda_c \frac{1-P}{2+P}, \quad (11.5)$$

или, в адаптированном для бетона в виде

$$\lambda_M = \lambda_c \frac{\rho}{u - \rho}, \quad (11.6)$$

где $\nu = \frac{\lambda_B}{\lambda_c}$

P – общая (воздушная) пористость, ρ - средняя плотность бетона, кг/м³, u - коэффициент ($u = 8010$).

Известна также зависимость R.P. Туе

$$\lambda = A + B\rho + C / \rho. \quad (11.7)$$

Н.Н. Гришин с соавторами для строительных материалов рекомендует при определении коэффициента теплопроводности использовать зависимость вида

$$\lambda = 0,032 + 0,12\rho + 0,11\rho^2. \quad (11.8)$$

Для оценки теплопроводности конструкционно-теплоизоляционных бетонов со средней плотностью 500 – 900 кг/м³ наиболее подходят формулы 11.3, 11.5, 11.7, при этом ф. (11.3) и ф. (11.5) дают практически одинаковые результаты. Однако, как очевидно из рис. 11.3, указанные формулы неприемлемы для оценки коэффициента теплопроводности конструкционных бетонов с величиной средней плотности 2300 – 2500 кг/м³.

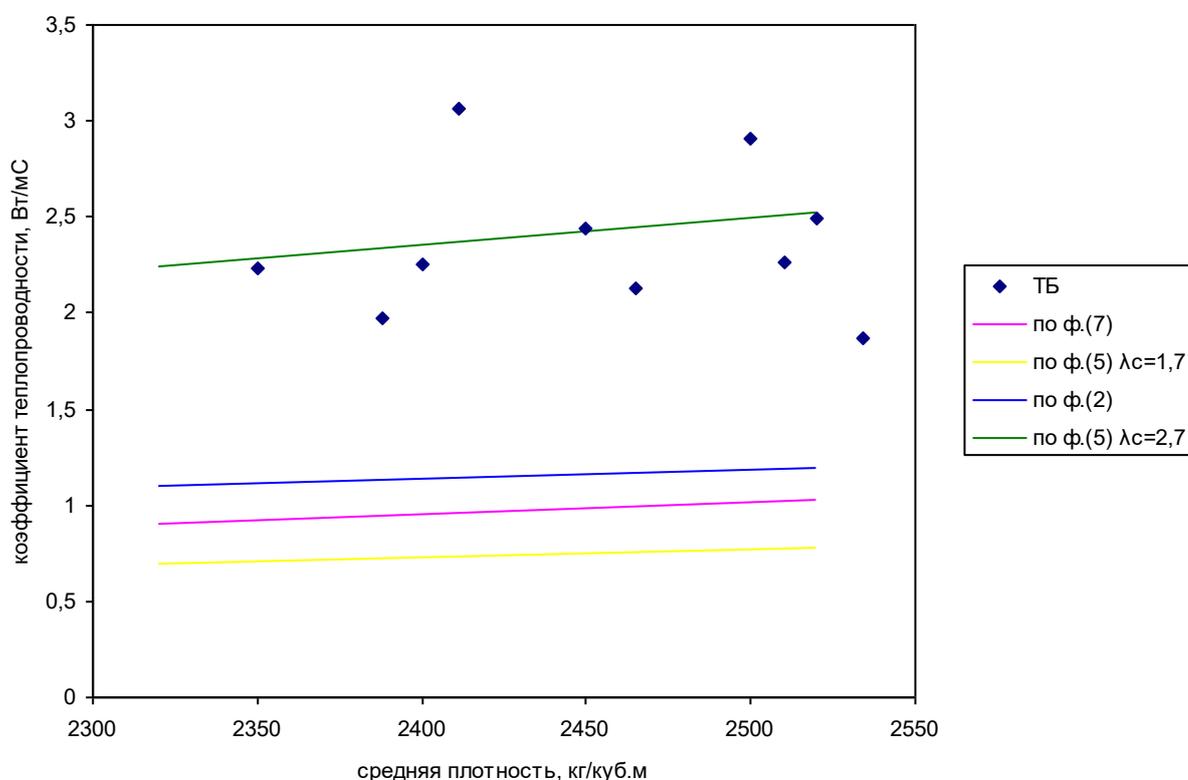


Рис. 11.3 Зависимость коэффициента теплопроводности тяжелого бетона от средней плотности

Это обусловлено тем, что коэффициент теплопроводности бетона существенно зависит от теплотехнических свойств его компонентов, что не учитывают зависимости коэффициента теплопроводности от плотности. В связи с этим для оценки коэффициента теплопроводности бетона предлагались зависимости, учитывающие влияние указанных факторов, в частности,

формула Т.З. Норматхи

$$\lambda_B = \lambda_{\text{ЦК}} \frac{V_{\text{ЦК}}(\lambda_3 + 2\lambda_{\text{ЦК}}) + 3V_3\lambda_3}{V_{\text{ЦК}}(\lambda_3 + 2\lambda_{\text{ЦК}}) + 3V_3\lambda_{\text{ЦК}}}, \quad (11.9)$$

формула Релея

$$\lambda_B = \lambda_{\text{ЦК}} \frac{\lambda_3 + 2\lambda_{\text{ЦК}} - 2V_3(\lambda_{\text{ЦК}} - \lambda_3)}{\lambda_3 + 2\lambda_{\text{ЦК}} + V_3(\lambda_{\text{ЦК}} - \lambda_3)}, \quad (11.10)$$

где

λ_B , λ_3 , $\lambda_{\text{ЦК}}$ – соответственно коэффициенты теплопроводности бетона, заполнителя, цементного камня;

$V_{\text{ЦК}}$, V_3 – соответственно объемная концентрация цементного камня и заполнителя.

Коэффициент теплопроводности бетонов может быть определен как

$$\lambda_B = \frac{K}{\left(\frac{1}{\lambda_{\text{КЗ}}V_{\text{КЗ}} + \lambda_{\text{МЗ}}V_{\text{МЗ}} + \lambda_{\text{ЦК}}V_{\text{ЦК}}}\right) + \frac{V_{\text{КЗ}}}{\lambda_{\text{КЗ}}} + \frac{V_{\text{МЗ}}}{\lambda_{\text{МЗ}}} + \frac{V_{\text{ЦК}}}{\lambda_{\text{ЦК}}}} \quad (11.11)$$

где индексы КЗ и МЗ соответственно обозначают крупный и мелкий заполнитель, коэффициент К для легкого бетона составляет 2, для тяжелого 2,5 (табл. 11.3). Различие значений коэффициента К для легкого и тяжелого бетона связано с различием в переносе тепла через матрицу и заполнитель для легкого и тяжелого бетонов.

Таблица 11.3

Расчетные и фактические значения коэффициентов теплопроводности

гидротехнических бетонов

№	Свойства бетона		Заполнитель		Расчетные значения коэффициента теплопроводности, Вт/м °С			
	ρ , кг/м ³	λ , Вт/м °С	вид	λ , Вт/м °С	по ф.(9)	Δ , % *	по ф.(10)* *	Δ , % *
1	2500	2,91	Извест- няк	3,19	2,09	-28,12	$\frac{1,9}{2,375}$	$\frac{-34,65}{-}$ 18,31**
2	2534	1,87	Базальт	2,11	1,562	-16,58	$\frac{1,555}{1,944}$	$\frac{-16,95}{3,82^{**}}$
3	2465	2,13	Кварцит	3,54	2,237	-29,93	$\frac{1,992}{2,49}$	$\frac{-6,4}{17,0^{**}}$
4	2510	2,27	Андезит	2,15	1,589	-29,93	$\frac{1,572}{1,996}$	$\frac{-30,68}{-}$ 13,31**
5	2388	1,98	Андезит	2,15	1,589	-19,63	$\frac{1,572}{1,996}$	$\frac{-20,49}{-0,56^{**}}$
6	2411	3,06	Извест- няк	3,19	2,09	-31,67	$\frac{1,9}{2,375}$	$\frac{-37,88}{-}$ 22,35**
7	2350	2,23	Песчаник	2,33	1,682	-24,67	$\frac{1,634}{2,04}$	$\frac{-26,82}{-8,64^{**}}$
8	2450	2,44	Гранит	2,61	1,821	-25,44	$\frac{1,727}{2,158}$	$\frac{-29,23}{-}$ 11,64**
9	2400	2,26	Гранит	2,61	1,821	-19,29	$\frac{1,727}{2,158}$	$\frac{-23,46}{-4,36^{**}}$
10	2520	2,49	Гранит	2,61	1,821	-26,83	$\frac{1,727}{2,158}$	$\frac{-30,61}{-}$ 13,29**
Среднее значение по модулю						24,89		$\frac{24,72}{10,55^{**}}$

Примечание: * - относительная погрешность;

** - в числителе – при значении коэффициента в ф. (10) $K = 2$; в знаменателе при $K = 2,5$

В табл. 11.4 приведены результаты сопоставления ф. (11.11) и ф. (11.10), обеспечивающих наилучшее соответствие между расчетными и экспериментальными значениями коэффициентов теплопроводности конструк-

ционно - теплоизоляционных бетонов, применительно к конструкционным тяжелым бетонам.

Таблица 11.4

Расчетные и фактические значения коэффициентов теплопроводности бетона на ПСГ

Средняя плотность бетона, кг/м ³	V _з	Коэффициент теплопроводности, Вт/м ⁰ С						
		Цементного камня (заполнителя)		Фактический	Бетона			
					По формуле*			
					3**	4	5	6
800	0,82	0,28	(0,16)	0,19	<u>0,189</u>	<u>0,074</u>	<u>0,179</u>	<u>0,177</u>
					-0,5	-61,0	-5,8	-6,8
		0,41				<u>0,091</u>	<u>0,197</u>	<u>0,192</u>
						-52,1	3,7	1,1
900	0,78	0,28	(0,16)	0,22	<u>0,215</u>	<u>0,091</u>	<u>0,183</u>	<u>0,181</u>
					-2,3	-58,6	-16,8	-17,7
		0,41				<u>0,112</u>	<u>0,206</u>	<u>0,199</u>
						-49,1	-6,4	-9,5
625	0,82	0,41	(0,089)	0,122	<u>0,144</u>	<u>0,074</u>	<u>0,134</u>	<u>0,121</u>
					18,0	-39,3	9,8	-0,8
550	0,84	0,41	(0,078)	0,104	<u>0,125</u>	<u>0,063</u>	<u>0,119</u>	<u>0,106</u>
					20,5	-39,4	14,4	1,9
600	0,82	0,41	(0,125)	0,16	<u>0,138</u>	<u>0,083</u>	<u>0,166</u>	<u>0,158</u>
					-13,9	-48,1	3,8	-1,3
500	0,82	0,41	(0,085)	0,126	<u>0,113</u>	<u>0,073</u>	<u>0,13</u>	<u>0,117</u>
					-10,3	-42,0	3,2	-7,1

Примечание: * - в числителе – относительная погрешность, %

** - при значении $\lambda_c = 1,7$ Вт/м⁰С

Ф.(11.11) применима для тяжелых и легких бетонов на плотных и пористых заполнителях. Для ячеистых бетонов применима формула В.И. Оде-левского (рис. 11.4)

$$\lambda = \lambda_c \left(1 - \frac{P}{\frac{1}{1-\nu} - \frac{1-P}{3}} \right). \quad (11.12)$$

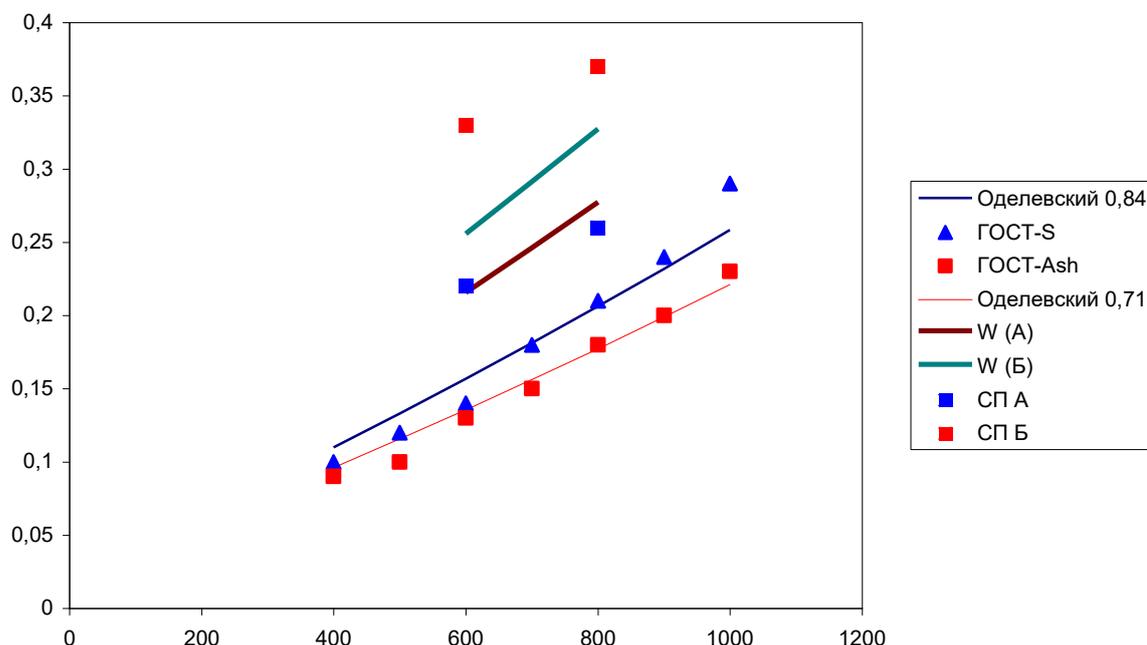


Рис. 11.4 Зависимость коэффициента теплопроводности ячеистых бетонов от средней плотности

Оделевский 0,84 (0,71) – по ф. (11.12) при коэффициенте теплопроводности скелета 0,84 и 0,71; ГОСТ – S (Ash) – значения коэффициентов теплопроводности на бетонов на песке и золе-уносе по ГОСТ; W(A), W(Б) – расчетные значения коэффициентов теплопроводности при условиях эксплуатации А и Б; СП А (Б) – значения коэффициента теплопроводности ячеистых бетонов по СП 23 – 101 для условий А и Б

На рис. 11.5 представлена зависимость коэффициента теплопроводности в сухом состоянии легких бетонов, в т.ч. ячеистых, от средней плотности.

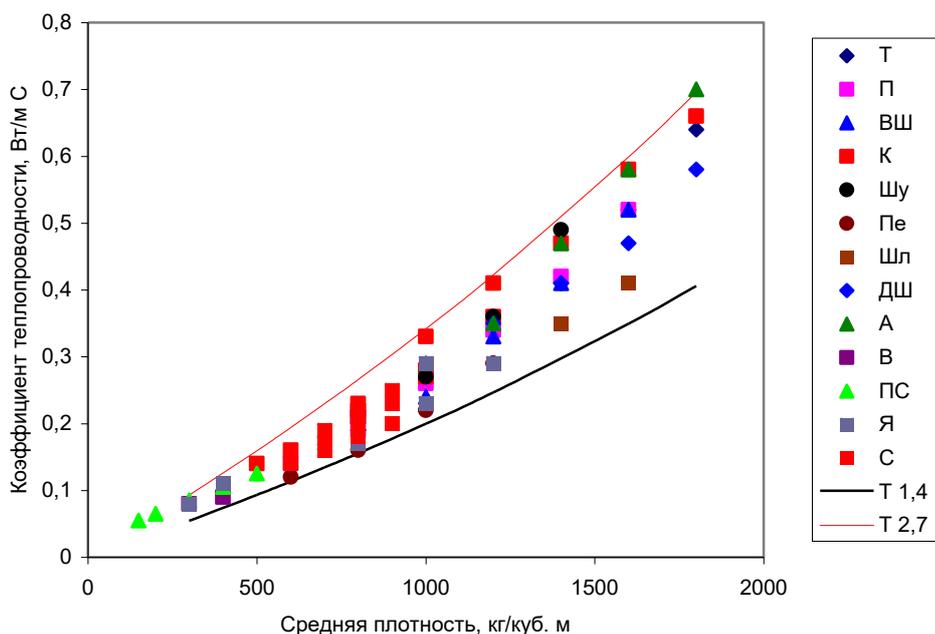


Рис. 11.5 Зависимость коэффициента теплопроводности в сухом состоянии от средней плотности бетона

Т, П, ВШ, К, Шу, Пе, Шл, ДШ, А, В, ПС, Я, С – соответственно туфобетон, пемзобетон, бетон на вулканических шлаках, керамзитобетон, шунгизитобетон, перлитобетон, шлакопемзобетон, бетон на доменных шлаках, аглопоритобетон, вермикулитобетон, полистиролбетон, бетон на стекловидных пористых заполнителях;

Т 1,4; Т 2,7 – по ф.(.) при $\lambda_c = 1,4$ и $2,4$

Вышеприведенные формулы позволяют определить коэффициент теплопроводности бетона в сухом состоянии. Для влажного бетона

$$\lambda_w = \lambda_c + k_w W , \quad (11.13)$$

где

k_w - коэффициент, учитывающий влияние влажности на теплопроводность (от 0,0005 до 0,035 Вт/м·К);

W – влажность бетона по массе (сорбционная влажность составляет 4 – 22%);

$$k_w = b\rho^X, \quad (11.14)$$

где (рис. 11.6)

$b = 10^{-6}$;

$X = 1,355$.

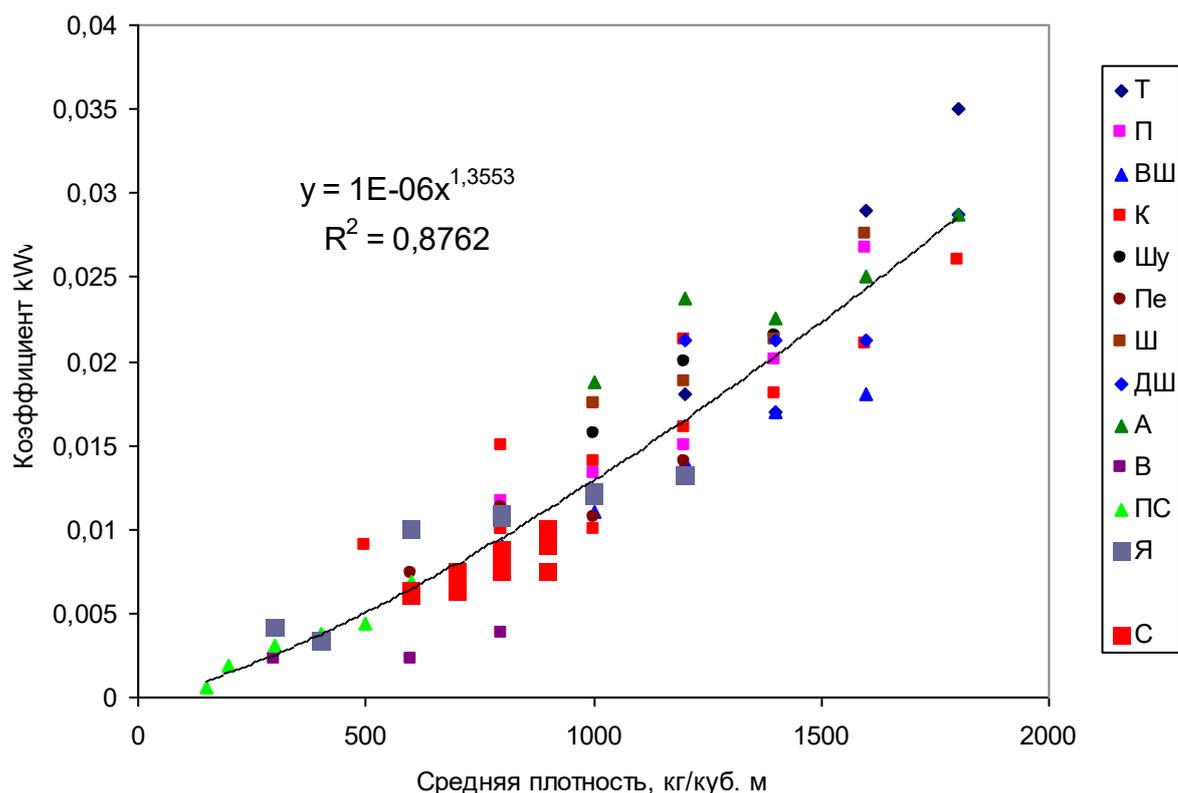


Рис. 11.6 Зависимость коэффициента k_w в ф.(11.13) от средней плотности бетона

Т, П, ВШ, К, Шу, Пе, Шл, ДШ, А, В, ПС, Я, С – соответственно туфобетон, пемзобетон, бетон на вулканических шлаках, керамзитобетон, шунгизитобетон, перлитобетон, шлакопемзобетон, бетон на доменных шлаках, аглопоритобетон, вермикулитобетон, полистиролбетон, бетон на стекловидных пористых заполнителях;

Представленная на рис. 11.6 зависимость позволяет классифицировать все бетоны на две группы:

- эффективные, у которых величина k_w меньше среднестатистической;
- менее эффективные – остальные.

С увеличением сорбционной влажности бетона до 97% (условия эксплуатации Б) коэффициент теплопроводности возрастает у бетонов на пористых заполнителях до 55%, а у ячеистых бетонов и перлитобетонов – более чем в два раза относительно величины в сухом состоянии. Снижение посредством регулирования параметров пористости величины сорбционной влажности и величины k_w играет важную роль в повышении теплотехнической эффективности бетонов. Сорбционная влажность может составлять у пористых бетонов 20 – 65% величины их водопоглощения по массе.

Помимо средней плотности и параметров пористости бетона, коэффициент k_w зависит от температуры: При температуре менее 0°C k_w принимают 0,04 Вт/м°C.

При температуре бетона, превышающей 20°C, коэффициент теплопроводности может быть определен как

$$\lambda_T = \lambda_{20} + bT, \quad (11.15)$$

где

$b = 0,0025$ при температуре до 100°C, при температуре свыше 100°C значение b возрастает. Наличие зависимости коэффициента теплопроводности от температуры предопределяет нормирование коэффициента теплопроводности, при 25°C, 125°C и 300°C.

Тепловыделение бетона в процессе твердения есть результат реакций взаимодействия портландцемента с водой, т.е. реакций гидратации, которые являются экзотермическими. Тепловыделение цемента зависит от его минералогического и вещественного состава, тонкости помола, температуры и времени твердения, наличия добавок. При полной гидратации тепловыделение клинкерных минералов составляет: C_3S – 670; C_2S – 352; C_3A – 1064;

C_4AF – 570 кДж/кг. При образовании этtringита тепловыделение составляет 1454 кДж/кг. Полное тепловыделение цемента примерно может составлять 550 – 800 кДж/кг, а в 28 сут. – примерно 380 – 560 кДж/кг. Тепловыделение цемента связано с гидратацией и во времени развивается пропорционально развитию процесса гидратации. Некоторые данные о тепловыделении цементов в ранние сроки представлены в табл. 11.5.

Таблица 11.5

Тепловыделение цементов

Цемент	Минералогический состав*				Удельная поверхность, см ² /г	Тепловыделение, кДж/кг	
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF		3 сут.	7 сут.
M500*	56	18	4	17	3100	326	-
M550*	57	17	4	17	3900	372	-
ОБТЦ*	63	13	8	13	4720	345	395
M600*	62	15	8,5	13	5800	369	390
PZ450F**	64,3	12,1	10,5	7,3	?	415	427

Примечание: * - по данным: Кравченко И.В.

** - по данным: Люр Х.П., Эфес Я.

При изолированных условиях, исключающих отвод тепла в окружающую среду (например, внутренние зоны массивных конструкций: плотины, фундаменты), возможен разогрев твердеющего бетона до весьма высоких температур за счет экзотермии цемента. В таких условиях к некоторому моменту времени τ тепловой баланс твердеющего бетона можно представить как

$$qЦ = (C_{Ц}(1-k)Ц + C_{ГЦ}\alpha(1+n)Ц + C_{Щ}Щ + C_{П}П + 4,19B_{CB}) \cdot (t - t_0), \quad (11.16)$$

где

q – удельное тепловыделение цемента, кДж/кг к моменту времени τ ;

$Ц$ – расход цемента, кг/м³;

$C_{\text{ц}}$; $C_{\text{Гц}}$; $C_{\text{Щ}}$; $C_{\text{П}}$ – соответственно удельные теплоемкости цемента, цементного камня, крупного заполнителя, мелкого заполнителя, кДж/кг $^{\circ}$ С (примерно 0,84 кДж/кг $^{\circ}$ С);

Ц , Щ , П , $V_{\text{св}}$ – количество цемента, крупного и мелкого заполнителя, свободной к моменту времени τ воды в бетоне, кг/м 3 ;

α – количество цемента, вступившего в гидратацию;

n – доля воды (от массы цемента), вступившей в гидратацию к моменту времени τ ;

t_0 , t – соответственно начальная температура бетонной смеси, температура бетона к моменту времени τ .

В табл. 11.6 представлены результаты расчетов по ф.(11.16). Значение экзотермии цемента принято по табл. для ОБТЦ.

Таблица 11.16

Расчетные значения температуры «абсолютно» теплоизолированного твердеющего бетона по уравнению ф.(11.16)

Расход цемента, кг/м 3	Температура бетона, $^{\circ}$ С, в возрасте, сут.	
	3	7
300	56	63
500	82,5	95

Учитывая тот факт, что при повышении температуры процесс гидратации и, следовательно, тепловыделения, ускоряется, разогрев может происходить быстрее, чем представлено в табл. Разогрев бетона массивных конструкций вызывает неоднородное температурное поле по сечению и может привести к трещинообразованию. Для снижения опасности трещинообразования при бетонировании массивных конструкций используют цементы с низкой экзотермией. Также применяют специальные мероприятия по отводу тепла (например, прокладка в теле конструкции труб, по которым циркулирует хладагент). Применение некоторых добавок позволяет «растянуть» экзотермию во времени, что также можно рассматривать как способ, предотвраща-

ющий быстрый неоднородный разогрев массивных конструкций (рис. 11.7), поскольку в реальных условиях «абсолютного» отсутствия теплотерь не бывает.

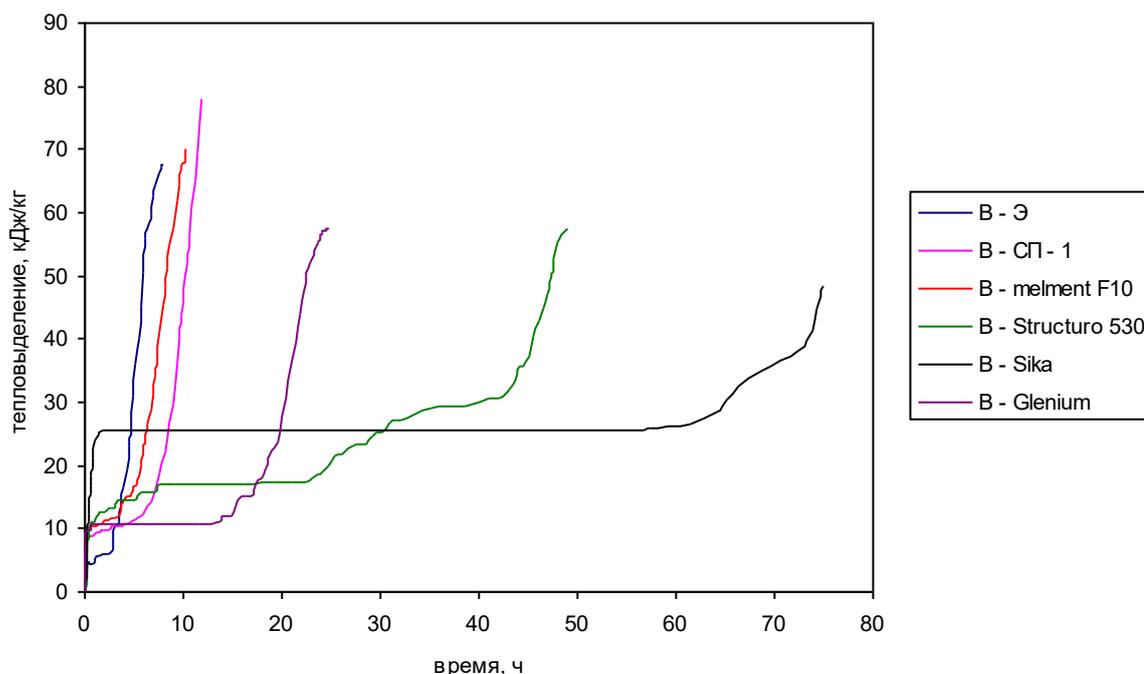


Рис. 11.7 Влияние некоторых суперпластификаторов на тепловыделение портландцемента «Вольскцемент»

12. Высокопрочные бетоны

Применение высокопрочных бетонов является ведущей тенденцией в мировой строительной практике. Предел прочности бетонов, применяемых при возведении объектов, за 36 лет, начиная с 1970 г. по состоянию на 2006г., увеличился почти в 4 раза, а прочность перспективных бетонов, разрабатываемых в лабораториях, за это же время выросла почти в 5 раз (рис. 12.1).

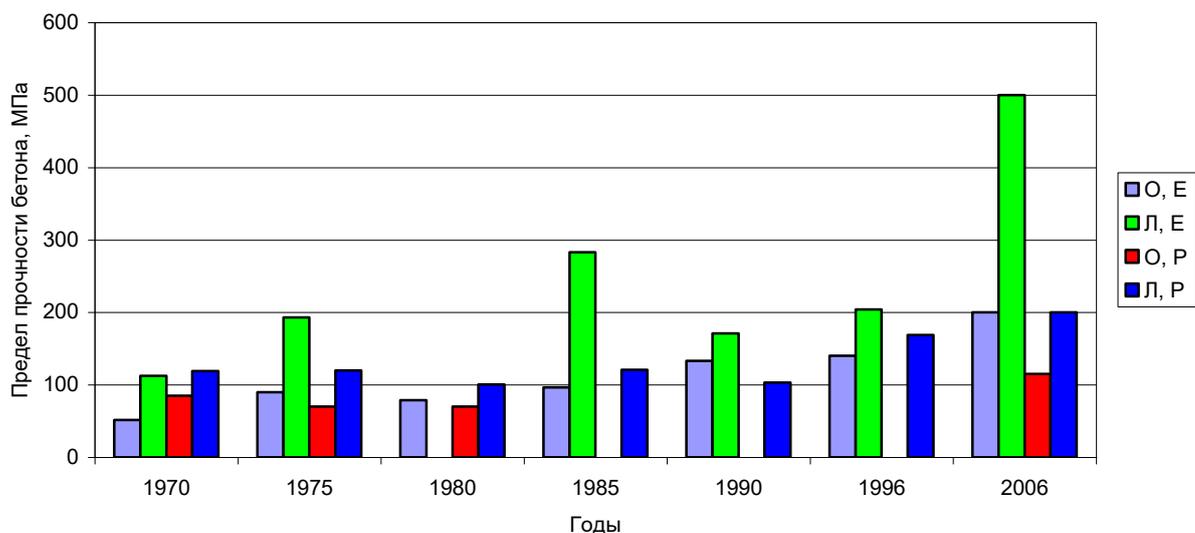


Рис. 12.1 Динамика развития высокопрочных бетонов

О, Л – применены на объектах, получены в лаборатории; Е, Р – в мировой практике, в России

Понятие «высокопрочный бетон» (high strength concrete – HSC) в различные периоды подразумевало принципиально разные подходы. Предлагалось к высокопрочным относить бетоны с пределом прочности, превышающим активность цемента, рассматривались как высокопрочные бетоны классов В 40 и выше, В 80 и выше и др. Для легких бетонов Баженовым Ю.М. называется граница высокопрочного бетона $R/\rho = 25$ (R – предел прочности, МПа, ρ – средняя плотность, т/м^3). В России нормами установлен для легких бетонов максимальный класс В 40, согласно EN 1992 – 1 для легких бетонов установлен максимальный класс С 80/88 (в числителе прочность образцов – цилиндров, в знаменателе – образцов – кубов). Для бетона класса С 80/88 при марке по средней плотности D2 $R/\rho = 44$. В странах Европы высокопрочный бетон рассматривается с класса С 50/60 (В 60 по нормам России). Для такого бетона $R/\rho \approx 25$. Тем не менее, сегодня нет однозначного, четкого определения, какой бетон следует относить к высокопрочному, хотя уже появились особо высокопрочные бетоны (ultra high strength concrete - UHSC), но также

однозначно четко не оговорено, что считать особо высокопрочным бетоном. По некоторым данным, речь идет о бетонах с пределом прочности более 100 МПа, более 150 МПа и даже более 200 МПа. Но если исходить из закономерности изменения эффективной энергии разрушения G_F (см. раздел 8), то, учитывая, что при прочности примерно 115 МПа отмечается экстремум функции $R = f(G_F)$, к особо высокопрочным следует отнести бетон с пределом прочности более 120 МПа, поскольку у такого бетона меняется характер разрушения при сжатии (бетон становится весьма хрупким). Если проследить развитие технологии бетона (рис. 12.2), то можно отметить, наряду с ростом объемов применения бетона, резкое увеличение роста предела прочности бетона после 70-х годов 20 века за счет использования высокопрочных цементов и заполнителей с минимально возможной величиной В/Ц в сочетании с тщательным перемешиванием бетонной смеси, а также применения:

- микрокремнезема – химически активного тонкодисперсного (до 20 000 см²/г) SiO₂, повышающего прочность бетона до 25 % за счет повышения сцепления заполнителя с цементным камнем;
- эффективных супер и гиперпластификаторов нового поколения, в т.ч. на основе поликарбоксилатов, повышающих предел прочности бетона за счет снижения водосодержания бетонной смеси равной подвижности до 40%;
- микроволокон, повышающих предел прочности бетона за счет эффекта объемного дисперсного армирования;
- ВНВ – вяжущих низкой водопотребности.

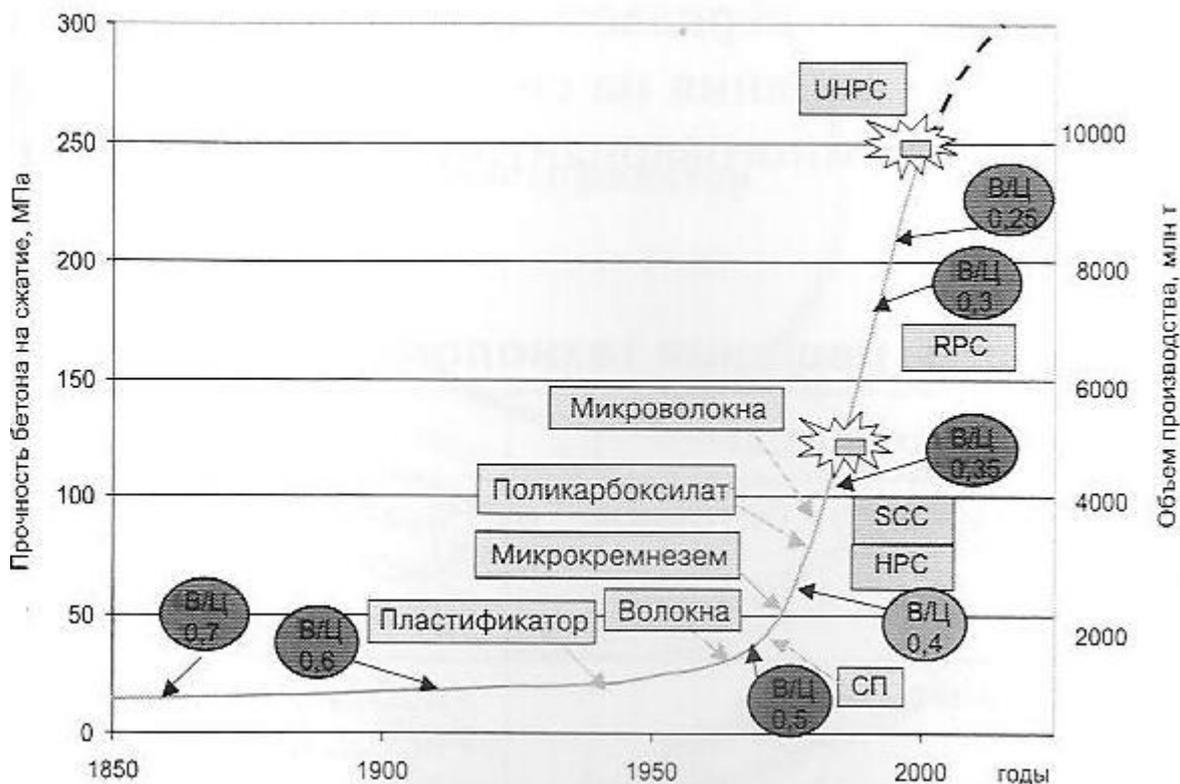


Рис. 12.2 Схема развития технологии бетона (по Л. Чарнецки)

СП – суперпластификатор; НРС – высококачественный бетон (high performance concrete); SCC - самоуплотняющийся бетон self compacting concrete); RPC – высокопрочный бетон с тонкодисперсным активным наполнителем (reactive powder concrete); UHSC- особо высокопрочный бетон (ultra high strength concrete)

Объем применения высокопрочных бетонов (В 80 и выше) в России превысил, по некоторым данным, 200 тыс. м³. Свойства высокопрочных бетонов на плотных заполнителях в целом подчиняются общим закономерностям, представленным в соответствующих разделах. В табл. 12.1.

Таблица 12.1

Значения основных прочностных и деформационных характеристик бетонов классов В 70 – В 120 (рекомендуемые)

Показатель	Класс бетона В
------------	----------------

	70	80	90	100	110	120
$R_{b, n}$, МПа	45	50	59	65	75	83
$R_{bt, n}$, МПа	2,9	3,25	3,5	3,75	4,0	4,25
$E_{b, n}$, ГПа	41,5	42,5	44	45,5	47	48,5
$C_0 \cdot 10^5$, МПа ⁻¹	3,5	3,1	2,7	2,5	2,3	2,1
φ^*	1,45	1,3	1,2	1,15	1,1	1,0

Примечание: * - при влажности среды 60 – 75%

Усадка высокопрочных бетонов может составлять от 13 до 20% величины базовой усадки цементного камня (в зависимости от вида цемента его базовая усадка составляет примерно 1,5 – 3,5 мм/м). При применении суперпластификаторов возможно увеличение усадки бетона примерно в 1,3 – 1,7 раза. Для высокопрочных бетонов важную роль играет контракционная усадка, которая наиболее интенсивно развивается в первые 2 – 5 сут. твердения, достигает значительных величин и может привести к раннему трещинообразованию.

Необходимо отметить, что с повышением предела прочности бетона в определенных пределах повышается эффективность использования цемента, т.е. снижается показатель удельного расхода цемента C/R , кг/МПа (рис. 12.3).

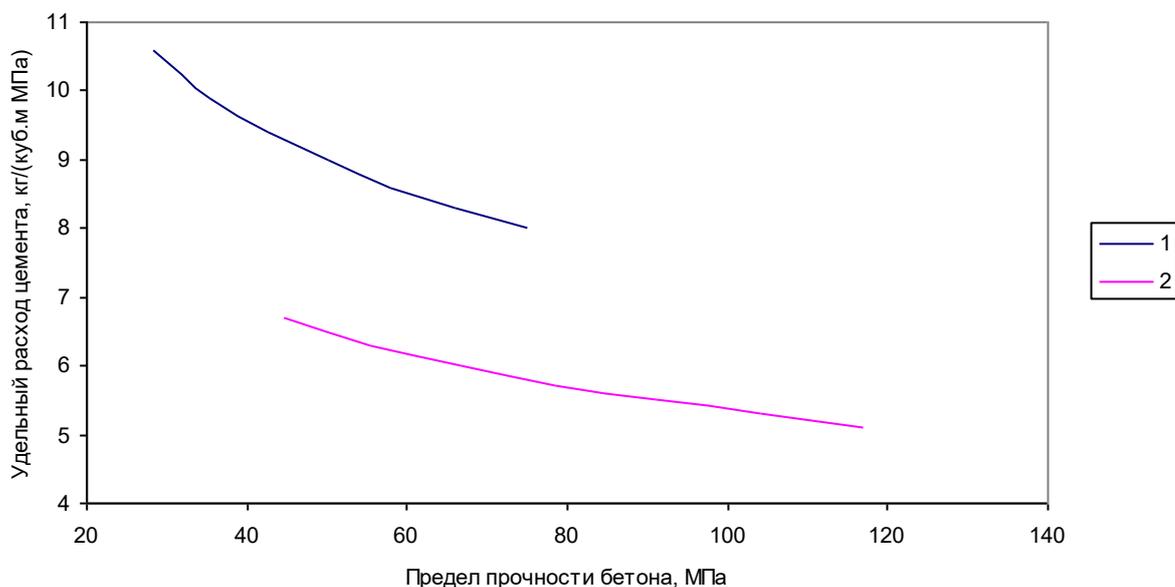


Рис. 12.3 Зависимость показателя удельного расхода цемента от предела прочности бетона

1 – материалы низкого качества; 2 – материалы высокого качества.

При оценке экономической эффективности высокопрочных бетонов необходимо иметь в виду, что стоимость высокопрочных бетонов превышает стоимость бетона класса В 40, поэтому экономический эффект возможен за счет полного использования свойств высокопрочного бетона в тех конструкциях, где его применение целесообразно, прежде всего колонны (табл. 12.2).

Таблица 12.2

Эффективность применения высокопрочных бетонов в колоннах

Параметры колонны под нагрузку 850 т, высота 4.2 м			
Класс бетона	Сечение колонны	Коэффициент армирования (рабочая арматура)	Стоимость относительная
В 40	600 х 600 мм	0.016	1
В 80	500 х 500 мм	0.003	0.63
В 100	400 х 400 мм	0.003	0.595

13. Самоуплотняющиеся бетоны

Самоуплотняющиеся бетонные смеси (в дальнейшем SCC – self compacting concrete) позволяют осуществлять бетонирование практически любых, в т.ч. густоармированных, конструкций с высокой интенсивностью при минимальных трудозатратах за счет отказа от уплотнения, обеспечивая высокое качество поверхности после распалубки, поэтому в последнее время все шире используются при возведении уникальных объектов. Согласно EN 206 - 1 удобоукладываемость 6 классов подвижных бетонных смесей (flow classes F 1 – F 6) характеризуется диаметром D расплыва стандартного конуса из бетонной смеси соответственно от менее 340 до более 630 мм. Европейские Правила предусматривают три класса SCC по удобоукладываемости: SF 1 с диаметром расплыва $D = 550 - 650$ мм, SF 2 $D = 660 - 750$ мм, SF 3 $D = 760 - 850$ мм (табл. 13.1).

Таблица 13.1

Характеристика и области применения SCC

Марка по подвижности	Диаметр расплыва, (О.К.*), мм	Область применения
SF 1	550 – 650 (> 265)	Неармированные или малоармированные бетонные конструкции – плиты перекрытий, трубопроводы, облицовки туннелей, фундаменты
SF 2	660 – 750 (> 275)	Большинство обычных сооружений – колонны, стены.
SF 3	760 – 850 (> 285)	Вертикальные элементы, густоармированные конструкции сложных форм, торкретирование

Примечание: * - ориентировочно

Диаметр расплыва стандартного бетонного конуса D определяется количеством вяжущего теста ($Ц+В+Н$, где $Н$ – минеральный наполнитель с размером частиц менее 0,16 мм) и его «текучестью», которая зависит от $K_{нг}$, численно равного отношению «истинного» $В/Ц$ к величине нормальной плотности цемента, а также свойств суперпластификатора (СП).

В табл. 13.2 приведены данные о некоторых необходимых условиях организации структуры бетона для получения SCC с требуемой величиной D . Ключевыми факторами являются: объемная концентрация заполнителя, значение коэффициента «а», и величина предельного напряжения сдвига цементного теста τ_0 .

Таблица 13.2

Параметры бетонных смесей различных классов текучести

Класс SCC	Требуемое значение предельного напряжения сдвига цементного теста при:			
	$V = 0,55;$ $a=2,1$	$V= 0,55;$ $a=2,6$	$V = 0,62;$ $a=2,1$	$V=0,62; a=2,6$
SF 1	14	10,7	12	8,9
SF 2	10	7,7	8,7	-
SF 3	7,6	-	-	-

Для самоуплотняющихся бетонных смесей величина О.К. ориентировочно должна составлять не менее 26 см. Для оценки реологической активности СП в сочетании с конкретным цементом можно использовать величину предельного напряжения сдвига суспензии цементного теста

$$\tau_0 = \frac{hd^2}{kD^2} \rho, \quad (13.2)$$

где h, d – соответственно высота и диаметр, м, минивискозиметра Суттарда – прибора, используемого для контроля текучести наливных полов при производстве и применении сухих строительных смесей;

D – диаметр расплыва цементной суспензии, м;

$k = 2$,

ρ – средняя плотность цементной суспензии, кг/м^3 .

Диаметр расплыва конуса D бетонной смеси может быть определен как

$$D_{BC} = \sqrt{\frac{140000}{[\tau_0]_{BC}}}, \text{ см}, \quad (13.3)$$

где значение величины $[\tau_0]_{BC}$ составляет

$$[\tau_0]_{BC} = [\tau_0]_{ЦТ} e^{2,5V} / K_{НГ}, \quad (13.4)$$

где

$[\tau_0]_{ЦТ}$ – предельное напряжение сдвига цементной суспензии по ф. (13.2);

V – относительная концентрация заполнителей;

$$K_{НГ} = V_{\Phi} / ((W_{Ц} \cdot Ц + W_{П} \cdot П + W_{Н} \cdot Н + W_{Щ} \cdot Щ) \cdot k_{SP}), \quad (13.5)$$

где

V_{Φ} – фактический расход воды в составе бетонной смеси, л/м^3 ;

$W_{Ц}; W_{П}; W_{Н}; W_{Щ}$ – соответственно водопотребность цемента (0,24 – 0,28), песка (0,04 – 0,08), наполнителя (0,15 – 0,2), щебня (0,02 – 0,04);

$Ц; П; Н; Щ$ – соответственно расход цемента, песка, наполнителя, щебня, кг/м^3 ;

k_{SP} – коэффициент, учитывающий влияние суперпластификатора на водопотребность бетонной смеси (0,7 – 0,85).

Исследование текучести цементных суспензий позволяет легко определить рациональную дозировку СП (ГП) для конкретного цемента (рис. 13.1). Под рациональной подразумевается дозировка, превышение которой характеризуется снижением эффекта повышения текучести. Кроме того, работа с цементными суспензиями позволяет легко выявить предельную дозировку с точки зрения расслоения смеси (водоотделения) при сочетании различных цементах и суперпластификаторов (табл. 13.3).

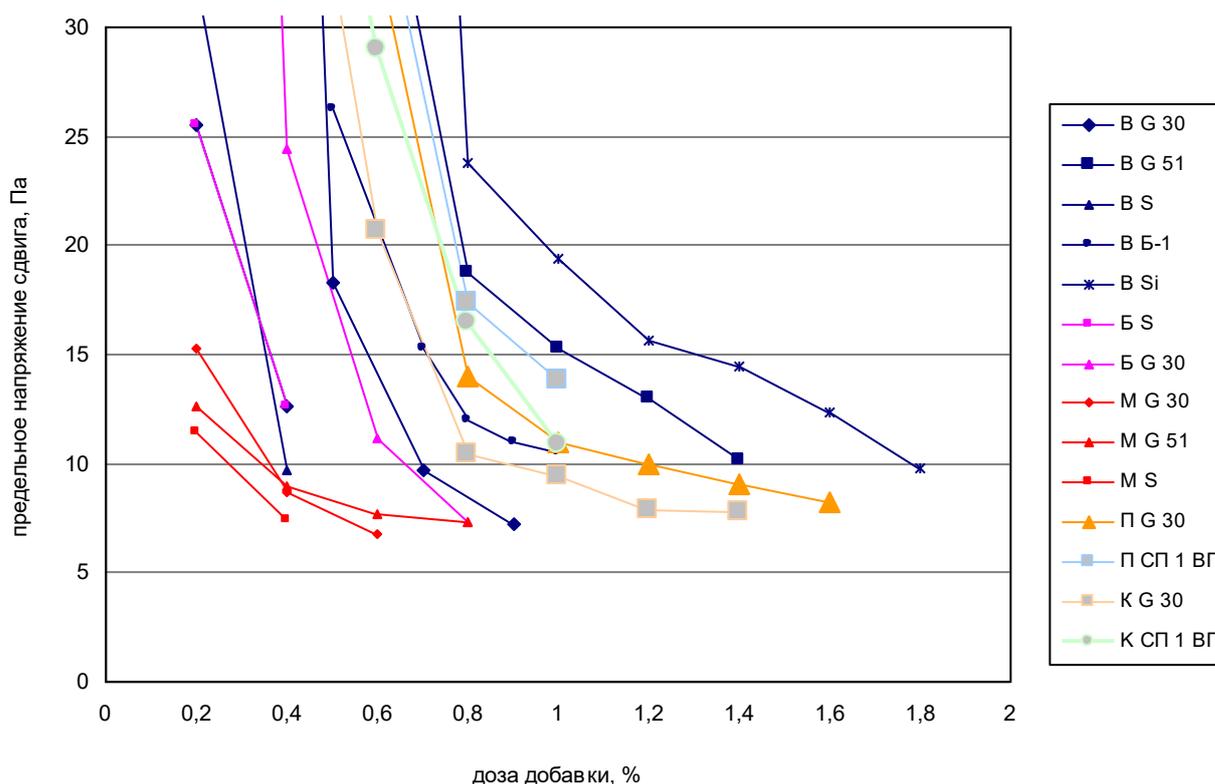


Рис. 13.1 Влияние вида и дозы СП, вида цемента на предельное напряжение сдвига цементного теста

В, М, Б, П, К – соответственно цементы Вольский, Мальцовский, Белгородский, «Пролетарий», «Кавказцемент»; добавки: Б – 1 (Бином-1), S (Structuro

530), G 30 (Glenium 30), G 51 (Glenium 51), Si (Sika), СП 1 ВП (суперпластификатор СП 1 ВП)

Таблица 13.3

Влияние вида и дозы добавки на предельное напряжение сдвига цементного теста различных цементов

Цемент	Предельное напряжение сдвига, Па, при использовании СП (% Ц*)					
	Structuro 530	Glenium 51	Glenium 30	Sika	Бином-1	СП 1 ВП
Вольский (1)	7,7 (0,6)	14,8 (1,0)	-	14 (1,4)	-	
Вольский (2)	7,5 (0,6)	15,3 (1,0)	7,3 (0,9)	14,5 (1,4)	10,5 (1,0)	
Белгородский	12,6 (0,4)	-	7,3 (0,8)	-	-	
Мальцовский	7,4 (0,4)	7,3 (0,8)	6,8 (0,6)	9,6 (1,0)	8,3 (1,0)	
Себряковский	9,7 (0,4)	8,7 (0,6)	8,3 (0,6)	11,2 (1,4)	18,3 (1,0)	
«Пролетарий» (1)	8,3 (0,6)	9,5 (1,0)	-	10,9 (1,4)	-	
«Пролетарий» (2)			11,0 (1,0)	16,5 (1,4)	29,0 (1,0)	13,8 (1,0)
«Кавказ-цемент»			11,0 (1,0)	17,0 (1,6)	17,4 (1,0)	11,0 (1,0)

Примечание: * максимальная доза добавки перед расслоением суспензии

Ф. (13.3, 13.4) позволяют с достаточной для практических целей точностью определить диаметр расплыва D конуса бетонной смеси (табл. 13.4).

Таблица 13.4

Сравнение расчетных и экспериментальных величин D бетонной смеси

№	СП	V	$[\tau_0]_{\text{цт}}$, Па	$D_{\text{БС, факт}}$, см	$D_{\text{БС, расчет}}$, см, при
1	СП - 1	0,61	13,4	46	48 (3,7%)
2	СП - 1	0,56	10,2	58	58 (0,3%)
3	Melment F 10	0,604	11,7	56	51 (-8,2%)
4	Structuro 530	0,58	8,7	65	61 (-5,5%)
5	Structuro 530	0,63	8,7	62	58 (-6,9%)

6	Sika ViscoCrete 3	0,614	7,5	64	63 (-0,9%)
7	Glenium 30	0,51	7,25	66	70 (5,9%)
8		0,525		61	67 (9,3%)
9		0,52		65	67 (2,7%)
10		0,545		60	62 (4%)
11		0,51		62	72 (15,7%)
12		0,505		65	65 (0%)

Примечание: *в скобках – величина относительной погрешности.

Влияние наполнения цементного теста тонкомолотой минеральной добавкой, а также влияние величины П/Ц на текучесть смесей индивидуальна для системы «Ц+Н+СП (ГП)» (некоторые результаты представлены на рис. 13.3), то степень наполнения (соотношение Н/Ц), целесообразно определять экспериментально в каждом конкретном случае.

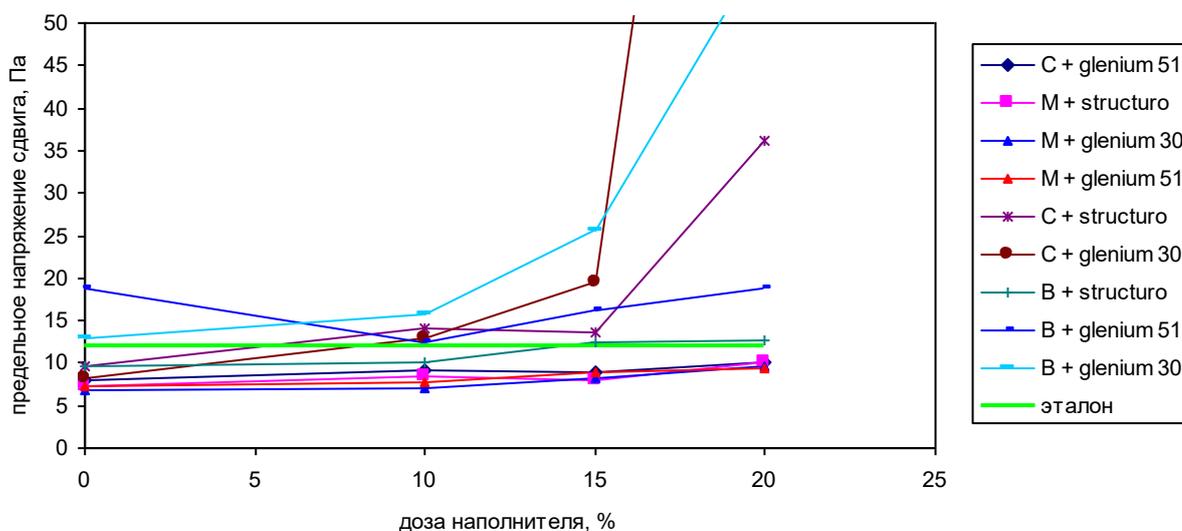


Рис. 13.3 Влияние количества наполнителя, вида цемента и СП на предельное напряжение сдвига суспензии (эталон не содержит суперпластификатора)

Влияние соотношения П/Ц (как функции концентрации цементного теста) на текучесть смеси (рис. 13.4) при снижении концентрации цементного теста ниже 0,58 (что соответствует соотношению П/Ц = 1,4) проявляется в резком повышении предельного напряжения сдвига, т.е. снижение текучести.

Это обусловлено, вероятно, влиянием уменьшения толщины оболочек цементного теста ниже некоторого предела на повышение напряжения сдвига. Полученный результат позволяет сформулировать важный для практики вывод о нецелесообразности использования структур SCC с соотношением $\Pi/(\text{Ц}+\text{Н}) > 1,4$.

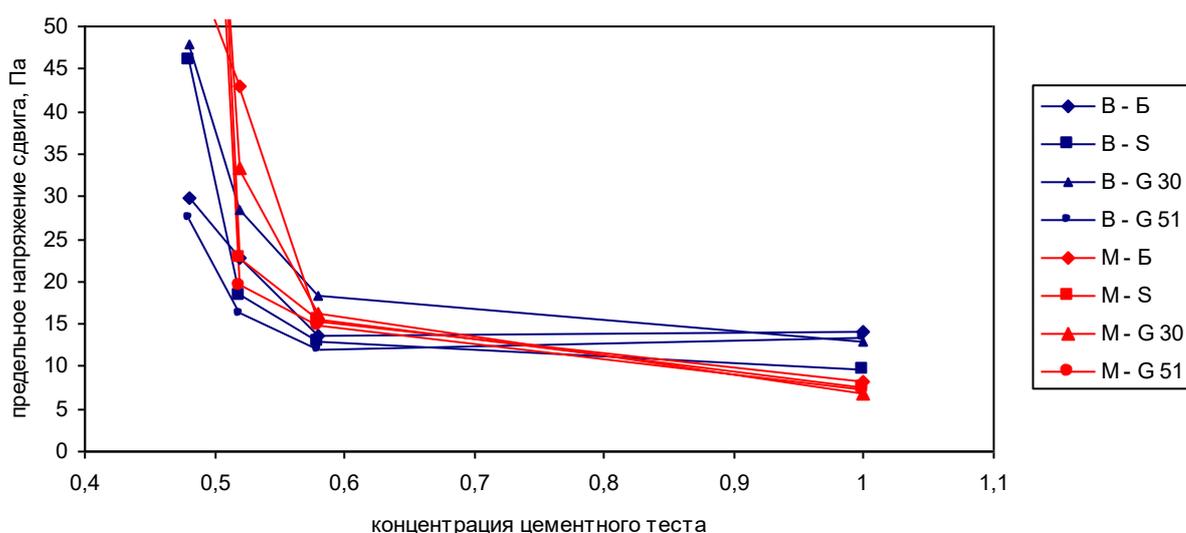


Рис. 13.4 Влияние концентрации цементного теста на предельное напряжение сдвига смеси

В, М – соответственно цементы Вольский и Мальцовский; Б, S, G 30, G 51 – соответственно СП Бином – 1, Structuro 530, Glenium 30, Glenium 51

Состав самоуплотняющихся бетонов (SCC) должен удовлетворять следующим требованиям: $\text{Ц}+\text{Н} = 380 - 600 \text{ кг/м}^3$; $\text{М} = 730 - 970 \text{ кг/м}^3$; $\text{К} = 750 - 1000 \text{ кг/м}^3$ (Ц, Н, М, К – расход цемента, наполнителя, мелкого заполнителя, крупного заполнителя), т.е концентрация как мелкого, так и крупного заполнителя составляет примерно 0,28 – 0,37, а соотношение $\Pi/\text{Ц}$ изменяется в пределах от 1,2 до 2,5. Используя метод абсолютных объемов и принимая, что средняя плотность бетонной смеси составляет 2400 кг/м^3 , а объем вовлеченного воздуха – 2%, для SCC можно записать

$$B + Ц + H + П + Щ = \rho_{BC} = 2400, \quad (13.5)$$

или

$$Ц(1 + \frac{B}{Ц} + a + c + p) = \rho_{BC} = 2400, \quad (13.6)$$

$$\frac{Ц}{\rho_{Ц}} + B + \frac{H}{\rho_H} + \frac{П}{\rho_P} + \frac{Щ}{\rho_{Щ}} + BB = 1000, \quad (13.7)$$

или

$$Ц(\frac{1}{\rho_{Ц}} + \frac{B}{Ц} + \frac{a}{\rho_H} + \frac{c}{\rho_P} + \frac{p}{\rho_{Щ}}) = 1000 - BB = 980. \quad (13.8)$$

При суммарной концентрации заполнителей не более 0,55 обеспечиваются более благоприятные условия для текучести бетонной смеси, следовательно, для заполнителей

$$\frac{cЦ}{\rho_P} + \frac{pЦ}{\rho_{Щ}} < 550, \quad (13.9)$$

и для вяжущего теста

$$Ц(\frac{1}{\rho_{Ц}} + \frac{a}{\rho_H} + \frac{B}{Ц}) > 430, \quad (13.10)$$

где

$B, Ц, H, П, Щ$ – соответственно расход воды, цемента, наполнителя, мелкого заполнителя (песка) и крупного заполнителя (щебня), кг/м³;

$a = \frac{H}{Ц}; c = \frac{П}{Ц}; p = \frac{Щ}{Ц}; \rho_{Ц}; \rho_H; \rho_P; \rho_{Щ}$ - соответственно истинная плотность цемента, наполнителя, песка, плотность щебня в куске.

Таким образом, для системы из 4 уравнений (13.2, 13.4, 13.5, 13.6) имеем 5 неизвестных ($Ц, \frac{B}{Ц}, a, c, p$). Пятое уравнение представляет зависимость предела прочности бетона от $\frac{B}{Ц}$ (13.7). Проектирование состава SCC по кри-

терию прочности целесообразно вести с учетом влияния супер (СП) или гиперпластификатора (ГП) как на возможное изменение водосодержания смеси, а, следовательно, и величину В/Ц, так и на формирование прочности цементного камня (бетона – $k_{R,SP}$). Кроме того, при использовании микрокремнезема в качестве наполнителя необходимо учитывать его влияние на повышение предела прочности бетона (k_{SF})

$$R = k_{SF} k_{R,SP} \frac{aR_{Ц}}{\left(\frac{B}{Ц}\right)^X}, \quad (13.7)$$

где значение k_{SF} составляет 1,1 – 1,3 в зависимости от дозы микрокремнезема, свойств цемента и заполнителя, а значение $k_{R,SP}$ определяется для конкретной пары «цемент – СП (ГП)» и может изменяться в достаточно широком диапазоне (табл. 13.5). Это зависит от индивидуальной совместимости системы «цемент – СП (ГП)». Влияние СП (ГП) на формирование прочности цементного камня обусловлено как возможным избыточным воздухововлечением, поскольку 1% вовлеченного воздуха, как известно, снижает предел прочности примерно на 4%, так и влиянием СП (ГП) на процессы гидратации и структурообразование цементного камня. При чрезмерном воздухововлечении в бетонную смесь целесообразно использовать добавки, подавляющие этот процесс. Решающим фактором является влияние СП (ГП) на процесс гидратации. Для постоянной пары «цемент – СП» величина $k_{R,SP}$ является достаточно стабильной. В табл. 13.5 представлены значения $k_{R,SP}$ для некоторых СП (ГП) и цементов. Возможным влиянием добавок на формирование прочности бетона, вероятно, объясняется, помимо таких факторов, как активность цемента и качество заполнителей, значительный разброс значений прочности при постоянной величине В/Ц (рис. 13.5).

Таблица 13.5

Значение $k_{R,SP}$ в ф. (13.7)

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3 (СП – 1)	Melment F 10	Flux-1	Structuro 530	Glenium 30	Glenium 51	Бином – 1
«Пролетарий»	0,84 – 1,14	0,87 – 1,14	0,74	0,86 – 0,99	-	1,0	-
«Осколцемент»	0,85 – 1,15	0,91 – 1,16	0,81 – 1,0	-	-	-	-
«Октябрь»	-	0,93 – 1,2	-	-	-	-	-
Белгородский	-	-	-	1,0	0,93	-	-
Вольский	-	-	-	1,05	1,01	1,07	0,55
Мальцовский	-	-	-	0,94	0,9	0,76	0,5
Себряковский	-	-	-	0,9	1,07	1,18	0,69

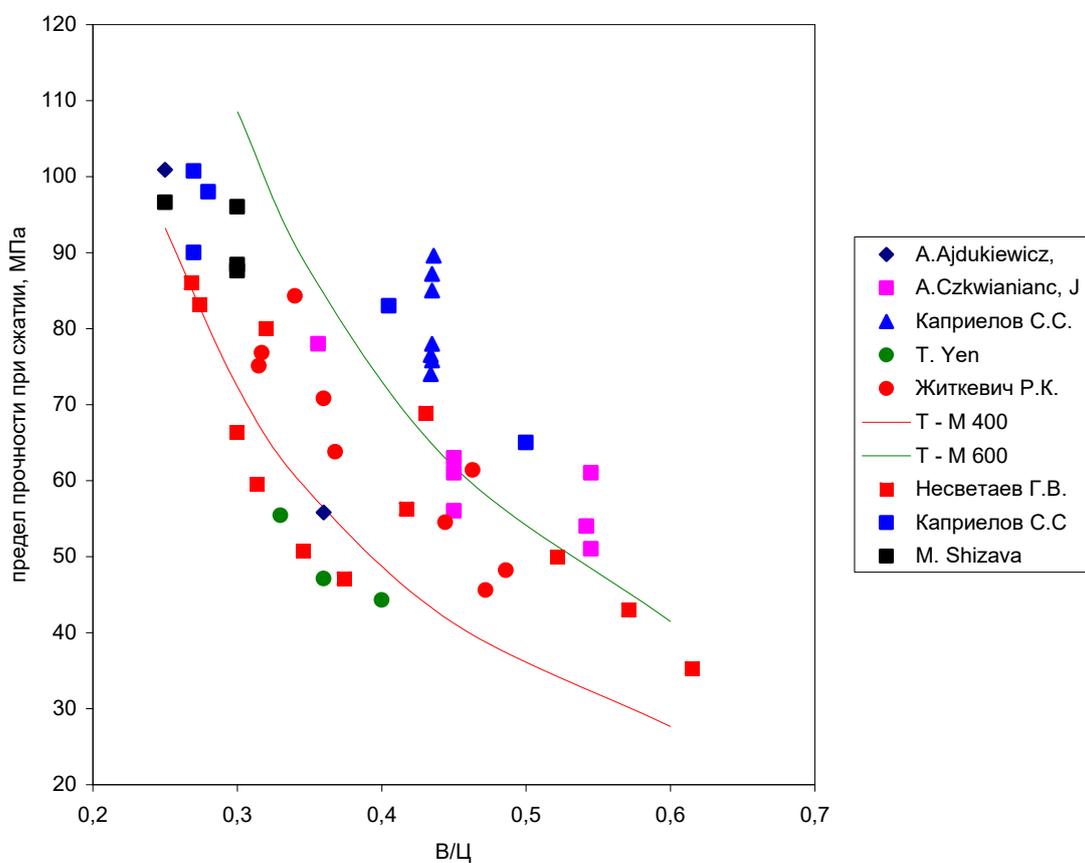


Рис. 13.5 Зависимость предела прочности SCC от величины В/Ц по данным [5 – 10]; Т – М 400; Т – М 600 – по формуле

$$R_B = \frac{0,36R_{Ц}}{\left(\frac{B}{Ц}\right)^{1,3885}} \text{ при } R_{Ц} = 41 \text{ МПа и } 60,2 \text{ МПа соответственно}$$

Таким образом, определив величину $\frac{B}{Ц}$ из (13.7), и решая совместно уравнения (13.2, 13.4, 13.5, 13.6), получим состав бетона. Отметим, что некоторые величины (a, c, p) могут быть заданы «волевым» решением. Так, целесообразно принимать следующий диапазон величин:

$$a = \frac{H}{Ц} = 0,15 \dots 0,25; c = \frac{П}{Ц} = 1 \dots 1,4; p = \frac{Щ}{Ц} = 1,25 \dots 2. \quad (13.8)$$

Предварительно водосодержание бетонной смеси можно определить по формуле

$$B_0 = (W_{Ц}Ц + W_{H}H + W_{П}П + W_{Щ}Щ)k_{SP}, \quad (13.9)$$

где

B_0 – расход воды в составе бетонной смеси, л/м³;

$W_{Ц}$; $W_{П}$; W_{H} ; $W_{Щ}$ – соответственно водопотребность цемента (0,24 – 0,28), песка (0,04 – 0,08), наполнителя (0,15 – 0,3), щебня (0,02 – 0,04);

$Ц$; $П$; H ; $Щ$ – соответственно расход цемента, песка, наполнителя, щебня, кг/м³;

k_{SP} – коэффициент, учитывающий влияние суперпластификатора на водопотребность бетонной смеси (0,7 – 0,85).

Далее, с учетом текучести конкретного цемента в сочетании с конкретным СП (ГП) [4] определяется расчетное водосодержание бетонной смеси.

Справедливость применения ф. (13.7) для SCC подтверждается результатами, представленными на рис. 13.5, 13.6.

Предел призмной прочности SCC составляет 78 – 86 % кубиковой.

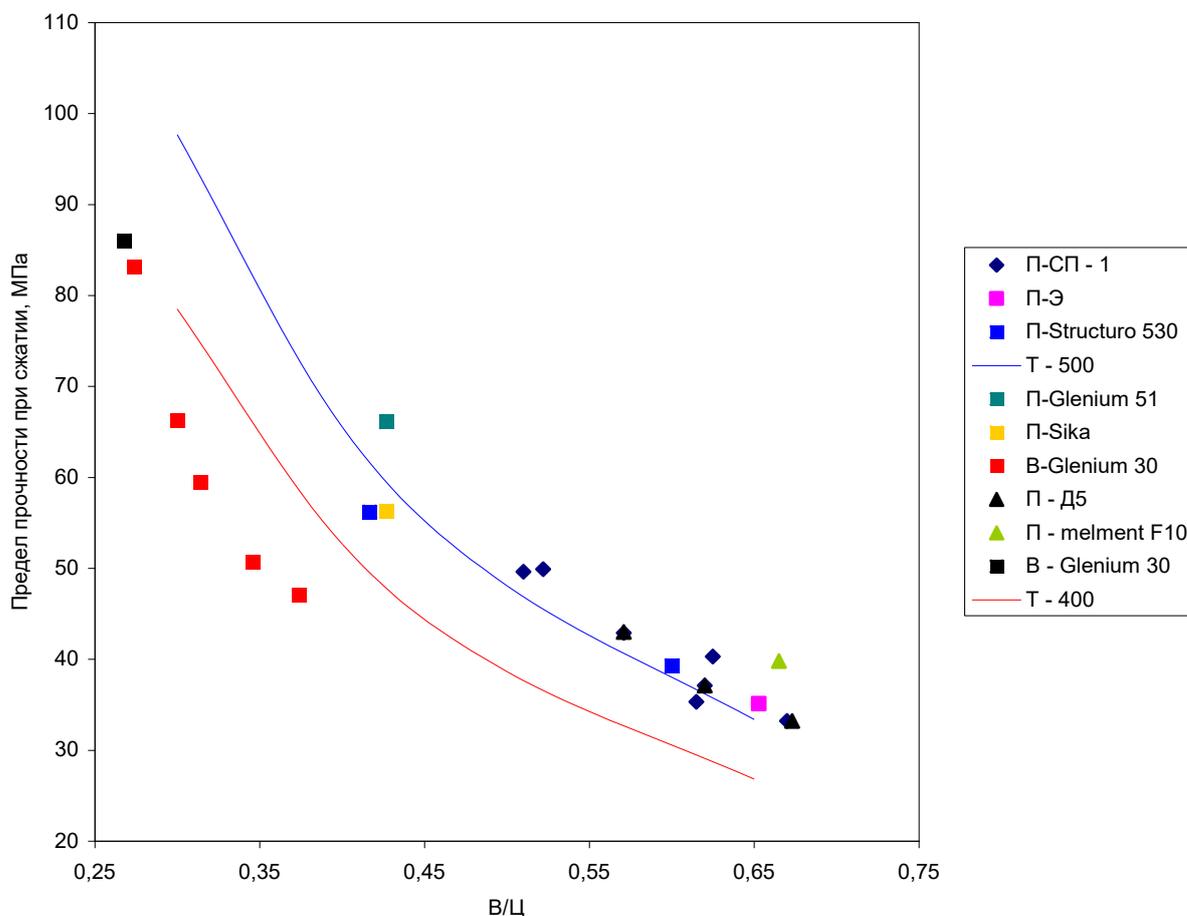


Рис. 13.6 Зависимость предела прочности SCC от величины В/Ц, вида цемента и добавки

П, В – соответственно цементы: «Пролетарий», «Вольскцемент»;

Т – по формуле $R_B = \frac{0,36R_{Ц}}{\left(\frac{B}{Ц}\right)^{1,3885}}$, где $R_{Ц}$ – активность цемента, МПа, (Т – 500; Т -

400 – соответственно для цементов М 500 и М 400)

Применение СП, независимо от его вида, не оказывает влияния на соотношение предела прочности при изгибе (растяжении) и сжатии во все сроки твердения (рис. 13.7). Независимое от возраста бетона и вида цемента и добавок соотношение пределов прочности при изгибе и сжатии позволяет

осуществить нормирование предела прочности при растяжении для расчета конструкций по общепринятым принципам.

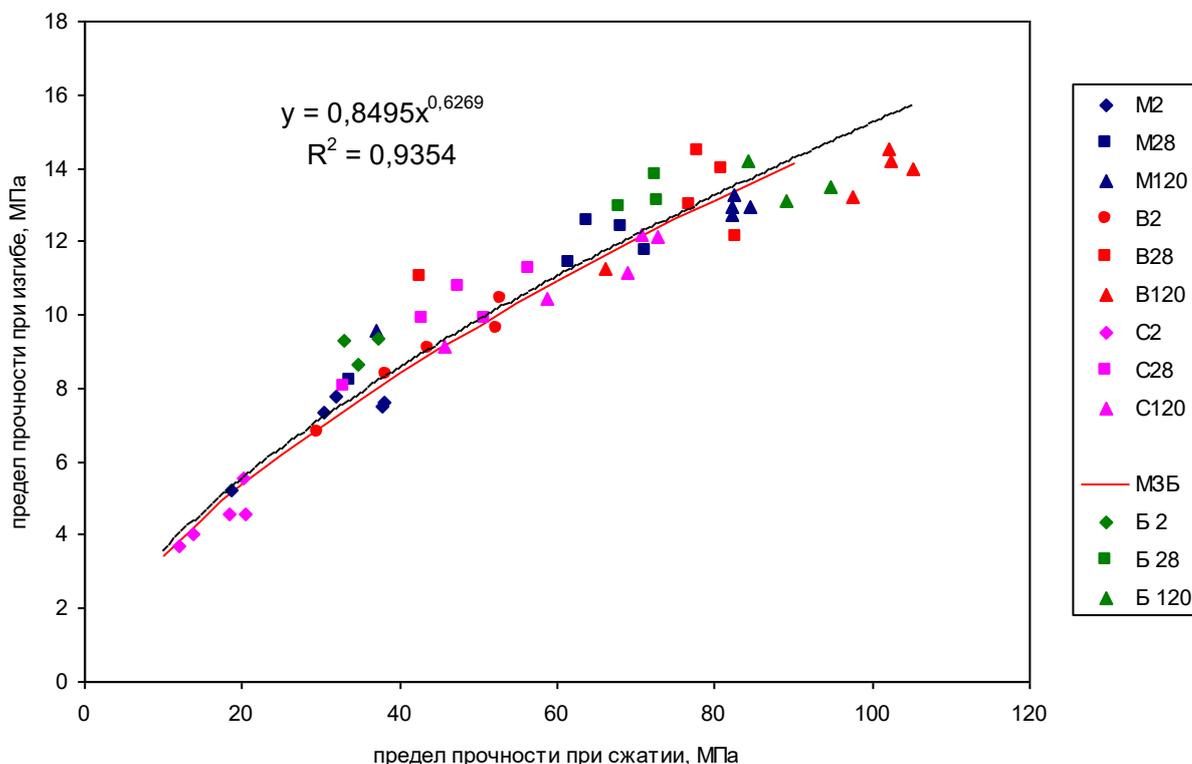


Рис. 13.7 Соотношение предела прочности при сжатии и изгибе мелкозернистых бетонов (МЗБ)

М,В,С,Б – соответственно цементы: Мальцовский, Вольский, Себряковский, Белгородский;

2; 28; 120 – возраст бетона в момент испытаний, сут;

МЗБ – зависимость $R_f = 0,784R^{0,643}$ по результатам испытаний 36 серий МЗБ в 2006 г. на цементах «Пролетарий» и «Осколцемент» с добавками СП-1, melment F 10 и др.

Предел прочности при осевом растяжении может быть определен по формуле

$$R_t = 0,3R^{0,6} \quad (13.10)$$

Влияние СП на кинетику прочности индивидуально для пары «цемент – СП (ГП)» (рис. 13.8). Как известно, изменение предела прочности бетона во времени может быть описано зависимостью

$$R_t = R_{28} \exp\left(k\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right), \quad (13.11)$$

в которой значение коэффициента k определяется типом цемента по кинетике твердения (0,2 – быстротвердеющий, $R_2/R_{28} > 0,5$; $R_{120}/R_{28} > 1,1$; 0,25 – нормальнотвердеющий, $R_2/R_{28} > 0,35$; $R_{120}/R_{28} > 1,14$; 0,38 – медленнотвердеющий $R_2/R_{28} < 0,35$; $R_{120}/R_{28} > 1,22$), в соответствии с которой могут быть определены значения R_t/R_{28} бетона любого возраста.

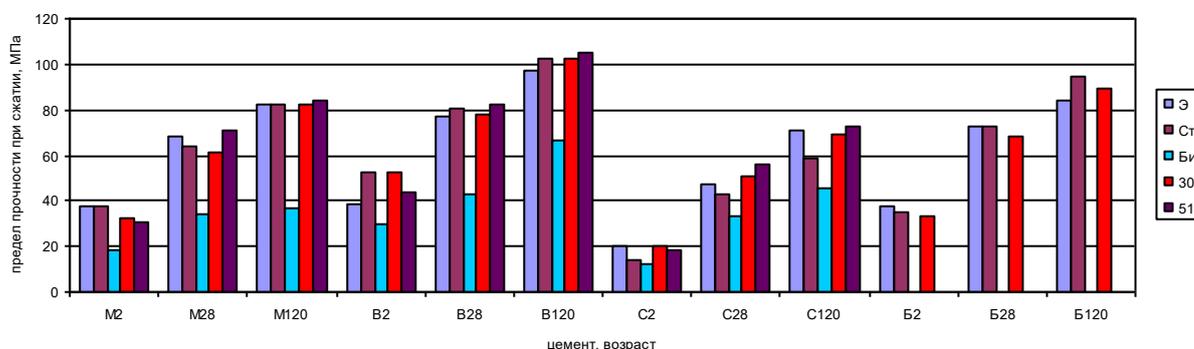


Рис. 13.8 Кинетика прочности бетона в зависимости от вида цемента и СП (ГП)

В связи с влиянием СП (ГП) на кинетику твердения для SCC использование зависимости ф. (13.11) несколько затруднительно, поскольку в этом случае значения коэффициента k существенно зависят от возраста бетона. Представленные в табл. 13.6 данные о соотношении пределов прочности в различные сроки твердения позволяют сделать вывод, что в возрасте 2 сут. предел прочности может превышать 40 и даже 50% проектной, но возможны и более низ-

кие значения в зависимости от индивидуальной совместимости «цемент-добавка».

Таблица 13.6

 Соотношение пределов прочности R_t/R_{28}

СП	Соотношение пределов прочности R_t/R_{28} для цементов							
	Мальцовский		Вольский		Себряковский		Белгородский	
	в возрасте, сут							
	2	120	2	120	2	120	2	120
нет	0,56	1,21	0,5	1,27	0,42	1,49	0,51	1,16
Structuro530	0,59	1,29	0,65	1,27	0,32	1,37	0,48	1,3
Бином - 1	0,55	1,09	0,69	1,55	0,36	1,39	-	-
Glenium 30	0,52	1,34	0,68	1,31	0,4	1,35	0,49	1,31
Glenium 51	0,43	1,19	0,53	1,27	0,33	1,29	-	-

Оценка соотношения пределов прочности цементного камня с добавками к пределу прочности эталона в различные сроки твердения позволяет ответить на вопрос о причине возможного снижения прочности при равном значении В/Ц в присутствии добавок: проявляется ли блокирующее действие добавки на процесс гидратации или снижение прочности связано с дополнительным воздухововлечением. Как следует из данных табл. 13.7 и рис. 13.8, СП (ГП) могут:

- вызывать ускорение твердения в ранний период (например, Вольский ПЦ + Structuro 530 (Glenium 30));
- вызывать некоторое замедление твердения в ранний период с последующей нормализацией темпа твердения (например, Мальцовский ПЦ + Glenium 51; Белгородский ПЦ + Glenium 30 или Structuro 530);
- практически не влиять на кинетику твердения во все сроки (например, Мальцовский ПЦ + Structuro 530);
- блокировать формирование прочности во все сроки твердения (например, Мальцовский ПЦ + Бином – 1).

Такое влияние СП (ГП) на формирование прочности бетона позволяет сделать вывод о том, что в случае снижения прочности цементного камня в присутствии СП (ГП) определяющим фактором является, как правило, влияние добавки на процесс гидратации (структурообразования), снижение прочности вследствие воздухововлечения менее выражено. В благоприятных условиях твердения нарастание прочности в постпроектный период подчиняется известной закономерности ф.(13.11) и в возрасте 120 сут. составляет примерно 120 – 130% проектной прочности.

Таблица 13.7

Соотношение пределов прочности

СП	Соотношение $R_{SP}/R_{Э}^*$ для цементов											
	Мальцовский			Вольский			Себряковский			Белгородский		
	в возрасте, сут											
	2	28	120	2	28	120	2	28	120	2	28	120
Structuro530	0,99	0,94	1,0	1,36	1,05	1,05	0,69	0,9	0,83	0,93	1,0	1,12
Бином - 1	0,49	0,5	0,45	0,77	0,55	0,68	0,6	0,69	0,65	-	-	-
Glenium 30	0,84	0,9	1,0	1,38	1,01	1,05	1,01	1,07	0,97	0,88	0,94	1,06
Glenium 51	0,8	1,05	1,02	1,14	1,07	1,08	0,92	1,18	1,03	-	-	-

Примечание: * - R_{SP} , $R_{Э}$ – соответственно предел прочности бетона с добавкой и без добавки

Деформативные свойства самоуплотняющихся бетонов (SCC), такие как начальный модуль упругости, мера или коэффициент (характеристика) ползучести, усадка будут существенно отличаться от этих показателей у бетонов равных классов, полученных по традиционной технологии из умеренно подвижных смесей с маркой по удобоукладываемости П1, П2. Это отличие обусловлено двумя факторами: отличием макроструктуры (количество цементного камня в структуре SCC выше), и возможным влиянием супер (СП) или гиперпластификаторов (ГП) на указанные выше свойства цементного камня.

Модуль упругости бетона может быть весьма точно определен по формуле (модифицированная модель Хирча)

$$E_0 = \frac{2}{\frac{1}{E_a V_a + E_m V_m + E_{tz} V_{tz}} + \frac{V_a}{E_a} + \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_{tz}}{E_{tz}}}, \quad (13.12)$$

где E_a , E_m и E_{tz} — модуль упругости соответственно заполнителя, матрицы и контактной зоны; V_a , V_m и V_{tz} — относительная объемная концентрация соответственно заполнителя, матрицы и контактной зоны.

Использование ф. (13.12) затруднительно для практического применения, поскольку необходимы значения величин, измерение которых не регламентировано стандартами и требует специального оборудования и высококвалифицированного персонала, поэтому в инженерной практике модуль упругости бетона как функция его прочности определяется, например, по формуле (рис. 13.9)

$$E_0 = k_A k_V k_C k_{SP} k_N \frac{0,05 R_{bn}^2 + 57,2 R_{bn} + 217}{32,8 + R_{bn}}, \quad (13.13)$$

где k_A — коэффициент, учитывающий влияние модуля упругости крупного заполнителя ($k_A = 0,88 - 1,36$);

k_V — коэффициент, учитывающий влияние концентрации крупного заполнителя, $k_V = 0,88 - 0,95$ для концентрации крупного заполнителя, характерной для SCC;

k_C — коэффициент, учитывающий влияние вида цемента на модуль упругости ($0,9 - 1,1$);

k_{SP} — коэффициент, учитывающий влияние СП (ГП) на модуль упругости бетона;

k_N — коэффициент, учитывающий влияние уровня нагружения, при котором определяется модуль упругости (для России $k_N = 1$).

Указанные коэффициенты могут быть получены из ф.(13.12), в частности, влияние СП (ГП) на модуль упругости цементного камня и бетона учитывается коэффициентом

$$k_{SP} = k_{E, ЦК}^{0,5}, \quad (13.14)$$

Значения $k_{E, ЦК}$ для некоторых цементов и СП (ГП) представлены в табл. 13.8.

Таблица 13.8

Значения коэффициента $k_{E, ЦК}$ в ф. (13.14)

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3 (СП – 1)	Melment F 10	Flux-1	Structuro 530	Glenium 30	Glenium 51	Бином - 1
«Пролетарий»	1,07	0,9	0,8	-	-	-	-
«Осколцемент»	1,1	0,92 - 1,1	0,76	-	-	-	-
Белгородский	-	-	-	0,99	0,89	-	-
Вольский	-	-	-	1,02	1,0	0,96	0,93
Мальцовский	-	-	-	0,92	0,95	0,94	0,89
Себряковский	-	-	-	1,07	1,03	1,0	0,94

Таким образом, возможное итоговое снижение модуля упругости SCC в сравнении с равнопрочным бетоном, полученным из бетонной смеси с маркой по удобоукладываемости П 1 (О.К. = 1 – 4 см), в рассматриваемом случае составляет до 23 %. Отметим, что нормы EN 1992 не регламентируют зависимость начального модуля упругости бетона от подвижности бетонной смеси. Не отражена эта зависимость и в СП 52 – 101 – 2003, хотя в некоторых нормативных документах (для гидротехнического бетона) б. СССР нормировалось значение модуля упругости бетона в зависимости от подвижности бетонной смеси. В нормах Беларуси СНБ 5.03.01 – 02 учтено влияние подвижности бетонной смеси на модуль упругости, но только за счет изменения соотношения компонентов макроструктуры «матрица – заполнитель», возможное влияние СП (ГП) не отражено.

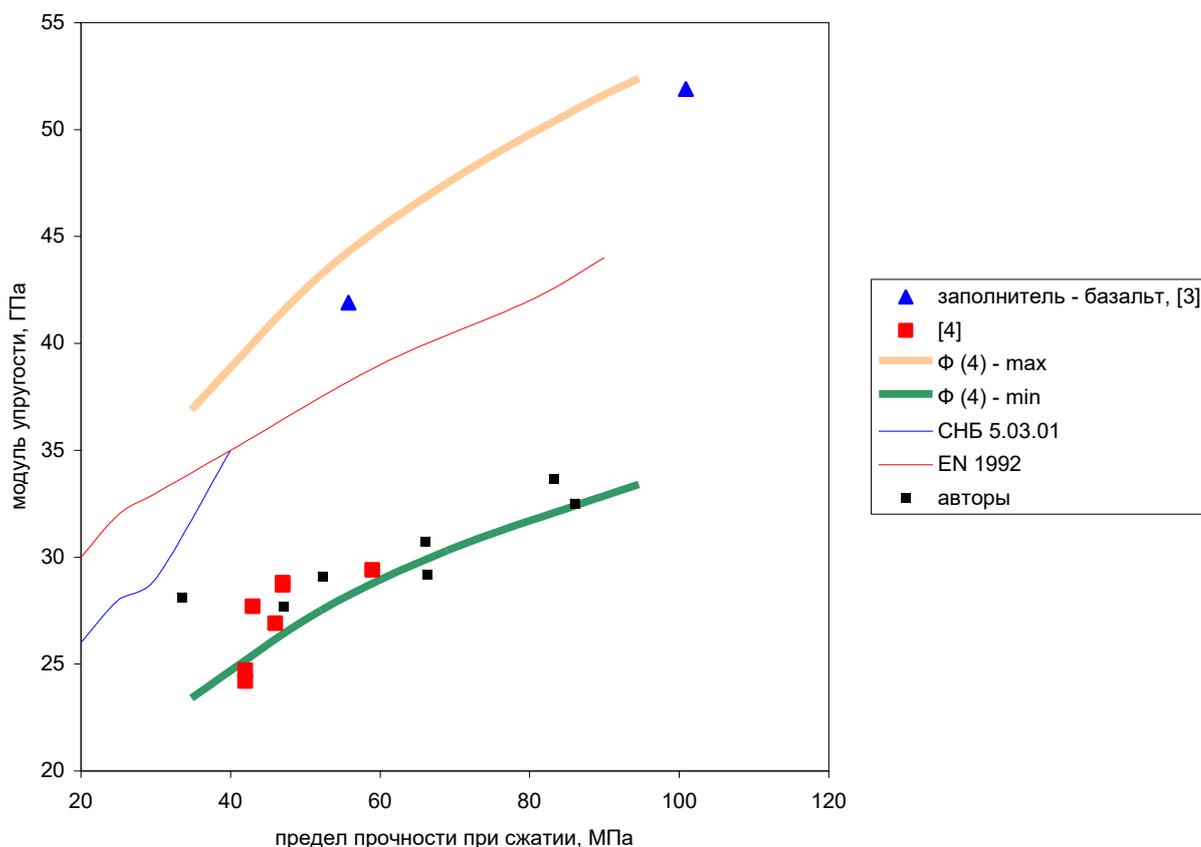


Рис. 13.9 Зависимость модуля упругости бетона от предела прочности при сжатии (авторы – экспериментальные значения)

Мера ползучести бетона как функция его прочности в инженерной практике может быть определена по формуле [6]

$$C_0 = k_{Co,Ц} k_{Co,V} k_{Co,Б} \frac{322}{R^{1,04}} \cdot 10^{-5} \quad (13.15)$$

Эта зависимость учитывает влияние на меру ползучести предела прочности бетона при сжатии, влияние СП (ГП) на ползучесть цементного камня ($k_{Co,Б}$), влияние макроструктуры, т.е. концентрации заполнителей на ползучесть бетона ($k_{Co,V}$) и влияние вида цемента на его ползучесть ($k_{Co,Ц}$). Оценить влияние на меру ползучести бетона всех указанных факторов с достаточно высо-

кой точностью позволяет модель, полученная из модифицированной модели Хирча

$$C_R = 0,5 \left(\frac{1}{\frac{E_k V_k}{1 + \varphi_k} + \frac{E_a V_a}{1 + \varphi_a} + \frac{E_m V_m}{1 + \varphi_m}} + \frac{V_a (1 + \varphi_a)}{E_a} + \frac{V_k (1 + \varphi_k)}{E_k} + \frac{V_m (1 + \varphi_m)}{E_m} - \frac{1}{E_0} \right), \quad (13.16)$$

E_0 — начальный модуль упругости бетона; V_a , V_m , V_k — объемная концентрация соответственно крупного заполнителя, растворной составляющей и контактной зоны; E_a , E_m , E_k — модуль упругости соответственно крупного заполнителя, растворной составляющей и контактной зоны; φ_a , φ_m , φ_k — характеристика ползучести соответственно крупного заполнителя, растворной составляющей и контактной зоны.

Зависимость ф. (13.16) затруднительна для практического применения, в связи с чем целесообразно в инженерной практике использовать ф. (13.15), а значения коэффициентов для нее могут быть получены из ф. (13.16), в частности, значение коэффициента $k_{Co,Б}$, определяющего степень влияния СП (ГП) на меру ползучести бетона через меру ползучести цементного камня

$$k_{Co,Б} = k_{Co,ЦК}^{0,8}. \quad (13.17)$$

Значения $k_{Co,ЦК}$ для некоторых цементов и СП представлены в табл. 13.9.

Таблица 13.9

 Значения коэффициента $k_{Co, ЦК}$

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3 (СП – 1)	Melment F 10	Flux- 1	Structuro 530	Glenium 30	Glenium 51	Бином - 1
«Пролетарий»	3,2	2,57	3,57	-	-	-	-
Белгородский	-	-	-	0,56	1,11	-	-
Вольский	-	-	-	0,2	0,9	1,6	0,43
Мальцовский	-	-	-	2,1	7,8	3,3	4,1
Себряковский	-	-	-	2,6	3,4	3,2	3,4

Таким образом, величина меры ползучести SCC может отличаться, в сравнении с бетоном равного класса, полученного из умеренно подвижных смесей, до 5 раз (!). В отличие от модуля упругости, мера ползучести SCC значительно в большей степени зависит от влияния СП (ГП) на ползучесть цементного камня и в меньшей – от изменения объемов растворной матрицы и заполнителя в макроструктуре бетона. Если учесть еще влияние вида цемента на ползучесть, то различие может стать еще большим.

Кинетика меры ползучести самоуплотняющихся бетонов при $\tau > 7$ может быть описана формулой (рис. 13.10)

$$C_{0,\tau} = C_{0,180} \exp\left(k\left(1 - \left(\frac{180}{\tau}\right)^{0,545}\right)\right), \quad (13.18)$$

в которой величины $C_{0,180}$ и k определяются видом цемента и СП (ГП). В табл. 13.10 представлены данные, характеризующие зависимость меры и кинетики ползучести цементного камня от вида цемента и СП, позволяющие определить меру ползучести бетона в любом возрасте.

Таблица 13.10

Зависимость меры и кинетики ползучести (k) цементного камня от вида цемента и СП

Цемент	Значения $C_{0,180}$ и (k) при наличии СП				
	нет	Бином - 1	Glenium 30	Glenium 51	Structuro 530
Вольский	15,5 (0,25)	6,7 (0,12)	14,0 (0,38)	25,0 (0,35)	3,0 (0,25)
Мальцовский	8,8 (0,35)	36,0 (0,25)	69,0 (0,4)	29,0 (0,14)	18,5 (0,12)
Себряковский	10,5 (0,29)	36,0 (0,35)	36,0 (0,35)	34,0 (0,52)	27,0 (0,85)
Белгородский	9,0 (0,15)	-	10,0 (0,23)	-	5,0 (0,13)

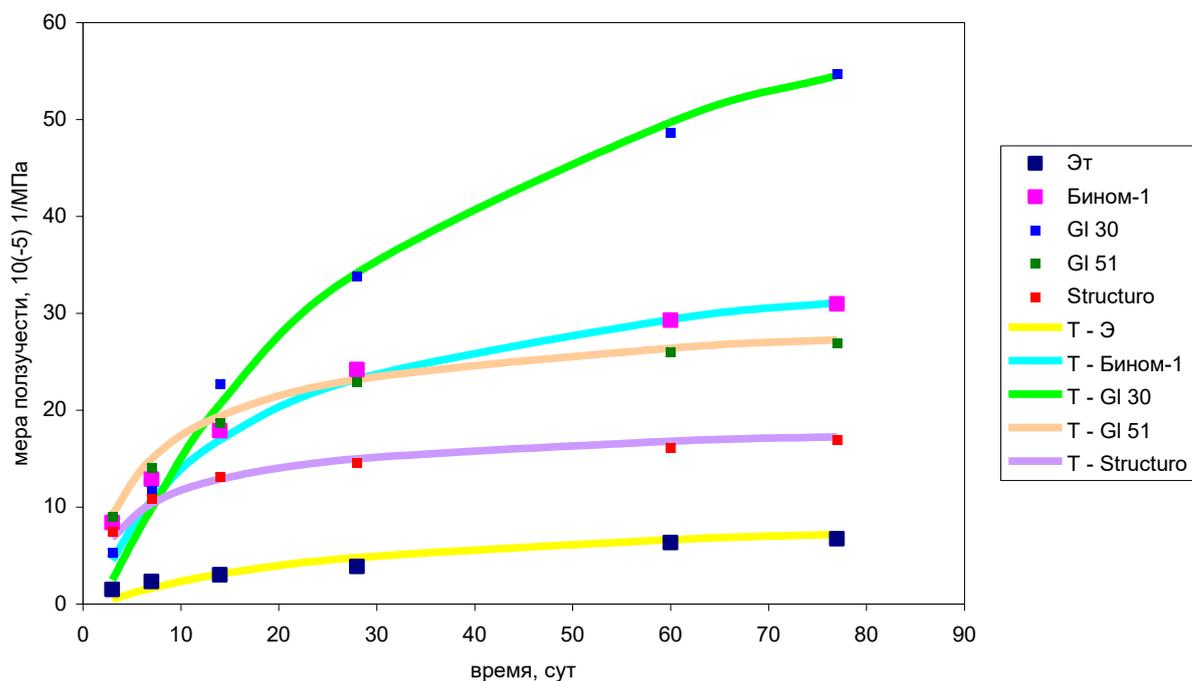


Рис. 13.10 Мера ползучести цементного камня с добавками (Мальцовский ПЦ)

В табл. 13.11 представлены для сравнения данные о модуле упругости и мере ползучести самоуплотняющегося бетона класса В 50 в сравнении с бетоном из умеренно подвижной смеси по нормам России и Беларуси и расчетным значениям по вышеприведенным зависимостям.

Таблица 13.11
Модуль упругости и мера ползучести бетона класса В 50*

Бетон	Нормы				Формулы			
	СП 52 – 101 - 2003		СНБ 5.03.01 - 02		1,7		4,6	
	E_0 , ГПа	C_0 , (10^{-5}) МПа $^{-1}$	E_0 , ГПа	C_0 , (10^{-5}) МПа $^{-1}$	E_0 , ГПа	C_0 , (10^{-5}) МПа $^{-1}$	E_0 , ГПа	C_0 , (10^{-5}) МПа $^{-1}$
Обычный	38	6,3	39	3,4	39	5,06	39	4,26
SCC на ПЦ: Мальцовском	-	-	35	6,5	35,26	6,01	-	-
	-	-	-	-	-	-	28,9 – 32,0**	12,1 – 34,4**
	-	-	-	-	-	-	29,2 –	1,7 –

Вольском							33,1**	8,7**
Себряковском	-	-	-	-	-	-	26,1 – 29,6**	19,2 – 23,8**
Белгородском	-	-	-	-	-	-	31,0 – 35,5**	3,6 – 6,2**

Примечание: * - без учета влияния СП (ГП) на модуль и ползучесть цементного камня;
 ** - в зависимости от вида СП (ГП); модуль упругости и мера ползучести цементного камня Вольского ПЦ условно приняты за единицу при определении коэффициента $k_{E,ЦБ}$ и коэффициента $k_{C_0,Ц}$;

Оценка усадочных деформаций самоуплотняющихся бетонов (SCC) с учетом особенностей их макроструктуры и влияния супер (СП) и гиперпластификаторов (ГП) на усадку цементного камня может быть выполнена по формуле

$$\varepsilon_{SH,B} = k_{SH,ЦК} (1 - V_A)^X \left(2 \frac{B}{Ц} + 0,18 \right) \varepsilon_{SH,ЦК} = k_{SH,ЦК} k \varepsilon_{SH,ЦК}, \quad (13.19)$$

где $\varepsilon_{SH,ЦК}$ – базовая усадка цементного камня;

V_A – объем заполнителя;

X – коэффициент (1,4 – 1,8);

$k_{SH,ЦК}$ - коэффициент, учитывающий влияние СП (ГП) на усадку цементного камня;

$$\frac{B}{Ц} = \left(\frac{B}{Ц} \right)_B - \frac{W_{Щ}Щ}{Ц} - \frac{W_{П}П}{Ц} - \frac{W_{Н}Н}{Ц}, \quad (13.20)$$

где $\left(\frac{B}{Ц} \right)_B$ - водоцементное отношение бетонной смеси;

$W_{Щ}$, $W_{П}$, $W_{Н}$ – соответственно водопотребность крупного заполнителя, мелкого заполнителя, наполнителя;

$Щ$, $П$, $Н$ – соответственно расход крупного заполнителя, мелкого заполнителя, наполнителя, кг/м³.

Значения k в ф. (13.19) составляют примерно 0,13 – 0,16 для жестких бетонных смесей, 0,21 – 0,28 для подвижных и 0,21 – 0,33 для SCC (табл. 13.12). Очевидно, что для SCC повышение усадки может быть обусловлено как за счет изменения макроструктуры бетона, так и за счет влияния СП (ГП) на усадку ($k_{SH,ЦК}$) цементного камня.

Таблица 13.12

Значение коэффициента k в ф. (13.19) в зависимости от марки бетонной смеси по удобоукладываемости и класса бетона

Класс бетона	Значение k для бетонной смеси		
	жесткой	высокоподвижной	самоуплотняющейся
В 20	0,15	0,23	0,33
В 30	0,14	0,21	0,28
В 40	0,135	0,2	0,25
В 50	0,13	0,2	0,22
В 60, В 80	0,13	0,2	0,2

Значения коэффициента $k_{SH,ЦК}$ для некоторых цементов и СП (ГП) приведены в табл. 13.12, а базовые значения усадки некоторых цементов $\epsilon_{SH,ЦК}$ – в табл. 13.13.

Таблица 13.12

Значения коэффициента $k_{SH,ЦК}$

Цемент	Супер (гипер) пластификаторы						
	С – 3 (СП – 1)	Melment F 10	Flux-1	Structuro 530	Glenium 30	Glenium 51	Бином - 1
«Пролетарий»	1,09 – 1,62	1,5 – 2,04	0,84	-	-	-	-
«Октябрь»	1,86	2,33 – 3,2	-	-	-	-	-
«Осколцемент»	1,5	1,3	0,88	-	-	-	-
Белгородский	2,24	-	-	1,05	1,68	-	-

Вольский	2,0	-	-	1,17	-	1,22	1,4
Мальцовский	-	-	-	1,42	0,98	1,2	1,07
Себряковский	1,95	-	-	1,24	1,16	1,36	1,4

Таблица 13.13

Базовые значения усадки цементного камня

Цемент	Величина $\varepsilon_{SH,ЦК}$, мм/м
Белгородский	1,9 – 3,5
«Октябрь» (Новоросцемент)	2,4 – 2,7
«Пролетарий» (Новоросцемент)	2,5 – 3,5
Себряковский	2,5 – 2,6
«Осколцемент»	2,4 – 3,0
Мальцовский	2,25
Вольский	1,95

В итоге повышение усадки при высыхании бетонов SCC равных классов, в сравнении с бетонами из смесей П1 без добавок, возможно более чем в 2 раза. В нормах Беларуси СНБ 5.03.01 – 2002, например, предусмотрен повышающий коэффициент 1,2 при нормировании усадки бетона из высокоподвижных смесей относительно смеси П 2, учитывающий влияние макроструктуры бетона (увеличение объема цементного камня) на величину усадки. Возможное влияние СП (ГП) на усадку бетона не отражено.

Оценка эффективности добавок относительно их влияния на усадку бетона сводится к определению численных значений $k_{SH,SP}$ для конкретного цемента и добавки, что доступно практически любой строительной лаборатории.

Кинетика усадки при высыхании описывается зависимостью

$$\varepsilon_{SH,\tau} = \varepsilon_{SH,120} \exp\left(k\left(1 - \left(\frac{120}{\tau}\right)^{0,545}\right)\right), \quad (13.21)$$

при $\tau > 7$, в которой величина коэффициента k зависит от вида цемента и добавки (табл. 13.14). Присутствие СП может существенно повлиять на кинетику усадочных деформаций (рис. 13.11).

Таблица 13.14

Влияние вида цемента и добавки на величину коэффициента «k» в ф. (13.21)

Цемент	Значение «k»				
	без СП	Glenium 51	Glenium 30	Structuro 530	Бином – 1
Вольский	0,27	0,27		0,27	0,27
Мальцовский	0,25	0,28	0,28	0,57	0,32
Себряковский	0,33	0,33	0,32	0,35	0,32
Белгородский	0,27	-	0,5	0,3	-

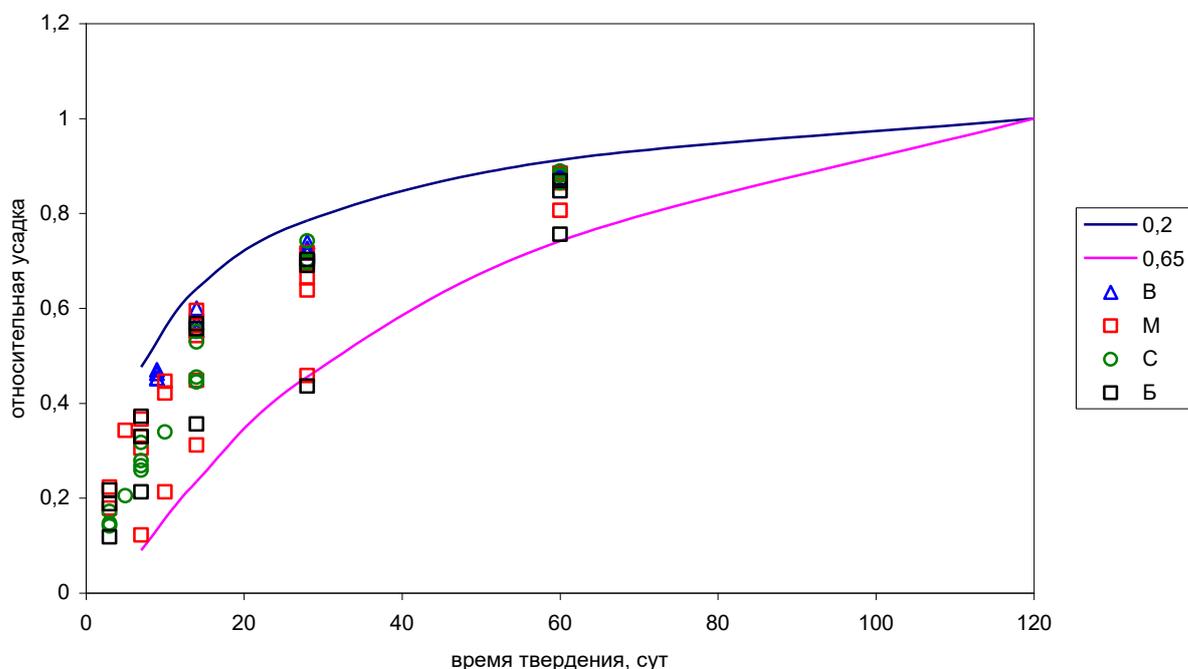


Рис. 13.11 Кинетика деформаций усадки при высыхании

0,2; 0,65 – по ф. (13.21) при соответствующем значении коэффициента $k = 0,2$ и $k = 0,65$

В,М,С,Б – соответственно Вольский, Мальцовский, Себряковский, Белгородский цементы с добавками

Зависимость деформаций усадки от изменения влажностного состояния бетона в процессе высыхания определяется видом цемента. При этом влияние СП (ГП) на характер зависимости может быть от незначительного (Себряковский цемент) до существенного (Мальцовский цемент, рис. 13.12). Причина влияния СП (ГП) заключается во влиянии добавки на размер и распределение пор цементного камня по размерам, т.е. во влиянии добавки на процесс гидратации, которое фиксируется, в частности, при исследовании закономерностей тепловыделения цементов с добавками.

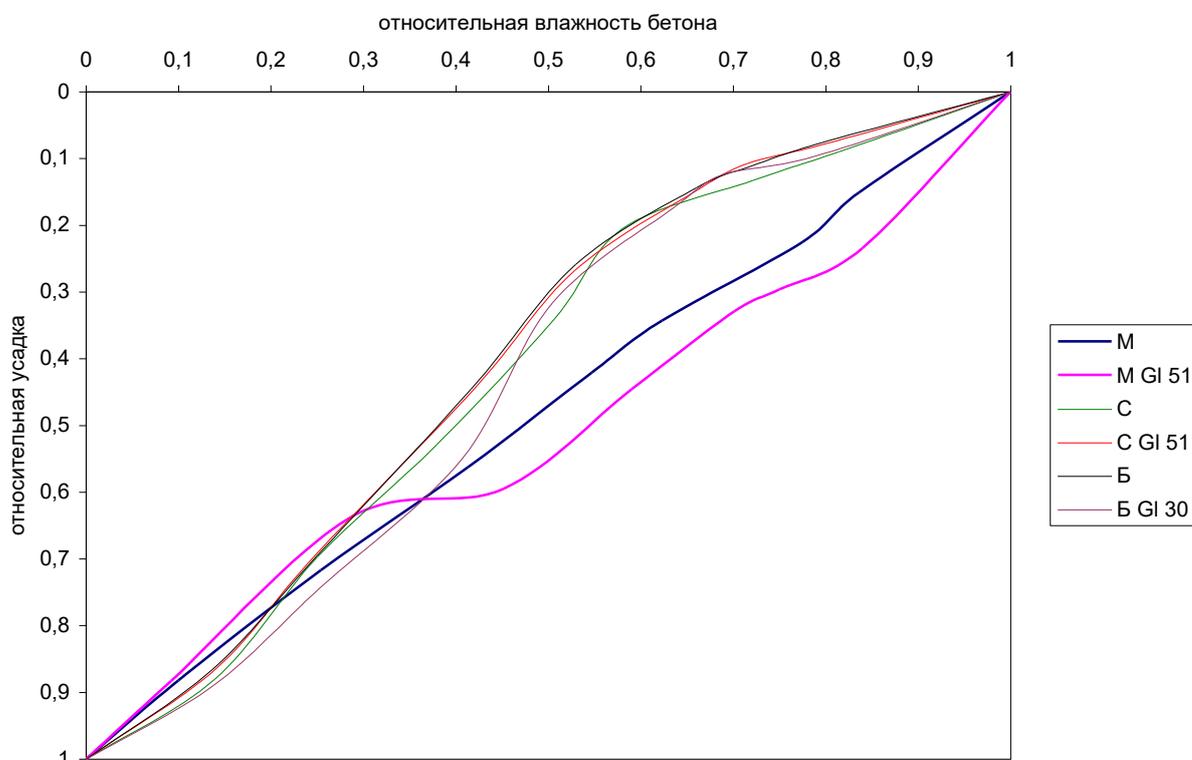


Рис. 13.12 Изменение усадки бетона от его влажностного состояния
 М, С, Б – соответственно цементы Мальцовский, Себряковский; Белгородский; GI 51 (GI 30) – СП Glenium 51 Glenium 30)

Зависимость кинетики и величины усадки от вида цемента и СП определяют зависимость усадочной трещиностойкости от этих факторов.

При $\tau < 7$ фактические значения деформаций усадки существенно отличаются от расчетных по ф. (13.21), что обусловлено значительным влиянием в этот период такой составляющей усадки, как контракционная.

Нормы EN 1992 – 1 – 1 устанавливают прямопропорциональную зависимость контракционной усадки от класса бетона по прочности, т.е. фактически регламентируют известные данные об увеличении величины контракционной усадки при уменьшении В/Ц. Контракционная усадка бетона может быть определена по формуле

$$\varepsilon_{SH,K,B} = b \cdot k_V \cdot 0,07 \cdot \left(\frac{B}{C}\right)^{-2} k_K \varepsilon_{SH,K,ЦК}, \quad (13.22)$$

где b – коэффициент, значение которого определяется в зависимости от принятой методики измерения ($b = 0,1 - 1$);

k_K – коэффициент, учитывающий влияние СП (ГП) на контракционную усадку цемента (табл. 13.15);

k_V – коэффициент, учитывающий влияние концентрации заполнителей (цементного камня) в составе бетона

$$k_V = (1 - V_A)^x, \quad (13.23)$$

при $x = 1,4 \dots 1,8$ величина k_V составляет $0,08 - 0,2$;

$\varepsilon_{SH,K,ЦК}$ – базовое значение контракционной усадки, принимается по табл. 13.16.

Таблица 13.15

 Значения коэффициента k_K в ф. (13.22)

Суперпластификатор	Значения k_K для цемента			
	Вольского	Мальцовского	Себряковского	Белгородского
Glenium 30	0,9	1,9	1,0	1,0
Glenium 51	0,9	0,65	0,65	-
Structuro 530	0,9	0,8	0,6	-
Бином – 1	2,0	0,8	0,7	-

Таблица 13.16

Базовое значение контракционной усадки цемента ($V/C = 0,27$), мм/м

Цемент	Контракционная усадка
Вольский	14
Мальцовский	14
Себряковский	19
Белгородский	27

Таким образом, в зависимости от вида цемента и СП (ГП), величина контракционной усадки бетона может различаться до 5 (!) раз, а EN 1992 – 1 – 1 не учитывает влияние СП и вида цемента на величину и кинетику контракционной усадки. В отечественных нормах само понятие «контракционная усадка» отсутствует.

14. Легкие бетоны

К легким относятся бетоны со средней плотностью не более 2000 кг/м^3 (по EN 206-1 к легким также относятся бетоны со средней плотностью не более 2000 кг/м^3). Легкие бетоны изготавливаются на пористых заполнителях или без них – бетоны ячеистые.

14.1 Легкие бетоны на пористых заполнителях в соответствии с требованиями ГОСТ 25192 классифицируют по следующим признакам:

- основному назначению;
- виду заполнителей;
- структуре.

По основному назначению легкие бетоны подразделяются на:

- конструкционные, в том числе конструкционно-теплоизоляционные;
- специальные: теплоизоляционные, жаростойкие, химически стойкие, декоративные и др.

По виду крупного пористого заполнителя бетоны, как правило, получают название и подразделяются на:

- керамзитобетон - бетон на керамзитовом гравии;

- шунгизитобетон - бетон на шунгизитовом гравии;
- аглопоритобетон - бетон на аглопоритовом щебне или гравии;
- шлакопемзобетон - бетон на шлакопемзовом щебне или гравии;
- перлитобетон - бетон на вспученном перлитовом щебне;
- бетон на щебне из пористых горных пород;
- термолитобетон - бетон на термолитовом щебне или гравии;
- вермикулитобетон - бетон на вспученном вермикулите;
- шлакобетон - бетон на золошлаковых смесях тепловых электростанций — ТЭС или на топливном шлаке, гранулированном доменном или электротермофосфорном шлаке;
- пенополистиролбетон – бетон на пенополистирольных гранулах.

Возможно применение других видов бетонов на крупных пористых заполнителях, на которые имеются нормативные документы (на зольном, стеклотермитовом, азеритовом гравии и др.).

По структуре бетоны подразделяются на:

- плотные;
- поризованные;
- крупнопористые.

Для поризованных бетонов вместо структуры в наименовании бетона допускается указывать вид порообразователя.

Легкие бетоны характеризуются следующими основными показателями качества:

- прочностью на сжатие,
- средней плотностью,
- морозостойкостью,
- водонепроницаемостью,
- теплопроводностью.

По прочности на сжатие бетоны подразделяют на классы:

- теплоизоляционные — В0,35, В0,5, В0,75, В1, В1,5, В2;
- конструкционно-теплоизоляционные — В2,5, В3,5, В5, В7,5, В10;
- конструкционные бетоны — В12,5, В15, В20, В25, В30, В35, В40.

Допускается применение бетона промежуточных классов В22,5 и В27,5. В нормах EN 206-1 установлены классы легких бетонов по прочности на сжатие от LC 8/9 до LC 80/88 (в числителе – прочность образцов цилиндров, в знаменателе – образцов – кубов).

По средней плотности в сухом состоянии бетоны подразделяют на следующие марки: D200, D300, D400, D500, D600, D700, D800, D900, D1000, D1100, D1200, D1300, D1400, D1500, D1600, D1700, D1800, D1900, D2000. По EN 206-1 установлены классы по средней плотности от D1,0 ($\rho = 800 - 1000 \text{ кг/м}^3$) до D2,0 ($\rho = 1800 - 2000 \text{ кг/м}^3$).

По морозостойкости и водонепроницаемости бетонов устанавливают следующие марки:

- морозостойкость - F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500;
- водонепроницаемость — W2, W4, W6, W8, W10, W12.

Для наружных стен отапливаемых зданий марка бетона по морозостойкости устанавливается в соответствии с табл. 14.1.

Таблица 14.1

Нормирование морозостойкости конструкционно-теплоизоляционных легких бетонов

Условия работы конструкции		Минимальная марка бетона по морозостойкости для наружных стен отапливаемых зданий класса по степени ответственности		
Относительная влажность внутреннего воздуха помещения RH, %	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °C	I	II	III
		RH > 75	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F100

	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	F75	F50	Не нормируется
$60 < RH \leq 75$	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F50	Не нормируется	
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	Не нормируется		
$RH \leq 60$	—	Не нормируется		

Теплопроводность (коэффициент теплопроводности) в сухом состоянии бетона при температуре 25°C, к которому предъявляют требования по теплопроводности, должен соответствовать требованиям нормативного и проектного документов на изделие и конструкцию конкретного вида. Коэффициент теплопроводности легких бетонов на пористых заполнителях в сухом состоянии изменяется от от 0,08 Вт/м·°C (вермикулитобетон D300) до 0,66 Вт/м·°C (керамзитобетон D1800).

Объем межзерновых пустот в уплотненной бетонной смеси для бетона плотной и поризованной структур не должен превышать 3%. Допускается в обоснованном случае, предусмотренном нормативным и проектными документами на изделие и конструкцию конкретного вида, применять для приготовления конструкционно-теплоизоляционного бетона плотной структуры бетонную смесь с объемом межзерновых пустот не более 6 %. При приготовлении теплоизоляционного бетона крупнопористой структуры объем межзерновых пустот в бетонной смеси не нормируют.

Объем вовлеченного в смесь воздуха, образующегося при использовании добавок, изменяющих поровую структуру бетона, не должен превышать для бетона на мелком заполнителе 12%, для бетона без мелкого заполнителя – 25%.

Для производства легких бетонов на пористых заполнителях применяют традиционные (табл. 14.2) и относительно новые (табл. 14.3) заполнители.

Таблица 14.2

Искусственные пористые заполнители по ГОСТ 9757 - 90

Наименование материала	Марки материала по насыпной плотности	
	минимальная	максимальная
Гравий и щебень керамзитовый	250	600
Гравий шунгизитовый	400	700
Гравий аглопоритовый	500	900
Щебень аглопоритовый	400	900
Щебень шлакопемзовый	400	800
Песок керамзитовый и шунгизитовый	500	1000
Песок аглопоритовый	600	1100
Песок шлакопемзовый	700	1000

Таблица 14.3

Некоторые новые искусственные пористые заполнители

Заполнитель	Насыпная плотность, кг/м ³	Прочность в цилиндре, МПа	Водопоглощение по массе, %
Пеностеклогранулят	170 – 500	0,3 – 3,0	60 – 10
Вспученный витрозитовый гравий	350 – 450	1,4 – 2,4	16 – 12
Вспученный туфоаргиллитовый гравий	250 – 450	0,3 – 2,8	18 – 8
Азерит	320 – 460	0,8 – 2,0	26 – 14
Диолитовый щебень	260 – 500	0,11 – 0,47	40 – 32
Вспученный перлит	150 – 600	0,1 – 1,0	250 – 60
Вспученный вулканический пепел	300 – 450	1,1 – 2,2	-
ЛЗБ (легкий заполнитель бетона)	270 – 300	0,85 – 1,13	1,8 за 1 час, 3 за 24 час

Соотношение между прочностью бетона и прочностью заполнителей принимается в соответствии с табл. 14.4.

Таблица 14.4

Класс бетона по	Минимальная	Класс бетона по	Минимальная
-----------------	-------------	-----------------	-------------

прочности на сжатие	марка заполнителя по прочности	прочности на сжатие	марка заполнителя по прочности
B2,5	П15	B20	П150
B3,5	П25	B22,5	П200
B5	П35	B25	П250
B7,5	П50	B27,5	П300
B10	П75	B30	П300
B12,5	П100	B35	П350
B15	П125	B40	П400

Примечание — Допускается применение пористого заполнителя с меньшей маркой по прочности при условии обеспечения установленных проектной документацией требований к бетону конструкций

14.1 Средняя плотность и прочность легких бетонов на пористых заполнителях

При проектировании состава легких бетонов приходится одновременно решать как минимум две задачи – обеспечение требуемой средней плотности и обеспечение требуемой прочности. Согласно [129], средняя плотность бетона определяется как

$$\rho = 1000\rho_3\varphi + 1,15Ц + (1000 \cdot (1 - \frac{V_{\Pi} + V_B}{100} - \varphi) - \frac{Ц}{\rho_{Ц}} - B) \cdot \rho_{\Pi}, \quad (14.1)$$

где

ρ_3 , ρ_{Π} , $\rho_{Ц}$ – соответственно плотность крупного и мелкого заполнителей, цемента, кг/м³;

φ – объемная концентрация крупного заполнителя;

V_{Π} , V_B – объем межзерновых пустот и вовлеченного воздуха, %;

$Ц$, B – расход цемента и воды, кг/м³.

Предел прочности при сжатии легких бетонов определяется прочностью и концентрацией крупного пористого заполнителя и прочностью растворной составляющей, при этом:

- предельная прочность, которая может быть достигнута на данном заполнителе, определяется как

$$[R] = 2R_3 \frac{1-\varphi}{0,5}, \quad (14.2)$$

где

R_3 – марочная прочность крупного заполнителя (прочность заполнителя в цилиндре), МПа;

φ – объемная концентрация крупного заполнителя.

Минимальную прочность заполнителя в цилиндре $R_{ц}$ для получения требуемой прочности бетона можно ориентировочно определить по формуле

$$R_{ц} = aR_b + b, \quad (14.3)$$

где

R_b – предел прочности бетона на сжатие, МПа;

a, b - коэффициенты по табл. 14.5.

Таблица 14.5

Значения коэффициентов a, b в ф.(14.3)

Заполнитель	Значения коэффициентов	
	a	b
Керамзитовый и шунгизитовый гравий	0,21	- 0,064
Керамзитовый щебень	0,16	- 1,15
Аглопоритовый гравий	0,09	- 0,25
Аглопоритовый щебень	0,033	0,15
Шлакопемзовый щебень	0,064	- 0,24

Возможно определение минимальной марки пористого заполнителя Π по прочности в зависимости от требуемой прочности бетона R_b по формуле

$$\Pi = 8,2R_b - 25. \quad (14.4)$$

Как известно, теоретически средняя плотность легкого бетона в сухом состоянии может быть определена как

$$\rho_B = 1,15Ц + K + П = 1,15Ц + 3, \quad (14.5)$$

где

Ц – расход цемента, кг/м³;

К, П – соответственно расход крупного и мелкого заполнителей (З) кг/м³.

В соответствии с методом абсолютных объемов можно записать

$$970 = \frac{1,15Ц}{\rho_{ГЦ}} + \frac{K}{\rho_K} + \frac{П}{\rho_P} = \frac{1,15Ц}{\rho_{ГЦ}} + \frac{3}{\rho_3} = 0,4Ц + \frac{3}{\rho_3}, \quad (14.6)$$

где

$\rho_{ГЦ}$, ρ_K , ρ_P , ρ_3 – соответственно истинная плотность цементного камня (при степени гидратации 0,6 принимаем с достаточной для практических целей точностью $\rho_{ГЦ} = 2,85$), плотность в куске (точнее, в цементном тесте) крупного, мелкого заполнителя (в целях упрощения примем одинаковой, равной ρ_3); 970 – суммарный абсолютный объем компонентов (принимаем условно объем вовлеченного воздуха 3%).

Совместное решение уравнений 14.5 и 14.6 дает

$$\rho_B = 0,97\rho_3 + Ц(1,15 - 0,4\rho_3). \quad (14.7)$$

Предел прочности легких бетонов на пористых заполнителях зависит от прочности растворной составляющей и прочности и концентрации пористого заполнителя, в связи с чем зависимость предела прочности легкого бетона от величины В/Ц далеко неоднозначна (рис. 14.1).

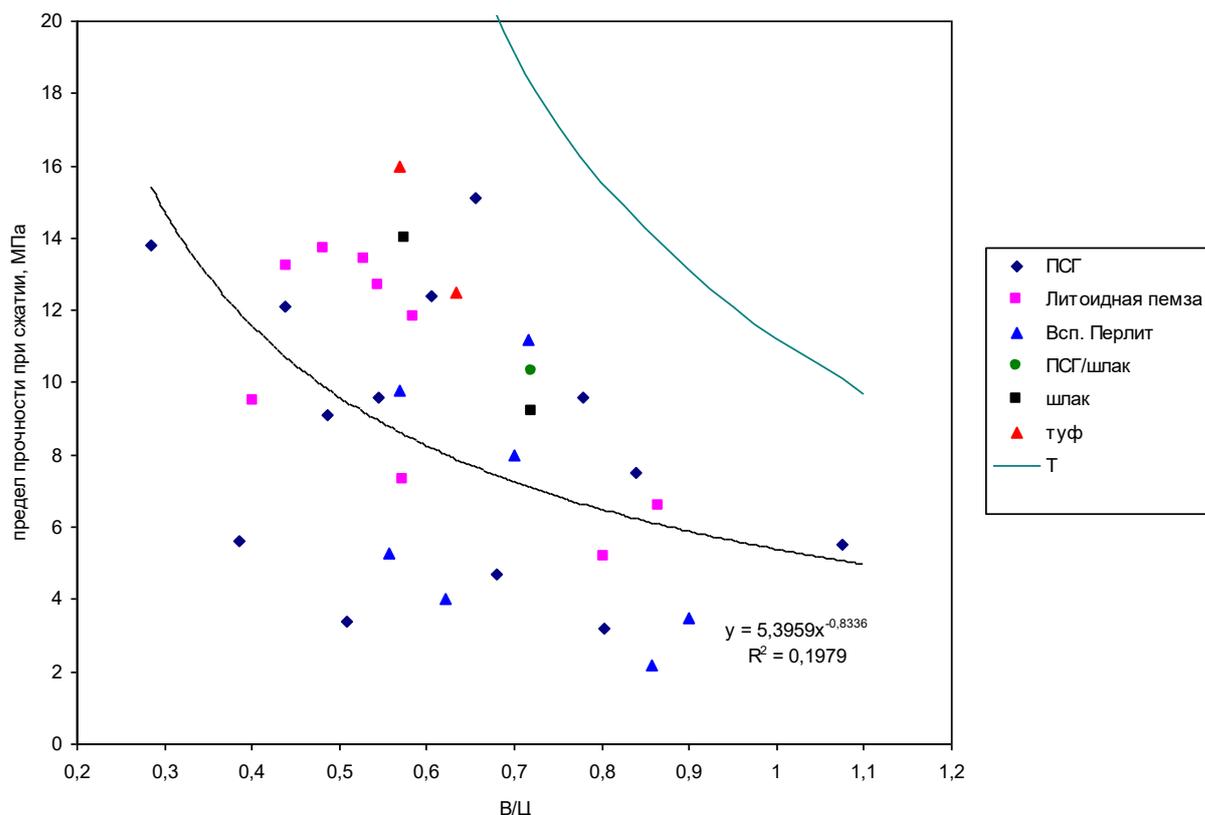


Рис. 14.1 Зависимость предела прочности бетона на ПСГ от величины В/Ц ПСГ, литоидная пемза, всп. перлит, ПСГ/шлак, туф – виды песков;

Т – по формуле Беляева $R = aR_{ц} \left(\frac{B}{Ц}\right)^{-1,5}$ для тяжелого бетона на цементе М 400

Как известно, предел прочности при сжатии конструкционно - теплоизоляционных легких бетонов достаточно хорошо описывается зависимостью вида

$$R = k(Ц - Ц_0), \quad (14.8)$$

где $k, Ц_0$ – некоторые константы;

$Ц$ – расход цемента, $кг/м^3$.

Поскольку предел прочности легкого бетона определяется не только прочностью растворной составляющей, но и прочностью заполнителя, в разное время предлагались зависимости, учитывающие это обстоятельство:

- для случая, когда прочность заполнителя превышает прочность растворной составляющей (что, как правило, не характерно для легких бетонов на пористых заполнителях), Скрамтаевым Б.Г. предложена зависимость

$$R = R_p \left(1 + \left(\frac{E_3}{E_p} - 1 \right) \varphi \right); \quad (14.9)$$

- для случая, когда прочность заполнителя не превышает прочность растворной составляющей, Фрайфельдом С.Е. предложена зависимость

$$R = R_3 \left(1 + \left(\frac{E_p}{E_3} - 1 \right) \cdot (1 - \varphi) \right), \quad (14.10)$$

где

R , R_p , R_3 – бетона, растворной составляющей, заполнителя;

E_p , E_3 – модули упругости растворной составляющей и заполнителя;

φ – объемная концентрация пористого заполнителя в бетоне.

Довжик В.Г. предложил для определения прочности керамзитобетона зависимость вида

$$R = aR_K \left(1 + \ln \frac{R_p}{R_K} \right), \quad (14.11)$$

где $a = 2 - 3$.

Давидюком А.Н. предложена полученная обработкой данных Ваганова А.И. зависимость вида (рис. 14.2), которая, как видно из рис. 14.2, в сравнении с ф. (14.11) более достоверна

$$R_B = (1,32R_3 + 3,65) \ln R_p - 2,26R_3 - 3,54, \quad (14.12)$$

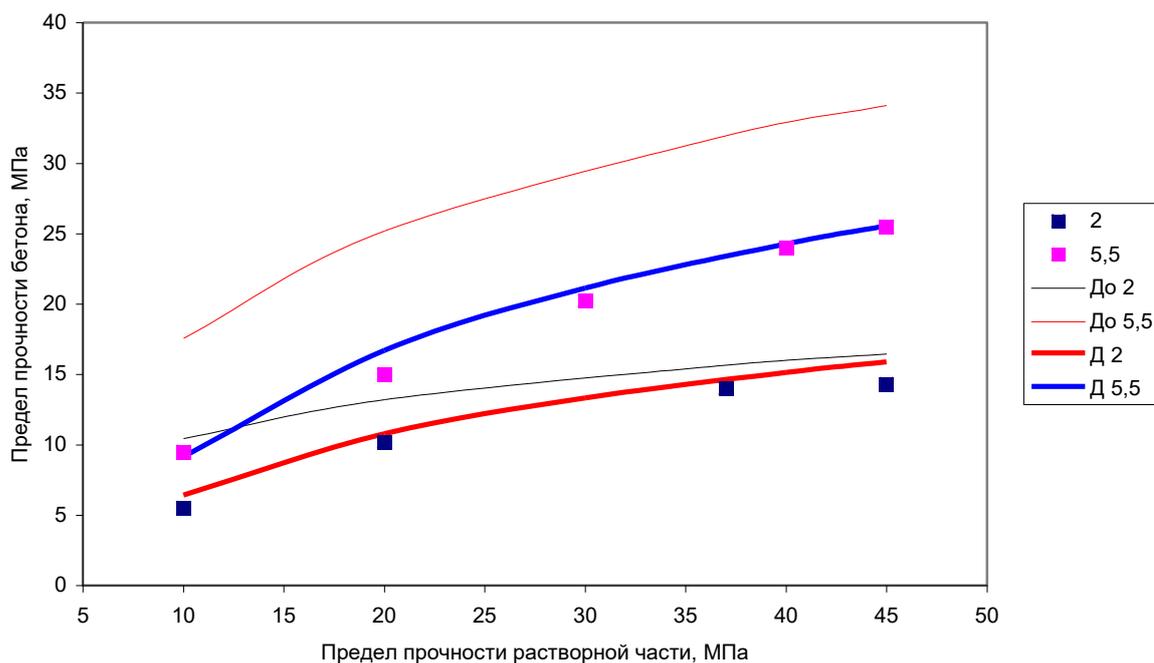


Рис. 14.2 Зависимость предела прочности легкого бетона от прочности растворной составляющей и прочности (плотности) пористого заполнителя 2 (520кг/м³); 5,5 (860 кг/м³) – предел прочности, МПа (в скобках - плотность пористого заполнителя);

точки – по данным Ваганова А.И.,

линии Д 2 и Д 5,5– по ф. (14.12);

линии До 2 и До 5,5 – по ф.(14.11)

Возможно представление предела прочности легких бетонов как функции их пористости (средней плотности) вида (рис. 14.3)

$$R = f(P) = 312 \exp\left(-5,15\left(1 - \frac{\rho}{2670}\right)\right). \quad (14.13)$$

Интересно отметить, что экстраполяция зависимости ф. (14.13), полученной для лучших результатов легких бетонов на пористых заполнителях и ячеистых в область минимальной пористости, характерной для высокопрочных бетонов на плотных заполнителях, показывает характерный для таких бетонов результат.

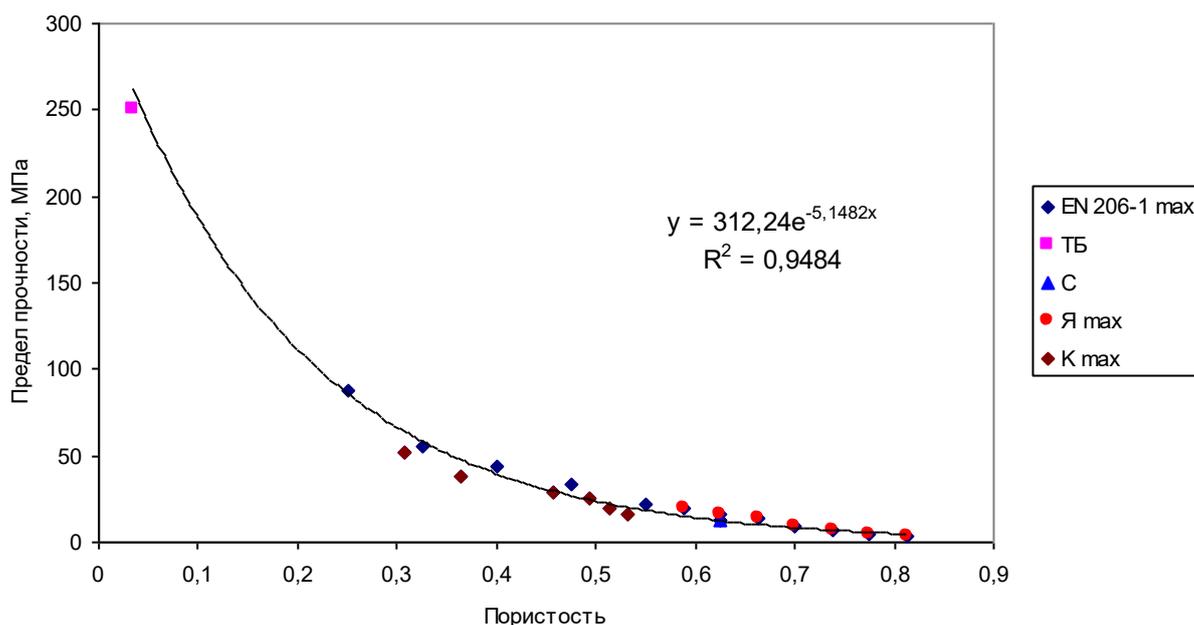


Рис. 14.3 Зависимость предела прочности бетонов от пористости

EN 206 – 1 max – максимальные значения по нормам EN; ТБ – максимальные значения для тяжелого бетона на плотных заполнителях, С – бетон на стекловидных заполнителях, Я max, К max – максимальные значения для ячеистого бетона (по ГОСТ) и керамзитобетона (по данным В.Г. Довжика)

Наличие зависимости ф. (14.13) позволяет оценить соотношение R/ρ и на его основе классифицировать легкие конструкционно - теплоизоляционные бетоны. На рис. 14.4 представлена зависимость соотношения R/ρ от средней плотности бетона для лучших и минимальных значений. В табл. 14.6 приведены максимальные и минимальные значения R/ρ в зависимости от средней плотности бетона. С учетом этих данных конструкционно - теплоизоляционные бетоны можно классифицировать на:

- высокоэффективные, если величина R/ρ таких бетонов превышает максимальные значения, представленные в табл. 14.6;
- низкоэффективные, если величина R/ρ таких бетонов не превышает минимальные значения, представленные в табл. 14.6;

- среднеэффективные – остальные.

Таблица 14.6

Предельные значения величины R/ρ

Показатель эффективности	Средняя плотность бетона, т/м ³						
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
Max R/ρ	9,5	9,6	10,0	10,6	11,4	12,4	15,2
Min R/ρ	3,7	4,0	4,4	5,0	5,7	6,5	9,0

Отметим также, что, если принять, как оговорено в разделе 12, что к высокопрочным легким бетонам относятся бетоны с показателем R/ρ

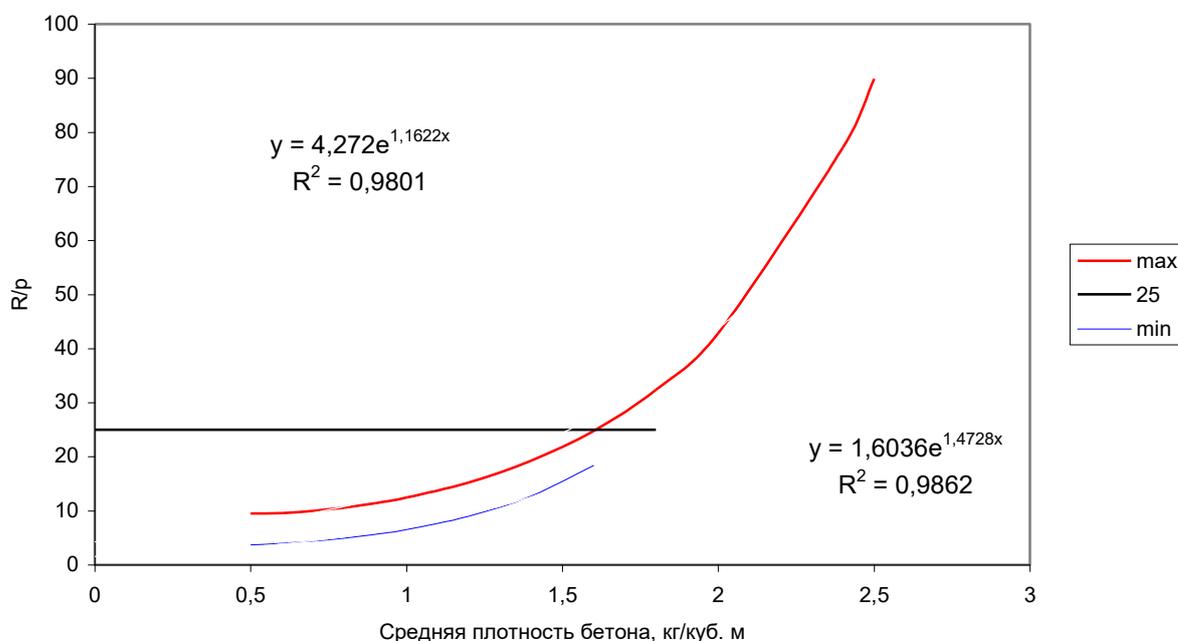


Рис. 14.4 Зависимость величины R/ρ от средней плотности бетона

Призменная прочность легких бетонов на пористых заполнителях составляет примерно 90 % кубиковой.

Предел прочности при растяжении легких бетонов на пористых заполнителях может быть определен по формуле

$$R_t = 0,27R^{0,6} . \quad (14.14)$$

Модуль упругости легких бетонов на пористых заполнителях может быть определен по формулам

$$E_0 = \frac{0,05R_{pr} + 57}{1 + \frac{29}{3,8 + R_{pr}}} \left(\frac{\rho}{2,4}\right)^{1,25}, \quad (14.15)$$

$$E_0 = 2500 + 400\sqrt{10R_{pr}\rho^3}, \quad (14.16)$$

$$E_0 = 4000\rho^{\frac{3}{2}}\sqrt{R}. \quad (14.17)$$

Модуль упругости при растяжении принимается равным модулю упругости при сжатии, или может быть определен по приведенным в разделе 6 формулам.

Величина относительной деформации, соответствующей пределу кратковременной прочности ε_R , может быть определена по формуле

$$\varepsilon_R = 0,047\left(\frac{R_{pr}}{E_0}\right)^{0,5}, \quad (14.18)$$

или, более точно, по формуле

$$\varepsilon_R = \left(0,0216\frac{\rho}{2400} + 0,0364\right) \cdot \left(\frac{R_{pr}}{E_0}\right)^{0,5}, \quad (14.19)$$

где ρ – средняя плотность бетона, кг/м³,

R_{pr} – предел призмочной прочности, МПа;

E_0 – начальный модуль упругости, МПа.

Предельная растяжимость легких бетонов на пористых заполнителях может быть определена по формуле

$$\varepsilon_{Rt} = 0,41\left(\frac{R_t}{E_{0t}}\right)^{0,86}. \quad (14.20)$$

Ползучесть легких бетонов зависит от ползучести растворной составляющей и ползучести пористых заполнителей. Поскольку прочность растворной составляющей у равнопрочных с тяжелым бетоном бетонов на пористых заполнителях выше, ползучесть растворной составляющей ниже, и в результате ползучесть равнопрочного с тяжелым легкого бетона может быть и выше, и ниже ползучести тяжелого бетона

$$\begin{aligned} \Delta C_0 &= C_0^{ЛБ} - C_0^{ТБ} = \\ &= (\varphi C_{0A}^Л - C_{0A}^Т (1 + \varphi^Т)) + (C_{0P}^Л (1 - \varphi) - C_{0P}^Т (1 - \varphi^Т)), \end{aligned} \quad (14.21)$$

где

$C_{0A}^Л, C_{0A}^Т$ – соответственно мера ползучести легкого и тяжелого заполнителей;

$C_{0P}^Л, C_{0P}^Т$ – соответственно мера ползучести матрицы (растворной составляющей) легкого и тяжелого бетонов;

$\varphi, \varphi^Т$ – соответственно концентрация крупного заполнителя в легком и тяжелом бетоне.

Как правило, ползучесть легких бетонов на пористых заполнителях на 15 – 40% выше, чем у равнопрочных тяжелых. Однако у легких бетонов на стекловидных пористых заполнителях ползучесть может быть ниже. В общем виде для конструкционных легких бетонов классов В 10 – В 40 на пористых заполнителях ориентировочно зависимость ползучести можно представить в виде

$$C_0 = k \frac{322}{R^{1,04}}, \quad (14.22)$$

где

k – коэффициент, учитывающий вид пористого заполнителя ($k = 0,35 - 1,4$).

Зависимость величины сорбционной влажности от вида бетона и относительной влажности воздуха удовлетворительно описывается формулой



$$W_c = ae^{X\varphi}, \quad (14.23)$$

где

φ – относительная влажность воздуха, %

a, X - параметры, зависящие от вида бетона ($a = 0,3 - 1$; $X = 0,022 - 0,03$).

Зависимость коэффициента паропроницаемости от средней плотности бетона описывается функцией вида (рис. 14.4)

$$\mu = b\rho^X, \quad (14.24)$$

где $b = 568$ для традиционных легких бетонов и $b = 1921$ для легких бетонов на стекловидных заполнителях, а показатель X составляет соответственно - 1,21 и - 1,43.

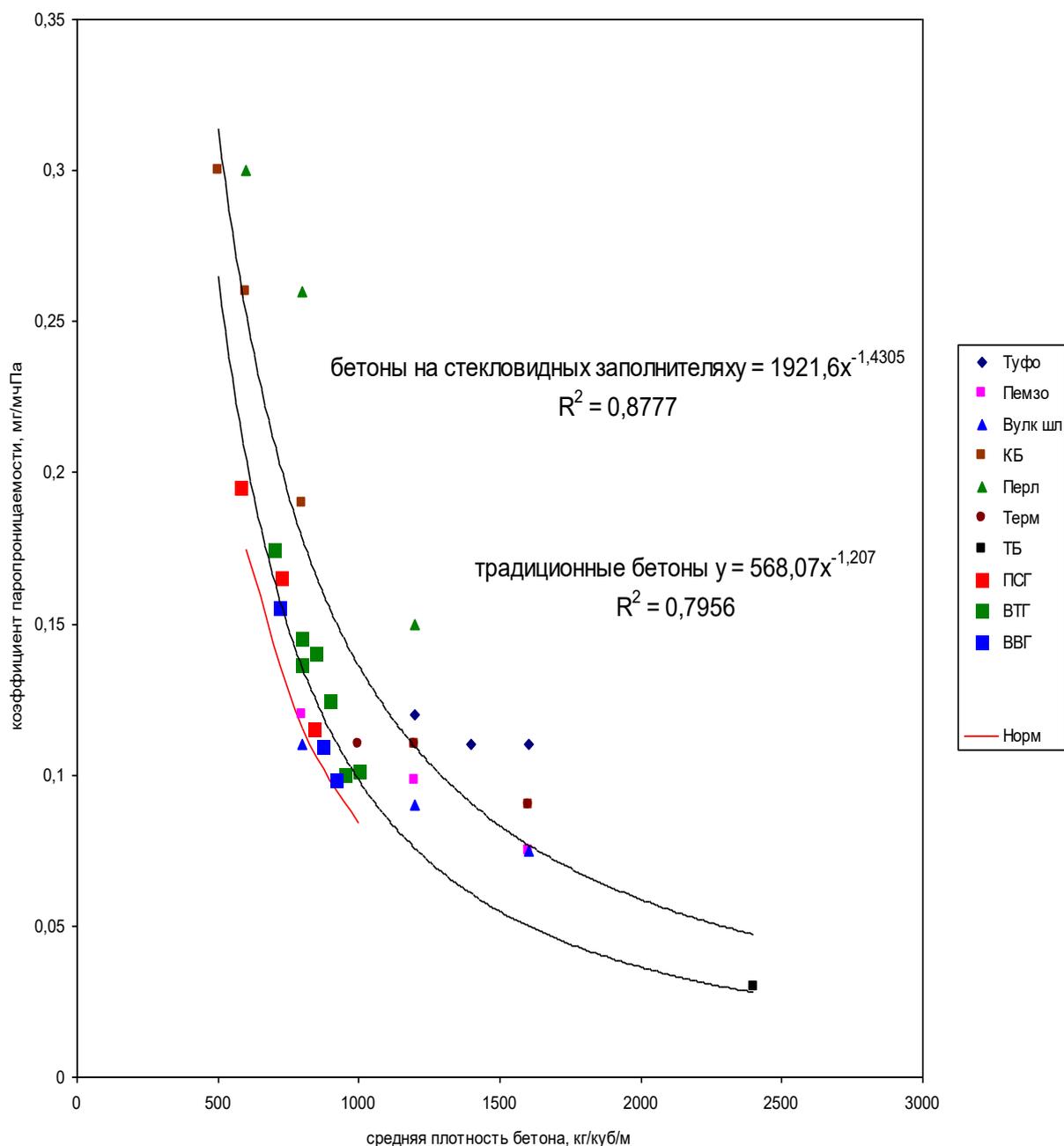


Рис. 14.4 Зависимость коэффициента паропроницаемости от вида и средней плотности бетона

Туфо – туфобетон, Пемзо – пемзобетон, Вулк. шл – бетон на вулканическом шлаке, КБ – керамзитобетон, Перл – перлитобетон, Терм – термозитобетон, ТБ – тяжелый бетон по СП 23 - 101, ВТГ – бетон на ВТГ, ВВГ – бетон на ВВГ, ПСГ – бетон на ПСГ (ВТГ, ВВГ, ПСГ - по экспериментальным данным)

Норм – предложения по нормированию коэффициента паропроницаемости бетонов на стекловидных заполнителях

14.2 Ячеистые бетоны

Ячеистые бетоны – легкие бетоны, в которых в качестве «заполнителя» используется воздух, используются для производства:

- панелей стеновых наружных бетонных и железобетонных для жилых и общественных зданий;
- панелей из автоклавных ячеистых бетонов для внутренних несущих стен, перегородок и перекрытий жилых и общественных зданий;
- теплоизоляционных изделий;
- стеновых мелких блоков.

Ячеистые бетоны классифицируются по назначению, условиям твердения, способу порообразования, виду вяжущего и наполнителей.

По назначению бетоны подразделяют на:

- конструкционные;
- конструкционно-теплоизоляционные;
- теплоизоляционные.

По условиям твердения бетоны подразделяют на:

- автоклавные (синтезного твердения) — твердеющие в среде насыщенного пара при давлении выше атмосферного;
- неавтоклавные (гидратационного твердения) — твердеющие в естественных условиях, при электропрогреве или в среде насыщенного пара при атмосферном давлении.

По способу порообразования бетоны подразделяют:

- на газобетоны;
- на пенобетоны;
- на газопенобетоны.

По виду основного вяжущего бетоны подразделяют:

- на известковых вяжущих, состоящих из известки-кипелки более 50 % по массе, шлака и гипса или добавки цемента до 15 % по массе;
- на цементных вяжущих, в которых содержание портландцемента 50 % и более по массе;
- на смешанных вяжущих, состоящих из портландцемента от 15 до 50 % по массе, известки или шлака, или шлакоизвестковой смеси;
- на шлаковых вяжущих, состоящих из шлака более 50 % по массе в сочетании с известью, гипсом или щелочью;
- на зольных вяжущих, в которых содержание высокоосновных зол 50 % и более по массе;

По виду кремнеземистого компонента бетоны подразделяют:

- на природных материалах — тонкомолотом кварцевом и других песках;
- на вторичных продуктах промышленности — золе-унос ТЭС, золе гидроудаления, вторичных продуктах обогащения различных руд, отходах ферросплавов и других.

Наименования бетонов включает как основные, так и специфические признаки: назначение, условия твердения, способ порообразования, вид вяжущего и кремнеземистого компонентов, например, конструкционно-теплоизоляционный пенобетон неавтоклавного твердения на портландцементе и золе-унос ТЭС.

Для ячеистых бетонов установлены следующие классы по прочности на сжатие: В0,5; В0,75; В1; В1,5; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15.

По показателям средней плотности установлены следующие марки бетонов в сухом состоянии: D300; D350; D400; D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200.

Для бетонов конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, назначают и контролируют следующие марки бетона по

морозостойкости: F15; F25; F35; F50; F75; F100. За марку бетона по морозостойкости F принимают установленное число циклов попеременного замораживания и оттаивания, при котором прочность бетона на сжатие снижается не более чем на 15 % и потеря массы бетона образцов — не более чем на 5 %. Морозостойкость бетона контролируют путем испытания образцов-кубов размерами 100x100x100 мм или образцов-цилиндров диаметром и высотой 100 мм. Испытание на морозостойкость в принципе соответствует первому методу ГОСТ 10060, отличие состоит в продолжительности водонасыщения (40 час против 96) и в оттаивании не в воде, а в камере с относительной влажностью не менее 95%.

Таблица 14.6

Показатели физико-механических свойств бетонов

Вид бетона	Марка бетона по средней плотности	Бетон автоклавный		Бетон неавтоклавный	
		класс по прочности на сжатие	марка по морозостойкости	класс по прочности на сжатие	марка по морозостойкости
Теплоизоляционный	D300	B0,75 B0,5	Не нормируется	—	—
	D350	B1 B0,75		B0,75 B0,5	Не нормируется
	D400	B1,5 B1			
	D500	—	—	B1 B0,75	
Конструкционно-теплоизоляционный	D500	B2,5 B2 B1,5 B1	От F15 до F35	—	—
	D600	B3,5 B2,5 B2 B1,5	От F15 до F75	B2 B1	От F15 до F35
	D700	B5 B3,5 B2,5 B2	От F15 до F100	B2,5 B2 B1,5	От F15 до F50
	D800	B7,5 B5 B3,5		B3,5 B2,5 B2	От F15 до F75

		B2,5			
	D900	B10 B7,5 B5 B3,5	От F15 до F75	B5 B3,5 B2,5	
Конструкционный	D1000	B12,5 B10 B7,5	От F15 до F50	B7,5 B5	От F15 до F50
	D1100	B15 B12,5 B10		B10 B7,5	
	D1200	B15 B12,5		B12,5 B10	

Усадка при высыхании ячеистых бетонов не должна превышать, мм/м:

- 0,5 — для автоклавных бетонов марок D600-D1200, изготовленных на песке;
- 0,7 — то же, на других кремнеземистых компонентах;
- 3,0 — для неавтоклавных бетонов марок D600—D1200.

Для бетонов более низких марок по средней плотности усадка при высыхании не нормируется. Усадку ячеистых бетонов измеряют при изменении его влажности от 35 % до 5 % по массе.

Теплопроводность, паропроницаемость и сорбционная влажность ячеистых бетонов не должна превышать значений, приведенных в табл. 14.7, более чем на 20 %.



Таблица 14.7

Нормируемые показатели физико-технических свойств бетонов

Вид бетона	Марка бетона по средней плотности	Теплопроводность, Вт/(м·°С), не более, бетона в сухом состоянии, изготовленного		Коэффициент паропроницаемости, мг/(м·ч·Па), не менее, бетона, изготовленного		Сорбционная влажность бетона, % не более					
						при относительной влажности воздуха 75 %		при относительной влажности воздуха 97 %			
		Бетон, изготовленный									
		на песке	на золе	на песке	на золе	на песке	на золе	на песке	на золе		
Тепло-изоляционный	D300	0,08	0,08	0,26	0,23	8	12	12	18		
	D400	0,10	0,09	0,23	0,20						
	D500	0,12	0,10	0,20	0,18						
Конструкционно-теплоизоляционный	D500	0,12	0,10	0,20	0,18	8	12	12	18		
	D600	0,14	0,13	0,17	0,16						
	D700	0,18	0,15	0,15	0,14						
	D800	0,21	0,18	0,14	0,12	10	15	15	22		
	D900	0,24	0,20	0,12	0,11						
Конструкционный	D1000	0,29	0,23	0,11	0,10	10	15	15	22		
	D1100	0,34	0,26	0,10	0,09						
	D1200	0,38	0,29		0,08						



Управление цифровых образовательных технологий
«Технология возведения высотных и большепролетных зданий и сооружений», «Спецкурс»

Отпускная влажность бетонов изделий и конструкций не должна превышать (по массе), %:

- 25 — на основе песка;
- 35 — на основе зол и других отходов производства.

Применяемые при производстве ячеистых бетонов материалы должны удовлетворять следующим основным требованиям:

- портландцемент — по ГОСТ 10178 (не содержащий добавок трепела, глиежа, трассов, глиниста, опоки, пеплов), содержащий трехкальциевый алюминат (C_3A) не более 6 % для изготовления крупноразмерных конструкций на цементном или смешанном вяжущем;
- известь негашеная кальциевая — по ГОСТ 9179, быстро и среднегасящаяся, имеющая скорость гашения 5—25 мин и содержащая активные $CaO + MgO$ более 70 %, „пережог" менее 2 %;
- шлак доменный гранулированный — по ГОСТ 3476;
- зола высокоосновная — по ОСТ 21—60, содержащая CaO не менее 40 %, в том числе свободную CaO не менее 16 %, SO_3 — не более 6 % и R_2O — не более 3,5 %.
- песок — по ГОСТ 8736, содержащий SiO_2 (общий) не менее 90 % или кварца не менее 75 %, слюды не более 0,5 %, илистых и глинистых примесей не более 3 %;
- зола-унос ТЭС — по ОСТ 21—60, содержащая SiO_2 не менее 45 %, CaO не более 10 %, R_2O — не более 3 %, SO_3 не более 3 %;
- продукты обогащения руд, содержащие SiO_2 не менее 60 %.
- газообразователь — алюминиевая пудра марок ПАП-1 и ПАП-2 — по ГОСТ 5494;
- пенообразователь на основе: костного клея — по ГОСТ 2067; мездрового клея — по ГОСТ 3252; сосновой канифоли — по ГОСТ 19113; едкого техни-

ческого натра — по ГОСТ 2263; скрубберной пасты — по ТУ 38-107101 и другие пенообразователи;

- камень гипсовый и гипсоангидритовый — по ГОСТ 4013;
- калий углекислый — по ГОСТ 4221;
- кальцинированная техническая сода — по ГОСТ 5100;
- стекло жидкое натриевое — по ГОСТ 13078;
- триэтаноламин — по ТУ 6-09-2448;
- тринатрийфосфат — по ГОСТ 201;
- суперпластификатор С-3 — по ТУ 6-14-625;
- натр едкий технический — по ГОСТ 2263;
- карбоксилметилцеллюлоза — по ОСТ 6-05-386;
- сульфат натрия кристаллизационный — по ГОСТ 21458 и другие добавки.

14.3 Полистиролбетон

Полистиролбетон - легкий бетон на цементном вяжущем и вспученном (полистирольном) заполнителе для жилищного и гражданского строительства (табл. 14.8).

Таблица 14.8

Рекомендуемые области применения полистиролбетона

Область применения	Показатели по	
	средней плотности	прочности на сжатие
Теплоизоляционные плиты	D150-D250	M2 - M3,5
Монолитная теплоизоляция чердаков и кровель	D150-D250	M2 - M3,5;
Монолитная теплоизоляция трехслойных панелей, блоков и наружных стен	D200-D250	M2,5 - M5
Теплоизоляция в колодцевой кладке	D150-D250	M2,5 - M3,5
Пустотелые элементы для сборно-монолитных стен	D250-D350	B0,5 - B1,0

Сплошные блоки или монолитные стены: ненесущие самонесущие несущие	D250—D400	B0,5 - B1,0
	D350-D450	B1,0 - B1,5
	D450-D600	B1,5 - B2,5

Прочность полистиролбетона в проектном возрасте характеризуют классами по прочности на сжатие B0,5; B0,75; B1; B1,5; B2; B2,5 (допускаются марки по прочности на сжатие: M2; M2,5; M3,5, M5).

По показателям средней плотности устанавливают следующие марки полистиролбетона в сухом состоянии: D150, D200, D250; D300; D350; D400; D450; D500; D550; D600.

Для полистиролбетона, применяемого в изделиях и конструкциях, подвергающихся в процессе эксплуатации попеременному замораживанию и оттаиванию, назначают следующие марки по морозостойкости: F25; F35; F50; F75; F100. Ориентировочное соотношение между классами по прочности, марками по средней плотности и морозостойкости представлено в табл. 14.9.

Таблица 14.9

Соотношение между классами по прочности и марками по средней плотности и морозостойкости

Класс по прочности на сжатие	Марка по	
	плотности	морозостойкости
—	D200, D250, D300	F25-F35
B0,5	D250, D300, D350	F35-F50
B0,75	D300, D350, D400	F35-F50
B1,0	D350, D400, D450	F35-F50
B1,5	D400, D450, D500	F35-F75
B2,0	D500, D550, D600	F50-F100
B2,5	D500, D550, D600	F50-F100

Прочность на растяжение при изгибе в зависимости от класса (марки) полистиролбетона по прочности на сжатие должна быть не ниже значений, приведенных в табл. 14.10.

Таблица 14.10

Соотношение между классами (марками) по прочности на сжатие и пределом прочности на растяжение при изгибе

Класс или марка по прочности на сжатие	Предел прочности на растяжение при изгибе, МПа
M2	0,08
M2,5	0,10
M3,5	0,15
B0,35	0,25
B0,5	0,35
B0,75	0,50
B1,0	0,60
B1,5	0,65
B2,0	0,70
B2,5	0,73

Сорбционная влажность полистиролбетона установлена для условий эксплуатации А – 4%, для условий Б – 8%. Данные о коэффициенте теплопроводности представлены в табл. 14.11

Таблица 14.11

Коэффициент теплопроводности и паропроницаемости полистиролбетона

Марка по средней плотности	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)			Коэффициент паропроницаемости, м·ч·Па
	в сухом состоянии	емость, мг/(м·ч·Па)	Условия Б	
D150	0,055	(А, Б)	0,060	0,135
D200	0,065	0,070	0,075	0,120
D250	0,075	0,085	0,090	0,110
D300	0,085	0,095	0,105	0,100
D350	0,095	0,110	0,120	0,090

D400	0,10	0,120	0,130	0,085
D450	0,115	0,130	0,140	0,080
D500	0,125	0,140	0,155	0,075
D550	0,135	0,155	0,175	0,070
D600	0,145	0,175	0,200	0,068

Объем межзерновых пустот в уплотненных полистиролбетонных смесях плотной и поризованной структуры не должен превышать 3 %. Допускается в обоснованных случаях, готовить и применять полистиролбетон плотной структуры с объемом межзерновых пустот в уплотненной смеси более 3, но не более 6 %. Объем вовлеченного воздуха в полистиролбетонной смеси не нормируется. Увеличение плотности полистиролбетонной смеси за счет частичной потери вовлеченного воздуха при выгрузке, транспортировании и укладке в формы (опалубку) не должно быть более 7 %. Показатель расслаиваемости не должен превышать 25 %.

Расчетные и нормативные сопротивления полистиролбетона приведены в табл. 14.12

Таблица 14.12

Расчетные и нормативные сопротивления полистиролбетона, МПа

Вид сопротивления	Значения величин для классов (марок) по прочности						
	M5	B0,5	B0,75	B1,0	B1,5	B2,0	B2,5
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bh} и $R_{b,ser}$ R_b	0,35	0,5	0,75	1,0	1,5	1,8	2,1
	0,25	0,35	0,55	0,75	1,05	1,4	1,75
Растяжение осевое R_{btm} и $R_{bt,ser}$ R_{bt}	0,12	0,15	0,21	0,26	0,3	0,32	0,35
	0,07	0,09	0,12	0,15	0,18	0,20	0,23
Растяжение при изгибе R_{btfn} и $R_{btf,ser}$ R_{btf} и R_{btf}	0,23	0,27	0,38	0,47	0,55	0,58	0,64
	0,14	0,16	0,22	0,28	0,32	0,35	0,40

Начальный модуль упругости полистиролбетона в зависимости от марки по средней плотности и класса по прочности приведен в табл. 14.13

Таблица 14.13

Начальный модуль упругости бетона $E_0 \cdot 10^{-3}$ МПа

Марка полистиролбетона по средней плотности	E ₀ при классе (марке) по прочности						
	M5	B0,5	B0,75	B1,0	B1,5	B2,0	B2,5
D250	0,35	0,45	—	—	—	—	—
D300	0,40	0,50	0,60	—	—	—	—
D350	0,50	0,60	0,70	1,1	—	—	—
D400	—	0,70	0,80	1,2	1,3	—	—
D450	—	—	—	1,3	1,4	1,6	—
D500	—	—	—	—	1,45	1,7	1,9
D600	—	—	—	—	1,6	1,8	2,1

14.4 Некоторые новые легкие бетоны на пористых заполнителях

В последние 10 – 15 лет в связи с потребностью в расширении сырьевой базы, появилась большая группа сравнительно новых пористых заполнителей: торф с минеральным компонентом, пеностеклогрануляты (ПСТ, ВТГ, ВВГ), вулканический пепел, диолит, азерит, гранулированный безобжиговый материал, безобжиговый композиционный пористый заполнитель, бисипор, пористый заполнитель на основе микрокремнезема, шлакозит и др. Для этих заполнителей в принципе сохраняются известные закономерности повышения прочности заполнителя с увеличением его средней плотности (рис. 14.5), повышения прочности бетона и коэффициента теплопроводности с увеличением средней плотности бетона (рис.14.6., 14.7) В основном новые бетоны разрабатываются как конструкционно-теплоизоляционные.

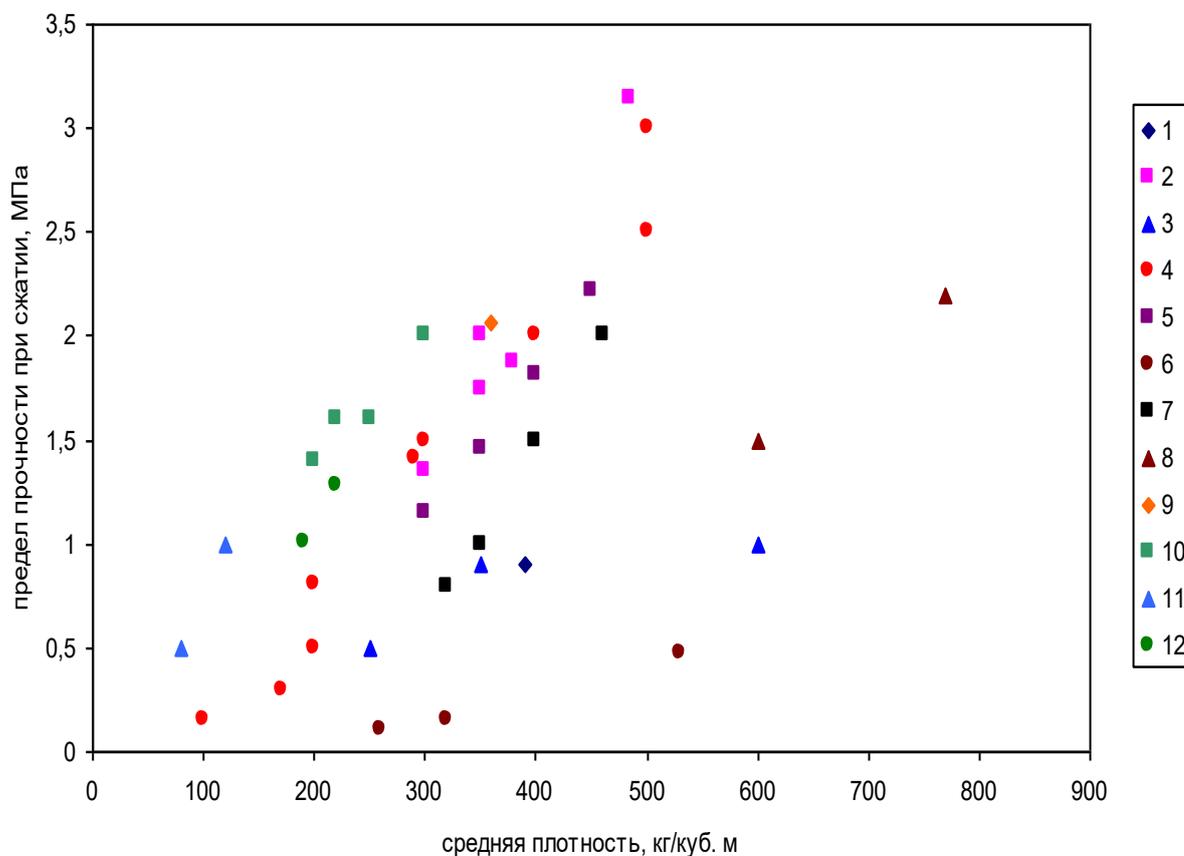


Рис. 14.5 Зависимость предела прочности в цилиндре от насыпной плотности заполнителя

1 – 12 – соответственно торф с минеральным компонентом, керамзитовый гравий, вспученный перлит, пеностеклогранулят, вулканический пепел, диолит, азерит, гранулированный безобжиговый материал, безобжиговый композиционный пористый заполнитель, бисипор, пористый заполнитель на основе микрокремнезема, шлакозит

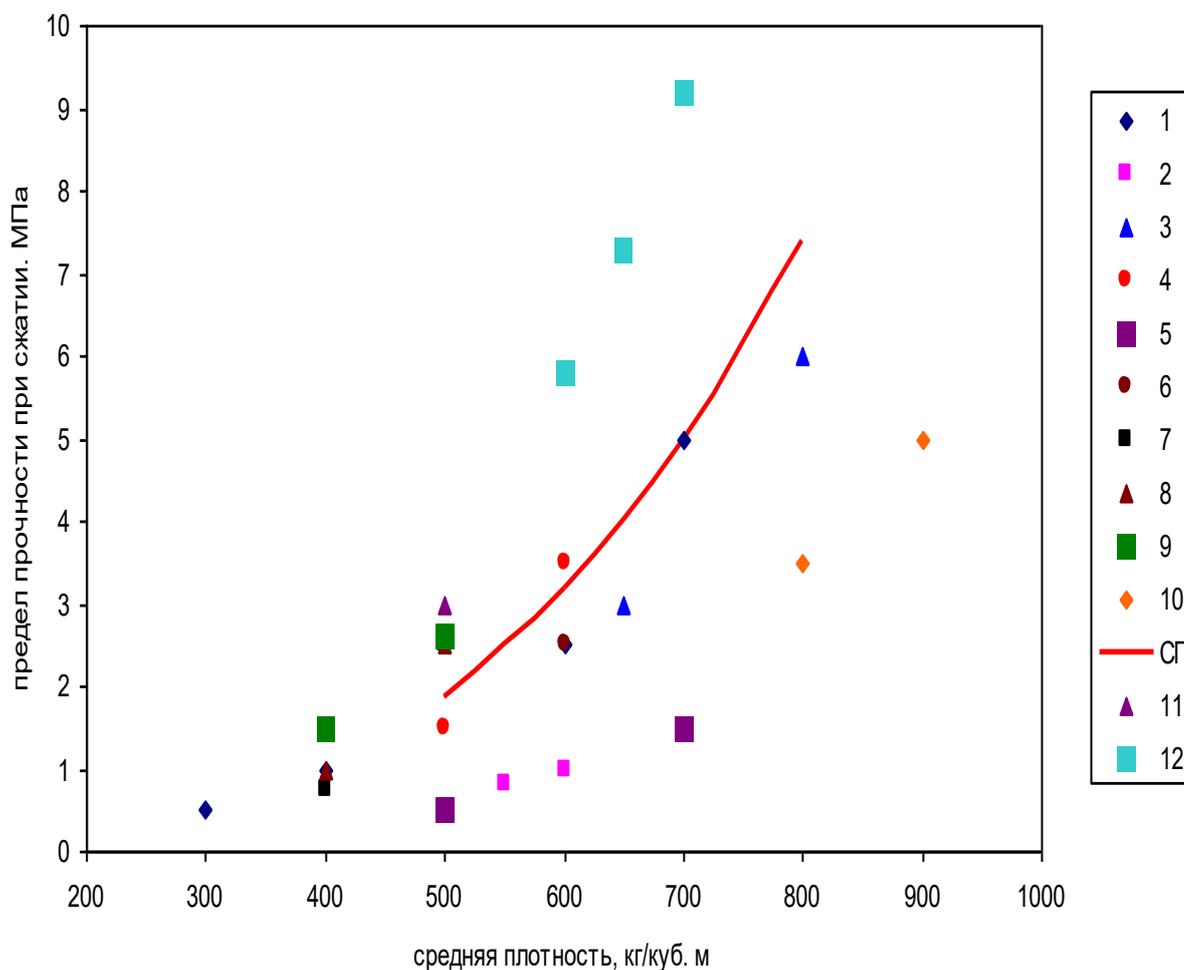


Рис. 14.6 Зависимость предела прочности от средней плотности легких бетонов

1 – 12 – соответственно перлитобетон, обсидианоперлитобетон, керамзитобетон, арболит, крупнопористый бетон, полистиролбетон, пенополистиролбетон, ячеистый автоклавный, полистиролгазобетон, аэрированный легкий бетон, КАПСИМЭТ, шлакозитобетон; СГ – бетон на стекловидных заполнителях

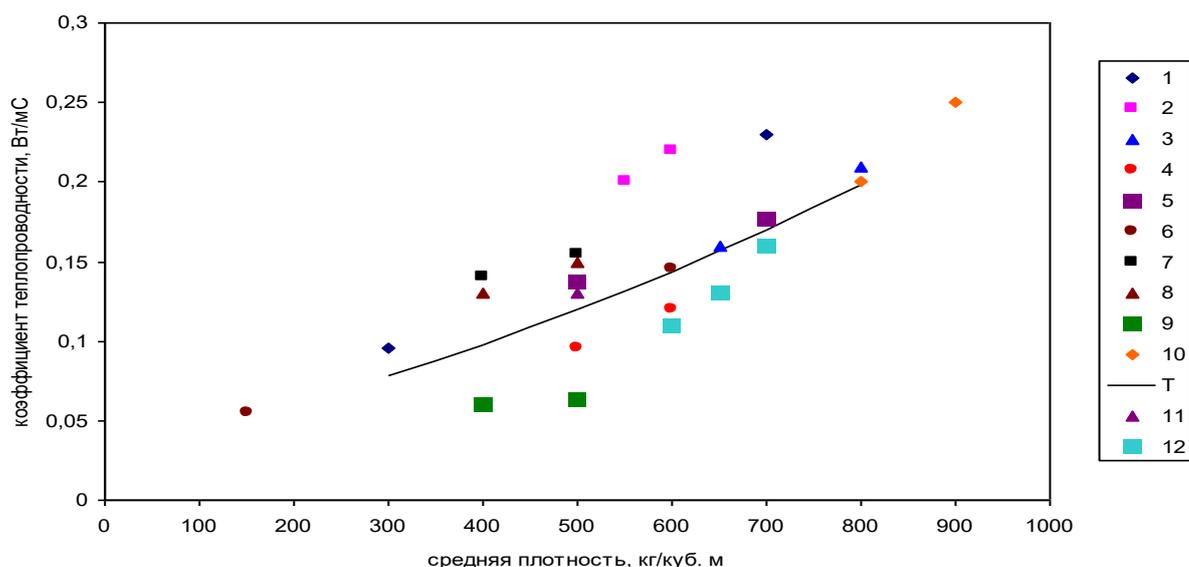


Рис. 14.7 Зависимость коэффициента теплопроводности от средней плотности легких бетонов

1 – 12 – соответственно перлитобетон, обсидианоперлитобетон, керамзитобетон, арболит, крупнопористый бетон, полистиролбетон, пенополистиролбетон, ячеистый автоклавный, полистиролгазобетон, аэрированный легкий бетон, КАПСИМЭТ, шлакозитобетон; Т – по ф. $\lambda = 0,032 + 0,12\rho + 0,11\rho^2$ [90]

Краткая характеристика свойств некоторых новых бетонов на пористых заполнителях представлена в табл. 14.14.

Таблица 14.14

Некоторые свойства конструкционно – теплоизоляционных легких бетонов

Бетон	Предел прочности при сжатии, МПа	Средняя плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м °С
Обсидианоперлитобетон	0,8 – 1,0	550 – 600	0,2 – 0,22
Арболит	1,5 – 3,5	500 – 600	0,096 – 0,12
Полистиролгазобетон	1,5 – 2,6	400 – 500	0,06 – 0,063
Пенополистиролбетон	0,75 – 2,5	400 – 500	0,14 – 0,155
Неавтоклавный поробетон		500	0,15

Крупнопористый	0,5 – 1,5	500 – 700	0,137 – 0,177
Аэрированный легкий	3,5 – 5,0	800 – 900	0,2 – 0,25
Азеритобетон	5,0 – 10,0	800 – 1000	0,2 – 0,24
Диолитобетон	3,5 – 15,0	800 – 1300	0,19 – 0,34
Бетоны на ПСГ*	3,0 – 14,0	600 - 1000	0,16 – 0,28
Бетон на ВТГ**	3,0 – 13,5	600 - 1000	0,14 – 0,22
Бетон на ВВГ***	1,7 – 14,0	600 - 1000	0,14 – 0,25

Примечания: * - пеностеклогранулят; ** - вспученный туфоаргиллитовый гравий; *** - вспученный витрозитовый гравий

15. Контроль качества бетона

Контроль качества бетона осуществляется посредством контроля качества компонентов бетонной смеси, пооперационного контроля технологического процесса и контроля качества готовой продукции: бетонной смеси и бетона.

Качество бетонной смеси по показателю подвижности контролируют не реже 1 раза в смену:

- через 15 минут по окончании замеса у производителя;
- не позднее чем через 20 минут по доставке у потребителя.

Такие свойства бетона, как морозостойкость, водонепроницаемость, водопоглощение, средняя плотность, истираемость контролируются не реже 1 раза в 6 месяцев, а также в случаях:

- изменения состава бетона;
- изменения технологии производства;
- изменения качества компонентов.

Такие свойства бетона, как влажность, усадка, ползучесть, выносливость, тепловыделение, призмная прочность, начальный модуль упругости, коэффициент Пуассона, коэффициент теплопроводности контролируются в соответствии с требованиями стандартов на бетон конструкций конкретного вида.

Предел прочности бетона контролируется по двум схемам:

- не статистический контроль реализуется в начале производства, а также при эпизодическом производстве или применении бетона;
- статистический контроль реализуется при ритмичном производстве у производителей и потребителей товарного бетона и на заводах сборного железобетона.

Бетон по прочности принимают партиями. В состав партии следует включать бетон сборных или монолитных конструкций, формируемых на одном технологическом комплексе из бетонной смеси одного номинального состава по ГОСТ 27006 по одной технологии в течение не менее одной смены и не более одной недели.

Сущность статистического контроля прочности состоит в том, что о качестве бетона всей партии судят по результатам оценки качества небольшой выборки (части партии) с учетом стабильности технологического процесса, количественным показателем которого является коэффициент вариации прочности бетона.

В соответствии с ГОСТ 18105 контроль прочности бетона в течение контролируемого периода по каждому виду нормируемой прочности, производят с использованием данных контроля предыдущих партий в следующем порядке:

- определяют прочность бетона в каждой из партий, изготовленных в течение установленного стандартом периода (анализируемого);
- вычисляют характеристики однородности прочности бетона за анализируемый период;
- определяют по характеристикам однородности прочности бетона в анализируемом периоде требуемую прочность бетона для последующего контролируемого периода;

— определяют прочность бетона в данной контролируемой партии, сравнивают ее с требуемой прочностью и принимают решение о приемке этой партии.

За нормируемую прочность бетона принимается заданное в нормативно-технической или проектной документации значение прочности (в проектном или промежуточном возрасте, в т.ч. отпускная и передаточная прочность).

За требуемую прочность бетона принимается минимально допустимое значение фактической прочности бетона в партии, устанавливаемое лабораториями предприятий и строек в соответствии с достигнутой ее однородностью. В качестве характеристики однородности, используемой при контроле для определения требуемой прочности бетона, вычисляют средний коэффициент вариации прочности V_n по всем партиям бетона за анализируемый период. Одновременно с определением требуемой прочности вычисляют средний уровень прочности бетона R_y для использования при подборе состава бетона в соответствии с ГОСТ 27006 на предстоящий контролируемый период.

Анализируемый период – период времени, за который вычисляют средний по партиям коэффициент вариации прочности для назначения требуемой прочности в течение последующего контролируемого периода.

Контролируемый период – период времени, в течение которого требуемую прочность принимают постоянной в соответствии с коэффициентом вариации за предыдущий анализируемый период.

За фактическую прочность бетона в партии принимается среднее значение прочности бетона в партии, определенное по результатам испытаний контрольных образцов или неразрушающими методами непосредственно в конструкции.

При контроле по образцам для определения прочности бетона из произвольно выбранных замесов в соответствии с ГОСТ 10181 отбирают не ме-

нее двух проб бетонной смеси от каждой партии бетона (за исключением ячеистого бетона) и не менее одной пробы;

— в смену — на предприятии — изготовителе сборных конструкций;

— в 1 сут — на предприятии — изготовителе бетонной смеси для монолитных конструкций;

— в 1 сут — на строительной площадке для монолитных конструкций.

Прочность бетона в партии (R_m), МПа, вычисляют по формуле

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}, \quad (15.1)$$

где R_i — единичное значение прочности бетона, МПа;

n — общее число единичных значений прочности бетона в партии.

За единичное значение прочности бетона принимают:

— при контроле по образцам — среднюю прочность бетона в одной серии образцов, определенную по ГОСТ 10180;

— при контроле неразрушающими методами — среднюю прочность бетона конструкции или среднюю прочность бетона контролируемого участка конструкции.

Продолжительность анализируемого периода для определения характеристик однородности бетона устанавливают от одной недели до 2 мес. Число единичных значений прочности бетона в течение этого периода должно составлять не менее 30.

В течение анализируемого периода для каждой партии бетона вычисляют среднее квадратическое отклонение S_m и коэффициент вариации V_m прочности. Указанные характеристики вычисляют для всех видов нормируемой прочности. При этом допускается коэффициент вариации прочности бетона в проектном возрасте для сборных конструкций не вычислять, а принимать его равным 85% от коэффициента вариации отпускной прочности.

При контроле по образцам среднее квадратическое отклонение прочности бетона в партии (S_m), МПа, при числе единичных значений прочности бетона в партии n больше шести вычисляют по формуле

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n-1}}, \quad (15.2)$$

Если число единичных значений прочности бетона в партии от двух до шести, значение S_m вычисляют по формуле

$$S_m = \frac{W_m}{\alpha}, \quad (15.3)$$

где W_m — размах единичных значений прочности бетона в контролируемой партии, определяемый как разность между максимальным и минимальным единичными значениями прочности, МПа;

α — коэффициент, зависящий от числа единичных значений (n) и принимаемый по табл. 15.1.

Таблица 15.1

Число единичных значений n	2	3	4	5	6
Значение коэффициента α	1,13	1,69	2,06	2,33	2,5

При контроле неразрушающими методами в случае, когда за единичное значение принимают среднюю прочность бетона конструкции, значение S_m , МПа, вычисляют с учетом отклонений градуировочной зависимости по формуле

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n-1} + \frac{S_T^2}{p}}, \quad (15.4)$$

где S_T — среднее квадратическое отклонение градуировочной зависимости, определяемое по действующим государственным стандартам на неразрушающие методы, МПа;

n — число единичных значений (проконтролированных конструкций) в партии;

p — число контролируемых участков в конструкции.

Коэффициент вариации прочности бетона в партии (партионный коэффициент) (V_m) в процентах вычисляют по формуле

$$V_m = \frac{S_m}{R_m} \cdot 100, \quad (15.5)$$

Среднее значение партионного коэффициента вариации прочности бетона за анализируемый период (V_n) в процентах вычисляют по формуле

$$V_n = \frac{\sum_{i=1}^n V_{m,i} n_i}{\sum_{i=1}^n n_i}, \quad (15.6)$$

где $V_{m,i}$ — коэффициенты вариации прочности бетона в каждой i -й из n проконтролированных в течение анализируемого периода партий бетона, вычисляемые по формуле (15.5);

n_i — число единичных значений прочности бетона в каждой i -й из n партий бетона, проконтролированных в течение анализируемого периода;

$\sum_{i=1}^n n_i$ — общее число единичных значений прочности бетона за анализируемый период (не менее 30).

При контроле прочности бетона на строительной площадке коэффициент вариации прочности бетона принимают по документу о качестве бетонной смеси предприятия-изготовителя.

Требуемую прочность бетона (отпускную, передаточную, в промежуточном или проектном возрастах) при нормировании прочности по классам (R_T), МПа, вычисляют по формуле

$$R_T = K_T B_{норм}, \quad (15.7)$$

где $B_{норм}$ — нормируемое значение прочности бетона (отпускной, передаточной, в промежуточном или проектном возрасте) для бетона данного класса по прочности на сжатие, осевое растяжение или растяжение при изгибе, МПа;

K_T — коэффициент требуемой прочности для всех видов бетонов, принимаемый соответствии с табл. 15.2 в зависимости от среднего коэффициента вариации прочности бетона V_n по всем партиям за анализируемый период, вычисленного по формуле (15.6).

Таблица 15.2

V_n %	K_T			
	для бетонов всех видов (кроме плотных силикатных, ячеистых) и конструкций, кроме массивных гидротехнических	для плотного силикатного бетона	для автоклавного ячеистого бетона	для массивных гидротехнических конструкций
≤ 6	1,07	1,06	1,08	1,09
7	1,08	1,07	1,09	1,10
8	1,09	1,08	1,10	1,11
9	1,11	1,09	1,12	1,13
10	1,14	1,12	1,13	1,14
11	1,18	1,14	1,14	1,16
12	1,23	1,18	1,17	1,18
13	1,28	1,22	1,22	1,20
14	1,33	1,27	1,26	1,22
15	1,38	1,33	1,32	1,23
16	1,43	1,39	1,37	1,25
17		1,46	1,43	1,28
18			1,50	1,32
19	Область недопустимых значений		1,57	1,36
20				1,39

В общем виде коэффициент требуемой прочности K_T определяется в зависимости от фактического коэффициента вариации прочности V_n и числа испытаний

$$K_T = (1 - \lambda_1 V_K) \left(1 + \frac{V_n}{1 - \lambda_1 V_n} \left(\lambda_1 + \frac{\lambda_2}{\sqrt{n}} \right) \right), \quad (15.8)$$

где

V_K – нормируемый коэффициент вариации 0,135;

$\lambda_1 = 2$ – для тяжелого бетона при принятой обеспеченности гарантированной прочности;

$\lambda_2 = 0,84$ – для тяжелого бетона 20% точка нормального распределения, определяемая риском потребителя.

В начальный период до накопления необходимого для ведения статистического контроля числа результатов испытаний требуемую прочность бетона (R_T) определяют по формуле

$$R_T = 1,1 \cdot \frac{B_{норм}}{K_{\delta}} \quad (15.9)$$

где K_{δ} — коэффициент, равный 0,78 для всех бетонов, кроме ячеистых и силикатных.

Такое значение обеспечивает отклонение гарантированной прочности от среднего, близкое к величине $3S$, что гарантирует близко к 100% соответствие прочности бетона для всей партии.

Продолжительность контролируемого периода, в течение которого может использоваться установленное значение требуемой прочности, следует принимать от одной недели до 1 мес.

Условие приемки: партия бетона подлежит приемке, если фактическая прочность бетона в партии (R_m) будет не ниже требуемой прочности (R_T), т.е.

$$R_m \geq R_T \quad (15.10)$$

Если условие приемки партии не выполняется, то следует:

- внести коррективы в технологический процесс с целью повышения среднего контролируемого уровня прочности бетона;
- бетон не принятой партии подвергнуть сплошному контролю неразрушающими методами, либо дождаться окончания контролируемого периода, определить для него фактический коэффициент вариации прочности, по которому установить требуемую прочность и произвести приемку партии. При отрицательном результате партия бракуется.

Средний для контролируемого периода уровень прочности отпускной, передаточной для сборных конструкций, в промежуточном и в проектном возрасте для монолитных конструкций) бетона (R_y), МПа, определяют по формуле

$$R_y = R_T K_{m.n}, \quad (15.11)$$

где $K_{m.n}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 15.3 в зависимости от среднего за анализируемый период коэффициента вариации V_n .

Таблица 15.3

$V_n, \%$	6 и менее	От 6 до 7	От 7 до 8	От 8 до 10	От 10 до 12	От 12 до 14	14 и более
$K_{m.n}$	1,03	1,04	1,05	1,07	1,09	1,12	1,15

При этом значение $K_{m.n}$ должно приниматься для тяжелого и легкого бетонов не более 1,10, а для плотного силикатного бетона — не более 1,13.

Верхнюю предупредительную границу средней прочности бетона в контролируемой партии ($R_m^{с.п.э}$), МПа, превышение которой свидетельствует о завышении фактической прочности, рассчитывают по формуле

$$R_m^{с.п.э} = R_y \left(1 + 1,28 \frac{V_{м.п}}{100} \right), \quad (15.12)$$

где $V_{м.п}$ — коэффициент межпартионной вариации прочности, принимаемый равным $0,5 V_n$.

Если фактическая прочность бетона в трех последовательных партиях превысит верхнюю предупредительную границу, следует внести коррективы в технологический процесс для снижения величины среднего уровня прочности бетона.

Статистический контроль по ГОСТ 18105 наряду с достоинствами обладает определенными недостатками:

- в случае если стабильность технологического процесса в контролируемый период окажется ниже, чем в анализируемый, есть риск принять за качественную бракованную партию;
- в случае если стабильность технологического процесса в контролируемый период окажется выше, чем в анализируемый, есть риск забраковать качественную партию;
- ГОСТ 18105 не предусматривает не статистический контроль, но на объектах с малым объемом работ статистический контроль невозможен.

Для совершенствования статистического контроля прочности ГОСТ 53231-2008 предусматривает 4 схемы контроля:

- схема А – для определения характеристик однородности бетона по прочности (коэффициент вариации) используется не менее 30 единичных значений прочности, полученных при контроле прочности предыдущих партий в анализируемом периоде. Схема контроля А в принципе соответствует ГОСТ

10180. Используется для контроля прочности бетона сборных конструкций и БСГ (товарного бетона) у производителя;

- схема Б - для определения характеристик однородности бетона по прочности (коэффициент вариации) используется не менее 15 единичных значений прочности, полученных при контроле прочности партии, подлежащей приемке и предыдущих проконтролированных партиях. Используется для контроля прочности бетона сборных конструкций и БСГ (товарного бетона) у производителя;

- схема В – контроль прочности бетона монолитных конструкций с определением характеристик однородности бетона по прочности (коэффициент вариации) данных текущего неразрушающего контроля прочности бетона только одной партии конструкций;

- схема Г – не статистический контроль прочности без определения характеристик однородности бетона по прочности (коэффициент вариации). Используется на начальном этапе производства, а также при эпизодическом контроле прочности бетона сборных конструкций и БСГ (товарного бетона) у производителя.

При контроле по схеме В:

- определяют прочность бетона в текущей контролируемой партии;
- рассчитывают «скользящий» коэффициент вариации прочности;
- определяют требуемую прочность бетона для контролируемой партии.

Характеристики однородности бетона по прочности:

- средний для всех партий коэффициент вариации за анализируемый период при контроле по схеме А;
- «скользящий» - при контроле по схеме Б.
- текущий – при контроле по схеме В.

За партию принимается бетон одного состава, изготовленный на одном технологическом комплексе за период:

- не более 1 недели – для бетона сборных конструкций;
- не более 1 месяца – для БСГ (товарного бетона);
- не более 1 суток – для монолитных конструкций.

При контроле прочности по образцам для каждой партии бетона отбирается не менее 2 проб бетонной смеси и не менее 1 пробы для изготовления серии контрольных образцов:

- в смену – на предприятии – изготовителе сборных ЖБК;
- в сутки – на предприятии – изготовителе БСГ и строительной площадке при изготовлении монолитных ЖБК.

Фактическую прочность бетона в партии R_m определяют по формуле

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}, \quad (15.13)$$

R_i – единичное значение прочности бетона, МПа (средняя прочность серии образцов или средняя прочность бетона контролируемого участка конструкции);

i – число единичных значений прочности бетона в партии.

При контроле по схеме А и Б продолжительность анализируемого периода устанавливают от 1 недели до 3 месяцев. Для каждой партии бетона вычисляют

- среднеквадратическое отклонение S_m

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n - 1}}; \quad (15.14)$$

при $n = 2 - 6$ среднеквадратическое отклонение S_m определяют как

$$S_m = \frac{W_m}{\alpha}, \quad (15.15)$$

где W_m — размах единичных значений прочности бетона в контролируемой партии, определяемый как разность между максимальным и минимальным единичными значениями прочности, МПа;

α — коэффициент, зависящий от числа единичных значений (n) и принимаемый по табл. 15.4.

Таблица 15.4

Число единичных значений n	2	3	4	5	6
Значение коэффициента α	1,13	1,69	2,06	2,33	2,5

- коэффициент вариации прочности V_m

$$V_m = \frac{S_m}{R_m} 100, \%; \quad (15.16)$$

- Среднее значение коэффициента вариации прочности бетона за анализируемый период (V_n) в процентах вычисляют по формуле

$$V_n = \frac{\sum_{i=1}^n V_{m,i} n_i}{\sum_{i=1}^n n_i}, \quad (15.17)$$

где $V_{m,i}$ — коэффициенты вариации прочности бетона в каждой i -й партии, вычисляемые по формуле (6);

n_i — число единичных значений прочности бетона в каждой i -й партии;

$\sum_{i=1}^n n_i$ — общее число единичных значений прочности бетона за анализируемый период.

Требуемая прочность бетона при контроле по схеме А устанавливается аналогично ГОСТ 18105. При контроле по схеме Б требуемая прочность бетона определяется по формуле

$$R_T = K_T B, \quad (15.18)$$

где

$$K_T = \frac{1}{1 - t_a \frac{V_n}{100}}, \quad (15.19)$$

где коэффициент t_a принимается по табл. 15.5.

Таблица 15.5

Значения коэффициента t_a

n	t_a	n	t_a	n	t_a
2	6,31	9	1,86	20	1,73
3	2,92	10	1,83	25	1,71
4	2,35	11	1,81	30	1,7
5	2,13	12	1,8	40	1,68
6	2,01	13	1,78	∞	1,64
7	1,94	14	1,77		
8	1,89	15	1,76		

Требуемая прочность для всех бетонов, кроме плотного силикатного и ячеистого при контроле по схеме Г определяется по формуле

$$R_T = 1,41B. \quad (15.20)$$

Условие приемки партии бетона по прочности:

$$R_m \geq R_T, \quad (15.21)$$

$$R_{\min} \geq R_T - 4, \quad (15.22)$$

где

R_{\min} – минимальное единичное значение прочности бетона в партии.

В странах Европы в соответствии с EN 206 – 1 при контроле качества бетона по прочности различают:

- начальный период, когда количество выпущенных партий менее 35;
- период установившегося производства, при котором количество выпущенных партий превышает 35 за срок не более 12 месяцев.

В зависимости от периода и качества производства устанавливается объем контроля:

- в начальный период для первых 50 м³ не менее 3 проб (серий). В дальнейшем в начальный период объем контроля составляет:

- для сертифицированного производства – не менее 1 пробы от 200 м³ или не реже 2 раз в неделю;

- для не сертифицированного производства – не менее 1 пробы от 150 м³ или не менее 1 пробы в сутки;

- в период установившегося производства:

- для сертифицированного производства – не менее 1 пробы от 400 м³ или не реже 1 раза в неделю;

- для не сертифицированного производства – не менее 1 пробы от 150 м³ или не менее 1 пробы в сутки.

Условия приемки партии бетона:

- в начальный период для бетонов классов до С55/67

$$\begin{aligned} f_{cm} &> f_{ck} + 4 \\ f_{ci} &> f_{ck} - 4 \end{aligned} \quad (15.23)$$

- в начальный период для бетонов классов С60/75 и выше

$$\begin{aligned} f_{cm} &> f_{ck} + 5 \\ f_{ci} &> f_{ck} - 5 \end{aligned} \quad (15.24)$$

- в установившийся период для бетонов классов до С55/67

$$\begin{aligned} f_{cm} &> f_{ck} + 1,48\sigma \\ f_{ci} &> f_{ck} - 4 \end{aligned} \quad (15.25)$$

- в установившийся период для бетонов классов С60/75 и более

$$\begin{aligned} f_{cm} &> f_{ck} + 1,48\sigma \\ f_{ci} &> 0,9f_{ck} \end{aligned} \quad (15.26)$$

где

f_{cm} – среднее значение предела прочности бетона (R_m) по всем n сериям (пробам), в начальный период $n \geq 3$, в установившийся период $n \geq 15$;

f_{ci} – минимальное единичное значение прочности бетона (R_{min}) в принимаемой партии;

f_{ck} – гарантированное с обеспеченностью 0,95 значение прочности бетона (требуемый класс бетона по прочности B);

σ – дисперсия (среднеквадратическое отклонение S).

Одно из принципиальных отличий схемы контроля по нормам EN заключается в том, что схемы контроля по нормам EN основаны на известном факте о том, что величина дисперсии прочности бетона является достаточно постоянной и, как правило, не превышает 6 МПа для бетонов со средней прочностью 30 МПа в производственных условиях, т.е. коэффициент вариации прочности бетона зависит от величины предела прочности и изменяется примерно в диапазоне от 8% до 17%. Строго говоря, средняя прочность бетона при обеспеченности гарантированной 0,95 составляет при анализе всей выборки

$$R_m \geq B + 1,65S_m . \quad (15.27)$$

На практике испытанию подвергается не вся выборка, а ее часть. С учетом рисков потребителя и производителя при числе единичных значений, применяемых для оценки однородности, не менее 35, принята функция

16. Общие положения по расчету состава бетонов

Расчет состава бетона целесообразно производить в такой последовательности:

- вычисляется средний контролируемый уровень прочности бетона;

- определяется значение Ц/В по условию достижения требуемой прочности в марочном возрасте (28 сут.);
- корректируется значение Ц/В, если к бетону предъявляются дополнительные, помимо достижения марочной прочности, требования, например, обеспечение требуемой прочности после тепловлажностной обработки, обеспечение заданной морозостойкости, водонепроницаемости и т.п.;
- проверяется соответствие значения Ц/В предельно допускаемым по условию получения бетона слитной структуры;
- определяется расход воды, обеспечивающий необходимую удобоукладываемость бетонной смеси;
- определяется расход цемента;
- проверяется соответствие значения расхода цемента нормативным по условию получения бетона слитной структуры и по технико-экономическим соображениям;
- вычисляется расход крупного заполнителя;
- проверяется соответствие значения расхода крупного заполнителя предельным значениям, если установлены дополнительные требования, например, стойкость бетона к циклическим температурным воздействиям, перекачиваемость бетонной смеси бетононасосами и др.;
- определяется расход мелкого заполнителя;
- проверяется соответствие значения расхода мелкого заполнителя предельным по условию получения бетона слитной структуры;
- проверяется водосодержание бетонной смеси на соответствие требованию получения нерасслаиваемой бетонной смеси;
- определяется расчетная плотность бетонной смеси.

При использовании соответствующих расчетных формул (см. раздел 16.1) приведенная схема расчета приемлема для определения состава тяжелого бетона общестроительного и специального назначения, в принципе при-

емлема для определения расчетного состава бетона на пористых заполнителях. Основные расчетные формулы представлены ниже.

16.1. Основные расчетные формулы для определения состава бетона

Средний контролируемый уровень прочности бетона определяется по следующим формулам:

- при нормировании предела прочности по классам

$$R_b = K_{МП} K_T B, \quad (16.1)$$

где B – требуемый класс бетона;

$K_{МП}$, K_T – коэффициенты, определяемые по табл. 16.1. В зависимости от среднего значения партионного коэффициента вариации прочности бетона V_R . При отсутствии данных следует принимать значение $V_R = 0,09$, при этом $K_{МП} = 1,1$. Следует иметь в виду, что значения V_R часто приводятся в %;

- при нормировании предела прочности бетона по маркам

$$R_b = K_{МП} K_T^* M/100, \quad (16.2)$$

где M – требуемая марка бетона.

Таблица 16.1

Значения коэффициентов в ф. (16.1, 16.2)

Коэффициенты	Значения коэффициентов при V_R										
	0,06	0,07	0,08	0,09	0,01	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16
K_T	1,07	1,08	1,09	1,11	1,14	1,19	1,23	1,28	1,33	1,38	1,43
K_T^*	83	84	85	87	89	92	96	100	104	108	112
$K_{МП}$	1,03	1,04	1,05	1,07	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,10	1,10

Примечание: Приведенные в табл. 2.1 значения коэффициентов относятся к пределу прочности бетона в марочном возрасте при сжатии. При нормировании прочности бетона после тепловлажностной обработки значения коэффициентов K_T , K_T^* следует умножить на 1,15.

Цементно-водное отношение определяется для обеспечения требуемой прочности, плотности, морозостойкости бетона, устанавливается на основе известных в бетоноведении зависимостей и при необходимости корректируется в соответствии с требованиями норм. Различают два общих случая расчета состава бетона:

- расчет состава бетона общестроительного назначения, у которого основной нормируемый показатель назначения – предел прочности при сжатии;
- расчет состава бетона специального назначения.

16.2 Бетоны общестроительного назначения

Для обеспечения требуемого предела прочности при сжатии в возрасте 28 сут. при нормальном твердении величина цементно-водного отношения определяется по формулам:

$$\frac{Ц}{В} = \frac{R_y}{\alpha R_{Ц}} + 0.5 \quad \text{при } Ц/В < 2.5; \quad (16.3)$$

$$\frac{Ц}{В} = \frac{R_y}{\alpha_1 R_{Ц}} - 0.5 \quad \text{при } Ц/В > 2.5, \quad (16.4)$$

где R_y – средний контролируемый уровень прочности в марочном возрасте, МПа;

$R_{Ц}$ – активность цемента в возрасте 28 суток при нормальном твердении, МПа;

α , α_1 – коэффициенты, значения которых принимаются в зависимости от качества заполнителей по табл. 16.2:

Таблица 16.2

Значения коэффициентов в формулах прочности

№	Качество	Коэффициенты
---	----------	--------------

	заполнителя	α	α_1
1	Высокого качества	0.65	0.43
2	Среднего качества	0.6	0.4
3	Низкого качества	0.55	0.37

Более точно значения коэффициентов в формулах (16.3), (16.4) могут быть приняты по табл. 16.3 и прил. 16.3.

Таблица 16.3

Значения коэффициента « α » в формулах (16.3), (16.4)

в зависимости от качества заполнителей

Заполнитель	Содержание ПГ в крупном и мелком заполнителе, до, %	Суммарное содержание ПГ в заполнителе, %	Значение коэффициента « α » для бетона на крупном заполнителе		
			щебень	гравий	
				горный	морской
Крупный	0	0	0,65	0,57	0,55
Мелкий	0				
Крупный	0	0,75	0,6	0,55	0,53*
Мелкий	3				
Крупный	1	1,5	0,58	0,53*	0,51*
Мелкий	3				
Крупный	2	2,2	0,56	0,51*	0,49*
Мелкий	3				
Крупный	2	2,8	0,54*	0,49*	0,47*
Мелкий	5				

Примечание: * - не рекомендуется к применению.

При расчете значения Ц/В на первом этапе используется формула (16.3). В случае получения значения Ц/В > 2.5 следует применить:

- цемент более высокой активности (марки);
- заполнители более высокого качества;

Если невозможно реализовать указанные пункты, следует произвести расчет значения Ц/В по формуле 16.4.

Для обеспечения требуемого предела прочности при сжатии по окончании тепловлажностной обработки (ТВО) значение Ц/В должно составлять:

$$\frac{Ц}{В} = \frac{R_{b,ТВО} + 8}{0.23R_{ц,ТВО} + 10} \quad , \quad (16.5)$$

где $R_{b,ТВО}$ – средний контролируемый уровень прочности бетона после ТВО, МПа;

$R_{ц,ТВО}$ – активность цемента при пропаривании.

При отсутствии фактических данных об активности цемента при пропаривании величина $R_{ц,ТВО}$ может быть определена по формуле

$$R_{ц,ТВО} = K_{эф} R_{ц} \quad , \quad (16.6)$$

где $K_{эф}$ – коэффициент эффективности при пропаривании – паспортная характеристика цемента. Сведения о некоторых цементах, используемых в строительном комплексе Ростовской области, представлены в табл. 16.4.

Таблица 16.4

Характеристика некоторых цементав

Цементный завод	Марка цемента	Активность цемента, МПа		Коэффициент эффективности при пропаривании	Группа эффективности при пропаривании
		в 28 сут	после ТВО		
1	2	3	4	5	6
Белгородский	М 500	51,6	38,0	0,736	1
	М 400	48,4	36,0	0,744	1
Карачаево-Черкесский	М 400	42,9	29,9	0,697	1
Липецкий	М 400	43,6	29,3	0,67	2
Мордовский	М 400	43,2	25,8	0,60	2
«Октябрь»	М 500	50,1	28,1	0,56	3
«Пролетарий»	М 500	51,0	30,9	0,617	2
Себряковский	М 500	51,8	32,3	0,623	2
	М 400	45,0	30,0	0,667	2

Старооскольский	М 550	56,8	35,0	0,616	2
	М 500	53,8	32,1	0,60	2
	М 400	46,7	27,1	0,58	2
Воскресенский	М 500	51,8	37,7	0,728	1
	М 400	47,4	34,7	0,732	1
«Гигант»	М 500	50,5	36,6	0,724	1
	М 400	44,3	32,5	0,733	1
Пикалевский	М 500	50,3	39,5	0,785	1
	М 400	44,0	34,2	0,777	1

При определении величины Ц/В по условию обеспечения требуемой прочности бетона с учетом условий твердения следует руководствоваться данными табл. 16.5.

Таблица 16.5

Определение величины Ц/В

Условия твердения: бетона		
Нормальные	Естественные	ТВО
Из закона прочности бетона (Боломея – Скрамтаева) $\left(\frac{Ц}{B}\right)_{HY} = \frac{R}{aR_{Ц}} + b$ или $\left(\frac{Ц}{B}\right)_{HY} = \frac{R}{a_1R_{Ц}} - b$	$\left(\frac{Ц}{B}\right)_{EV} = (1,05...1,15)\left(\frac{Ц}{B}\right)_{HY}$	Наибольшее значение из: $\frac{Ц}{B} = \frac{R_{Б,ТВО} + 8}{0,23R_{Ц,ТВО} + 10}$ или $\left(\frac{Ц}{B}\right)_{ТВО} = 1,1\left(\frac{Ц}{B}\right)_{HY}$

Для обеспечения требуемой марки бетона по морозостойкости значение Ц/В можно определять по формуле:

$$\frac{Ц}{B} = \frac{F}{aR_{Ц}} + 0,5, \quad (16.7)$$

где F – проектная марка бетона по морозостойкости, циклы
 a – коэффициент, принимаемый равным 0,43; 0,45; 0,47 соответственно для цементов М400; М500; М600 (размерность $R_{Ц}$ – кГс/см²), либо более точно по прил. 16.4. Возможно принимать Ц/В по табл. 16.6 (среднее значение).

Таблица 16.6

Ориентировочные значения Ц/В для обеспечения требуемой марки бетона по морозостойкости

По методу расчета	Значения Ц/В при марке бетона по морозостойкости F, циклы			
	100	200	300	500
Г.И. Горчакова	1,93	2,16	2,32	2,57
В.П.Сизова	1,03	1,56	2,1	3,16
А.Е.Шейкина	0,56	1,01	1,96	3,15
О.В.Кунцевич	2,0	2,22		
А.И.Конопленко	0,6	1,62	2,36	3,07
А.В. Ферронской	1,67	1,82	2,0	2,5
ЕКБ-ФИП	1,67	1,71	2,0	2,5
Г.В.Несветаева	1,5	1,82	2,56	3,31
Среднее	1,37	1,74	2,19	2,89

Для обеспечения требуемой марки бетона по водонепроницаемости W

$$\frac{Ц}{В} = \frac{W}{aR_{ц}} + 0.5, \quad (16.8)$$

где значение коэффициента a принимается в среднем равным 0,1 (размерность $R_{ц}$ – МПа), но может значительно изменяться в зависимости от качества заполнителей.

Для обеспечения расчетной долговечности железобетонной конструкции по критерию карбонизации защитного слоя значение Ц/В можно определить по одной из формул табл. 16.7:

Таблица 16.7

Формулы для определения времени карбонизации защитного слоя

Автор	Формула	Значение коэффициента	Расчетное время карбонизации, лет, при В/Ц=0.5 и толщине защитного слоя, мм			
			10	20	30	40
Хамада	$T = kx^2/R^2$ T – лет, x-см	$k = \frac{0.3(1.15 + 3B/C)}{(B/C - 0.25)^2}$	12,7	50,8	114,3	203,0
Смольчик	$t = \frac{x^2}{250(\frac{1}{\sqrt{R}} - \frac{1}{25})}$ t – мес, x - мм		9,91	39,6	89,2	158,6
Кишитани	$t = \frac{(0.05x)^2}{(B/C - 0.35)^2}$ t – лет, x - мм		11,0	44,0	99,0	176,0
Bunte	$h = k\sqrt{\tau} \sqrt{\frac{D\alpha t}{Dt + \rho\alpha k_c^2 \tau}}$		15,0	> 200		

После выполнения расчетов следует проверить соответствует ли полученное значение величины Ц/В требованиям нормативных документов для бетонов конкретных изделий. Некоторые данные представлены в табл. 16.8. Например, для бетонов однослойных или верхнего слоя двухслойных дорожных покрытий максимальное значение величины В/Ц должно быть не более 0.5, т.е. минимальное значение величины Ц/В в этом случае равно 2. Если в результате расчетов по приведенным выше формулам в итоге получилось значение величины Ц/В, меньшее 2, то следует принять окончательное значение Ц/В = 2.

Если к бетону предъявляется, помимо прочности, ряд дополнительных требований (морозостойкость, водонепроницаемость), то из нескольких значений Ц/В принимается наибольшее.

При расчете составов некоторых специальных бетонов наряду с формулами (16.1), (16.2) при определении значения величины Ц/В используются специ-

альные формулы, приведенные в разделе «Бетоны специального назначения».

Таблица 16.8

Минимальные значения Ц/В бетонов по условию обеспечения долговечности конструкций

№	Условия эксплуатации конструкции	Минимальное значение величины Ц/В
1	Внутренние зоны зданий и сооружений	1.33
2	В зоне переменного горизонта воды при климатических условиях: Особо суровых	2.38
	Суровых	2.22
	Умеренных	2.0
3	Под водой: Напорные	1.82
	Безнапорные	1.67
4	В условиях агрессивных сред для бетонов: Нормальной плотности W 2 - W 4	1.43 - 1.67
	Повышенной плотности W 6	1.82
	Особо плотных W 8 - W 12	2.22 - 2.5
5	В условиях переменного действия воды и мороза для бетонов с маркой по морозостойкости:	
	F 100	1.67
	F 200	1.82
	F 300	2.0
	F 400	2.22
	F 500	2.5

Примечание: - марка бетона по водонепроницаемости по ГОСТ 12730.5.

Расход цемента определяется по формуле

$$Ц = \frac{Ц}{В} B, \quad (16.9)$$

где В – расход воды, кг/м³, (табл. 16.9).

При назначении расхода воды следует учитывать, что, например, для бетонов с повышенными требованиями по морозостойкости должно выполняться требование

$$B < 40VV, \quad (16.10)$$

где

ВВ - объем вовлеченного воздуха, %.

При невыполнении этого требования следует обеспечить снижение водосодержания бетонной смеси без изменения ее подвижности, т.е. применить добавки - водопонизители (например, суперпластификаторы).

Таблица 16.9

Ориентировочный расход воды на 1 м³ бетонной смеси на плотных заполнителях при температуре смеси 20°С

Марка смеси по Удобоукладываемости	Расход воды, л/м ³ при крупности, мм							
	гравия				щебня			
	10	20	40	70	10	20	40	70
СЖ1	140	125	115	110	150	140	125	120
Ж4	150	135	125	120	160	150	135	130
Ж3	160	145	130	125	170	160	145	140
Ж2	165	150	135	130	175	165	150	155
Ж1	175	160	145	140	185	175	160	165
П1	190	175	160	155	200	190	175	170
П2	200	185	170	165	210	200	185	180
П3	215	200	190	180	225	215	200	190
П4	225	220	205	195	235	230	215	200
П5	235	230	220	210	245	240	225	210

Примечания: 1. Смеси на цементе с нормальной плотностью теста 27 % и модулем крупности песка 2.

2. При изменении нормальной плотности цементного теста на каждый % следует изменять расход воды на 3-5 л/м³.

3. В случае изменения модуля крупности песка на 0.5 следует изменять расход воды на 3-5 л/м³.

Полученное значение Ц необходимо сверить с нормативными требованиями (табл. 16.10, 16.11).

Если в результате расчета по формуле 16.10 получилась величина, меньшая требуемой по нормам для конкретных условий эксплуатации, то следует принять нормативное значение расхода цемента. При этом можно рассмотреть вопрос о целесообразности применения цемента более низкой марки. Если проектируется состав бетонной смеси, которая к месту укладки будет подаваться трубопроводным транспортом с помощью бетононасосов или пневмонагнетателей, то расход цемента должен быть не менее 350 кг/м^3 . В случае экономической нецелесообразности такого решения часть цемента можно заменить наполнителем, например золой-уноса, дисперсность которого одного порядка с дисперсностью цемента.

Таблица 16.10

Минимальный расход цемента для бетонов
железобетонных конструкций по ГОСТ 26633

Вид конструкции	Условия эксплуатации	Вид и расход цемента, кг/м^3		
		ПЦ – Д0; ПЦ – Д5; ССПЦ – Д0	ПЦ – Д20; ССПЦ – Д20	ШПЦ; ССШПЦ; ПуццПЦ
Неармированные	Без атмосферных воздействий	не нормируется		
	При атмосферных воздействиях	150	170	170
Армированные с непрягаемой арматурой	Без атмосферных воздействий	150	170	180
	При атмосферных воздействиях	200	220	240
Армированные с преднапряженной арматурой	Без атмосферных воздействий	220	240	270
	При атмосферных воздействиях	240	270	300

Примечание: Максимальный расход цемента 600 кг/м^3 .

Требования ГОСТ 26633 по минимальному расходу цемента занижены, и для практических целей лучше применять минимальный расход цемента в соответствии с нормами EN 206 - 1 (таблица 16.11).

Таблица 16.11

Минимальный расход цемента для бетонов железобетонных конструкций

№ п.п.	Условия эксплуатации (внешняя среда)	Минимальный расход цемента, кг/м ³	
		Обычно армированные конструкции	Предварительно напряженные конструкции
1	Сухая	260	300
2	Влажная без замораживания	280	300
3	Влажная с замораживанием	280	300
4	Дорожные и аэродромные покрытия	300	300
5	Морские сооружения	300	-
6	Слабая химическая агрессия	280	300
7	Средняя и сильная химическая агрессия	300	-

Расход крупного заполнителя определяется по формуле

$$Щ(\Gamma) = \frac{1000}{\frac{\alpha V_{пщ}}{\rho_{нщ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}}, \quad (16.11)$$

где α - коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя;

$V_{пщ}$ – пустотность крупного заполнителя;

$\rho_{нщ}$ – насыпная плотность крупного заполнителя, т/м³;

$\rho_{щ}$ – плотность крупного заполнителя в куске, т/м³. Данные о плотности в куске для некоторых заполнителей приведены в табл. 16.12.

Таблица 16.12

Плотность некоторых заполнителей в куске

№	Заполнитель	Плотность в куске, г/см ³	
		диапазон	среднее
	2	3	4
1	Гранит	2.53 - 2.7	2.57
2	Гранито-гнейс	2.65 - 2.87	2.76
2	Гранодиорит	2.62 - 2.78	2.69
3	Диорит	2.67 - 2.92	2.81

4	Сиенит	2.85 - 3.05	2.95
5	Габбро	2.85 - 3.05	2.95
6	Кварцит	2.65 - 2.68	2.67
7	Андезит	2.7 - 3.1	2.9
8	Базальт	2.9 - 3.3	3.1

Пустотность крупного заполнителя определяется по формуле

$$V_{пщ} = 1 - \frac{\rho_{нщ}}{\rho_{щ}}. \quad (16.12)$$

Пустотность крупного заполнителя обычно составляет 0.39 - 0.5.

Значение величины α принимается в зависимости от пустотности заполнителей и армирования изделия по табл. 16.13 с учетом поправок, изложенных в примечании к табл. 16.13.

Полученное значение величины β подлежит проверке. Если проектируется состав бетонной смеси, которая будет подаваться к месту укладки по трубопроводам с применением бетононасосов или пневмонагнетателей, то должно выполняться условие

$$\frac{\beta}{\rho_{щ}} < 0,45. \quad (16.13)$$

При проектировании состава бетона для конструкций, подвергающихся циклическим температурным воздействиям, следует обеспечивать значение величины, рассчитанной по формуле (16.13), в пределах 0.42 - 0.44. Необходимо иметь в виду, что в любом случае, даже если нет никаких ограничений, значение величины, рассчитанное по формуле (16.13) должно находиться в пределах 0.39 - 0.49. Это условие можно рассматривать как условную проверку "правильности" определения расхода крупного заполнителя.

Таблица 16.13

Рекомендуемые значения коэффициента раздвижки
зерен крупного заполнителя

Пустотность песка	Пустотность щебня (гравия)							
	0.39	0.41	0.43	0.45	0.47	0.49	0.51	0.53
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.37	1.41 (1.48)	1.37 (1.45)	1.34 (1.42)	1.30 (1.39)	1.26 (1.36)	1.23 (1.33)	1.19 (1.29)	1.15 (1.23)
0.39	1.39 (1.47)	1.35 (1.44)	1.31 (1.41)	1.28 (1.38)	1.24 (1.34)	1.21 (1.30)	1.17 (1.27)	1.14 (1.23)
0.41	1.37 (1.45)	1.33 (1.42)	1.29 (1.39)	1.26 (1.35)	1.22 (1.32)	1.19 (1.28)	1.15 (1.24)	1.12 (1.21)
0.43	1.35 (1.43)	1.31 (1.39)	1.27 (1.37)	1.24 (1.33)	1.20 (1.30)	1.17 (1.26)	1.13 (1.22)	1.10 (1.19)
0.45	1.33 (1.41)	1.29 (1.37)	1.25 (1.35)	1.22 (1.31)	1.18 (1.28)	1.15 (1.24)	1.11 (1.20)	1.08 (1.17)
0.47	1.31 (1.39)	1.27 (1.35)	1.23 (1.33)	1.20 (1.29)	1.16 (1.26)	1.13 (1.22)	1.09 (1.18)	1.06 (1.15)
0.49	1.28 (1.36)	1.25 (1.33)	1.21 (1.31)	1.19 (1.27)	1.14 (1.24)	1.11 (1.20)	1.07 (1.16)	1.04 (1.13)
0.51	1.26 (1.34)	1.23 (1.31)	1.19 (1.29)	1.17 (1.25)	1.12 (1.22)	1.09 (1.18)	1.05 (1.14)	1.02 (1.11)

Примечание: В скобках - для тонкостенных и густоармированных конструкций.

Расход мелкого заполнителя определяется по формуле

$$П = \left(1000 - \frac{Ц}{\rho_{ц}} - В - \frac{Щ}{\rho_{щ}}\right) \rho_{п}, \quad (16.14)$$

где

$\rho_{ц}$ - истинная плотность цемента (для портландцемента и портландцемента с минеральными добавками обычно составляет 3.05 - 3.15 г/см³);

$\rho_{п}$ - истинная плотность песка (для кварцевых и полевошпатовых песков при отсутствии фактических данных можно принимать значение 2.65 г/см³).

По завершению расчета расхода мелкого заполнителя по формуле (16.14) производится проверка:

- определяется объем пустот в песке

$$V_{\text{ПП}}^* = \frac{0,9V_{\text{ПП}}}{\rho_{\text{НП}}} \Pi, \quad (16.15)$$

где $\rho_{\text{НП}}$ - насыпная плотность песка, кг/м^3 ;

$V_{\text{ПП}}$ - пустотность песка,

$$V_{\text{ПП}} = 1 - \frac{\rho_{\text{НП}}}{\rho_{\text{П}}}. \quad (16.16)$$

Коэффициент 0.9 учитывает уменьшение пустотности песка при уплотнении бетонной смеси;

- определяется "объем" цементного теста

$$V_{\text{ЦТ}} = \frac{Ц}{\rho_{\text{Ц}}} + B; \quad (16.17)$$

- проверяется выполнимость условия слитности структуры бетона

$$V_{\text{ЦТ}} > 1.05 V_{\text{ПП}}. \quad (16.18)$$

При невыполнении условия (16.18) следует произвести перерасчет состава бетона с учетом необходимости увеличения объема цементного теста и уменьшения объема пустот в песке. Указанную проверку целесообразно проводить при значениях $\Pi/Ц > 2$.

Расчетная плотность бетонной смеси в уплотненном состоянии

$$\rho_{\text{БС}} = Ц + B + Щ(\Gamma) + \Pi. \quad (16.19)$$

Для обычных тяжелых бетонов расчетная средняя плотность бетонной смеси составляет примерно 2360 - 2450 кг/м^3 .

Содержание вовлеченного воздуха (расчетное значение)

$$ВВ = \left(1000 - \frac{Ц}{\rho_{\text{Ц}}} - B - \frac{Щ(\Gamma)}{\rho_{\text{Щ}(\Gamma)}} - \frac{\Pi}{\rho_{\text{П}}} \right). \quad (16.20)$$

Определение расчетной величины воздухововлечения является итоговой проверкой "правильности" расчета состава бетона. В бетонных смесях без воздухововлечения значение величины ВВ должно стремиться к 0.

16.3 Бетоны специального назначения

16.3.1 Бетон для дорожных и аэродромных покрытий

Основным показателем назначения: предел прочности на растяжение при изгибе, предел прочности при сжатии, марка по морозостойкости устанавливаются в зависимости от категории дороги и расчетной температуры в зимний период в соответствии с табл. 16.14.

Таблица 16.14

Нормирование показателей назначения бетонов
для дорожных и аэродромных покрытий

Категория дороги	Покрытие	Марка (класс) бетона		Марка по морозостойкости, при температуре		
		марка при изгибе	класс при сжатии	до – 10°	до – 20°	ниже –20°
I, II	О, В	50; 55	50	F100	F150	F200
	Н	40	35	-	F50	F50
III	О, В	45	40	F100	F150	F200
	Н	35	30	-	F50	F50

Значение Ц/В определяется по ф. 16.21 (Ю.М. Баженова) или ф. 16.22 (СоюзДорНИИ) в зависимости от требуемой марки по прочности на растяжение при изгибе и формулам (16.3, 16.4) в зависимости от требуемого класса по прочности на сжатие (если регламентируется). Из всех значений Ц/В принимается наибольшее.

$$\frac{Ц}{В} = \frac{R_{PI}}{aR_{CI}} + 0,2 ; \quad (16.21)$$

$$\frac{Ц}{B} = \frac{R_p^И}{0.39R_{Ц}^И (1 - 0.025V_B)} + 0,1, \quad (16.22)$$

где $R_{Ц}^И$ – активность цемента при изгибе, принимается по фактическим данным либо в зависимости от марки цемента по табл. 16.15.

a – коэффициент, значения которого соответственно равны 0.37; 0.4; 0.42 для заполнителей низкого, среднего и высокого качества;

V_B – объем вовлеченного воздуха, %.

Содержание вовлеченного воздуха в бетонной смеси должно составлять, %:

- 5 – 7 для бетона однослойной и верхнего слоя двухслойной конструкции покрытия;
- 3 – 5 для бетона нижнего слоя покрытия.

Таблица 16.15

Соотношение между маркой цемента и активностью при изгибе

Марка цемента	Минимальная активность при изгибе, МПа
М 400	5,4
М 500	5.9
М 550	6.1
М 600	6.4

Далее расчет выполняется по общим формулам для всех бетонов. При этом следует иметь в виду, что для бетонов дорожных и аэродромных покрытий значение коэффициента раздвижки зерен крупного заполнителя рекомендуется принимать в пределах 1,5 – 1,6.

16.3.2 Центрифугированный бетон

Основные показатели назначения – класс бетона по прочности при сжатии, марка по морозостойкости.

Отличительная особенность – изменение первоначального состава смеси в процессе уплотнения.

Значение Ц/В остаточное (после центрифугирования) определяется по формуле

$$\frac{Ц}{V_{ост}} = \frac{R_b}{0.45R_{ц}} + 0,4, \quad (16.23)$$

где $V_{ост}$ – остаточное после уплотнения центрифугированием водосодержание бетонной смеси, в первом приближении допускается принимать $V_{ост} = 150 \text{ л/м}^3$.

Далее расчет состава центрифугированного бетона производится по общим формулам. Необходимо учитывать следующее:

- при выборе крупного заполнителя значение D_{max} принимается не более 0,25 толщины стенки изделия;
- при использовании заполнителя фракций 5-10 и 10-20 мм содержание фракции 5-10 мм должно составлять 25 – 40 % общего объема крупного заполнителя;
- начальный расход воды затворения принимается для обеспечения марки бетонной смеси по удобоукладываемости П1.

16.3.3 Бетон для виброгидропрессованных труб

Основные показатели назначения – класс бетона по прочности при сжатии, марка по водонепроницаемости.

Значение Ц/В остаточное после уплотнения

$$\frac{Ц}{V_{ост}} = \frac{5,2}{1 + \frac{R_{ц}}{R_b}}. \quad (16.24)$$

При этом значение $V_{ост}$ обычно составляет 140 – 150 л/м³.

Далее расчет состава бетона для виброгидропрессованных труб производится по общим формулам. Необходимо учитывать следующее:

- соотношение Ц:Щ:П обычно составляет 1: (2,4...2,1) : (1,6...0,9);
- начальное водосодержание смеси подбирается из условия получения смеси жесткостью 8 – 10 с (Ж1).

16.3.4 Напрягающий бетон

Получают на основе напрягающих цементов марок от НЦ –10 до НЦ – 40. Основными показателями назначения являются: класс бетона, марка по самонапряжению, марка по морозостойкости, водонепроницаемости.

Расчет состава производится из условия обеспечения требуемого класса по прочности и марки по самонапряжению. Расход цемента устанавливается максимальным из определенного по следующим формулам значения

$$Ц = \left(\frac{R_b}{aR_{Ц}} + b \right) B ; \quad (16.25)$$

$$Ц = 550 \left(\frac{S_p^B}{S_p^Ц} \right)^2 + 450 , \quad (16.26)$$

где B – расход воды, л/м³;

R_b – требуемое значение предела прочности при сжатии, МПа;

$R_{Ц}$ – активность цемента, МПа;

S_p^B , $S_p^Ц$ – соответственно требуемая марка бетона и активность цемента по самонапряжению, кгс/см².

При расчете допускается принимать значение коэффициента « a » в формуле (16.25) на 10 – 35 % выше, чем для бетона на основе портландцемента. Дальнейший расчет состава производится по общим формулам.

16.3.5 Бетон на вторичных заполнителях

При расчете состава необходимо учитывать пониженное качество заполнителей в сравнении со щебнем. Значение Ц/В, обеспечивающее требуемый предел прочности бетона, определяется из формулы:

$$R_b = 0,63 \cdot (1 - 0,01HMB) \cdot (1,1 - \frac{Ц}{В}) \cdot R_{ц} \cdot (\frac{Ц}{В} - \epsilon), \quad (16.27)$$

где HMB – объем низко модульных включений в составе крупного заполнителя, %.

Далее расчет производится по общим формулам. Следует иметь в виду, что бетонные смеси на вторичных заполнителях обладают повышенной на 10 – 30 % водопотребностью.

16.3.6 Мелкозернистый бетон

Значение Ц/В, обеспечивающее требуемую прочность мелкозернистого бетона, определяется из формулы:

$$R_b = aR_{ц} \left(\frac{Ц}{В + ВВ} - 0,8 \right), \quad (16.28)$$

где ВВ – объем вовлеченного воздуха, принимается в пределах 20-70 л/м³ в соответствии со следующими данными, л/м³:

- подвижная смесь на среднем и крупном песке – 20;
- то же, на мелком песке – 30;
- жесткая смесь на среднем и крупном песке – 50;
- то же, на мелком песке – 70;

a – принимается соответственно равным 0,8; 0,75; 0,65 для заполнителей высокого, среднего и низкого качества (для крупного, среднего и мелкого песка).

Значение В/Ц и соотношение $n = П/Ц$ определяется по рис. 1 и 2 Приложения и уточняется экспериментально для обеспечения необходимой удобоукладываемости бетонной смеси.

Расход цемента определяется по формуле

$$Ц = \frac{1000 - BB}{\frac{1}{\rho_{Ц}} + \frac{B}{Ц} + \frac{n}{\rho_{П}}} . \quad (16.29)$$

Расход песка определяется по формуле

$$П = (1000 - \frac{Ц}{\rho_{Ц}} - B - BB) \cdot \rho_{П} , \quad (16.30)$$

или

$$П = Ц \cdot n. \quad (16.31)$$

При этом необходимо учитывать, что для обеспечения слитности структуры бетона должно выполняться условие

$$V_{ЦТ} > 1,05 V_{ПП}, \quad (16.32)$$

где $V_{ЦТ}$ - объем цементного теста;

$V_{ПП}$ - пустотность песка.

Следовательно, минимальный расход цемента должен составлять

$$Ц = \left(\frac{1,05 V_{ПП} П}{\rho_{НП}^*} - B - BB \right) \rho_{Ц} , \quad (16.33)$$

где $\rho_{НП}^*$ - средняя насыпная плотность песка в уплотненном состоянии, допускается принимать $\rho_{НП}^* = 1,1 \rho_{НП}$.

Соблюдение условия (16.32) можно рассматривать как проверку расчета состава мелкозернистого бетона.

16.3.7 Легкие бетоны на пористых заполнителях

Исходными данными для расчета состава бетона являются требуемые марка (класс) по прочности, марка по плотности и удобоукладываемости.

Подвижность легковесных смесей принимается по табл.16.16.

Таблица 16.16

Рекомендуемая подвижность легкобетонных смесей

Конструкции	Рекомендуемая марка бетонной смеси по удобоукладываемости
Тонкостенные, бетонируемые в вертикальном положении	П2 – П3
Массивные, изготавливаемые по стендовой технологии	П1
Массивные, изготавливаемые на виброплощадках	Ж1 – Ж2
Тонкостенные, бетонируемые в горизонтальном положении	Ж2 – Ж3

Необходимый вид заполнителя и его свойства определяются в соответствии с рекомендациями табл. 16.17.

Таблица 16.17

Рекомендуемые марки пористого заполнителя

Марка бетона и его назначение	Предельная марка керамзитобетона по плотности	Предельная марка заполнителя по			Доля мелкого заполнителя в объеме заполнителей
		плотности		прочности	
		крупного	мелкого		
М50 – М100	1100	300 – 500	600 – 900	П 50	0,35 – 0,6
М100 – М200	1600	400 – 600	600 - 1600	П100	0,4 – 0,65
Более М200	1800	600 – 800	Более 800	П 150	0,5 – 0,7

Ориентировочный расход цемента определяется по табл. 16.18.

Таблица 16.18

Расход цемента

	Расход цемента М 400, кг/м ³

	жесткие смеси	подвижные смеси
50	170 – 190	180 – 200
75	200 – 220	210 – 230
100	235 – 260	240 – 270
150	275 – 310	320 – 340
200	320 – 330	340 – 380
250	370 – 420	400 – 450

При использовании цемента другой марки следует применять переходной коэффициент.

Общий расход заполнителей определяется по формуле

$$З = \rho_B - 1,15Ц, \quad (16.34)$$

где ρ_B - средняя плотность бетона (требуемая марка бетона по плотности), кг/м³;

Ц – расход цемента, кг/м³;

Расход песка определяется по формуле

$$П = \frac{З}{\left(\frac{(1-r) \cdot \rho_H}{r \cdot \rho_{ПН}} + 1\right)}, \quad (16.35)$$

где $\rho_{ПН}$, ρ_H – соответственно средняя (насыпная) плотность мелкого и крупного заполнителей, кг/м³;

r – доля мелкого заполнителя в общем объеме заполнителей (0,15 – 0,35).

Расход крупного заполнителя

$$К = З - П \quad (16.36)$$

Ориентировочно объемная концентрация крупного заполнителя может быть определена по формуле

$$\varphi = 0,55\rho_{КЗЦТ} + 0,6 - 0,0005\rho, \quad (16.37)$$

где

$\rho_{КЗЦТ}$ – плотность крупного заполнителя в цементном тесте, кг/л;

ρ – средняя плотность бетона в сухом состоянии, кг/м³.

Расход воды определяется по табл. 16.19.

Таблица 16.19

Расход воды для обеспечения требуемой подвижности бетонных смесей

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Расход воды, кг/м ³					
	Плотный песок			Пористый песок		
	Средняя насыпная плотность крупного заполнителя, кг/м ³					
	300	500	800	300	500	800
ПЗ	235-250	225-240	215-230	350-375	340-365	330-355
П2	225-240	215-230	205-220	325-350	315-340	305-330
П1	215-230	205-220	195-210	300-325	290-315	270-305
Ж1	205-220	195-210	185-200	275-300	265-290	255-280
Ж2	195-210	185-200	175-190	250-270	240-260	230-250
Ж3	185-200	175-190	165-180	225-240	215-235	205-225

16.3.8 Ячеистые бетоны

Расчет состава ячеистого бетона основан на следующих основных положениях:

- любой единичный объем состоит из объема цемента, наполнителя и объема пор, часть которых заполнена водой, что может быть представлено для объема смеси 1 м³ в виде уравнения

$$\frac{Ц}{\rho_{Ц}} + \frac{Н}{\rho_{Н}} + В + V_{ПОР} = 1000 \quad , \quad (16.38)$$

где Ц – расход цемента, кг/м³;

Н – расход наполнителя, кг/м³;

В – расход воды, л/м³;

V_{ПОР} – объем пор за счет применения порообразователя, л;

ρ_Ц, ρ_Н – соответственно истинная плотность цемента и наполнителя, кг/л.

Расчетная плотность ячеистого бетона

$$1,15Ц + Н = \rho_{Б} \quad . \quad (16.39)$$

Соотношение между цементом и наполнителем Н/Ц = С принимается по табл. 16.20.

Таблица 16.20

Соотношение $C=H/C$ для ячеистых бетонов

Бетоны	
Автоклавные	Неавтоклавные
1 – 1,75	0,75 – 1,25

Из уравнения (16.39) с учетом данных табл. 16.18 получим

$$1,15Ц + СЦ = \rho_B, \quad (16.40)$$

откуда

$$Ц = \frac{\rho_B}{1,15 + C}, \quad (16.41)$$

Из уравнения (16.38), принимая

$$B = \frac{V}{T}(Ц + H), \quad (16.42)$$

где V/T – водотвердое отношение, принимаемое ориентировочно по табл. 16.21, получим

$$Ц \left(\frac{1}{\rho_C} + \frac{C}{\rho_H} + \frac{(1+C)V}{T} \right) + V_{ПОР} = 1000, \quad (16.43)$$

откуда определяется требуемое количество пор за счет применения порообразователя.

Таблица 16.21

Ориентировочные значения величины V/T

Средняя плотность ячеистого бетона	V/T
300	0,45
500	0,4
700	0,35
900	0,3

Примечание: Значения В/Т более точно определяются экспериментальным путем. При этом в качестве основного критерия принимается требуемая текучесть смеси, значения которой представлены в табл.16.22

Таблица 16.22

Требуемая текучесть смеси по Сутгарду при литевом способе формирования

Средняя плотность бетона, кг/м ³	Диаметр расплыва по Сутгарду, см
300	38
500	30
700	22
900	14

Далее определяется необходимое количество порообразователя D :

- для газобетона, кг/м³

$$D = \frac{V_{\text{ПОР}}}{1390K}, \quad (16.44)$$

где K – коэффициент, учитывающий эффективность использования газообразующей добавки - алюминиевой пудры, принимается равным 0,85.

- для пенобетона, л/м³

$$D = \frac{V_{\text{ПОР}}}{20K}, \quad (16.45)$$

где K – коэффициент, учитывающий эффективность использования пенообразователя, принимается по опытным данным. Допускается для предварительной оценки состава принимать $K = 0,8$.

16.4 Примеры расчета состава цементного бетона

Пример 1

Рассчитать состав бетона для внутренних стен монолитного жилого дома. Класс бетона В 20. Марка бетонной смеси П2. Способ подачи бетонной

смеси - бетононасос. Условия твердения - близкие к нормальным. Особые требования к бетону - отсутствуют.

Материалы: цемент - ПЦ 400 Д20; НГ 26.5%; щебень гранитный фракции 5 - 20 мм марки 1200; насыпная плотность 1450 кг/м³; песок для строительных работ, М_к = 1.6; пустотность 0.43; температура бетонной смеси 20 °С; объем вовлеченного воздуха до 3 %; проектный возраст - 28 сут.

1. Средний уровень прочности бетона

$$R_y = K_{МП} K_T B = 1.1 * 1.1 * 20 = 24.4 \text{ МПа} \quad (16.45)$$

2. Требуемое значение

$$\begin{aligned} \frac{Ц}{B} &= \frac{R_y}{(A + \Delta A) * R_{Ц} * (1 - 0.03BB)} + 0.5 = \\ &= \frac{24.4}{(0.6 - 0.029) * 40 * (1 - 0.03 * 3)} + 0.5 = 1.675 = 1.68 \end{aligned} \quad (16.46)$$

A = 0,6;

ΔA = - 0.025 - рис. О.К. = 8 см (П2);

- 0.019 - песок М_к = 1.6;

+ 0.015 - НГЦТ = 24.5%.

Итого : -0.029

R_Ц = 40 МПа - ПЦ 400 Д20;

BB = 3%.

Проверка: Ц/В = 1.68 > 1.

3. Расход воды

$$B = B_0 - 3(27 - \text{НГЦТ}) + 3(2 - M_k) = 200 - 3(27 - 24.5) + 3(2 - 1.6) = 194 \text{ кг/м}^3.$$

4. Расход цемента

$$Ц = (Ц/В)B = 1.68 * 194 = 326 \text{ кг/м}^3. \quad (16.47)$$

Проверка : Ц = 326 > 260.

5. Расход щебня

$$\text{Щ} = \frac{1000}{\frac{V_{\text{Щ}}(\alpha + \Delta\alpha)}{\rho_{\text{Щ}}} + \frac{1}{\rho_{\text{Щ}}}} = \frac{1000}{\frac{0.48(1.28 + 0.2)}{1.4} + \frac{1}{2.7}} = 1139 \text{ кг/м}^3 \quad (16.48)$$

$$\alpha = 1,28;$$

$$\Delta\alpha = 0,2.$$

$$\text{Проверка : } \text{Щ}/\rho_{\text{Щ}} = 1139/2700 = 0.42 < 0.45.$$

6. Расход песка

$$\begin{aligned} \text{П} &= (1000 - (\frac{\text{Ц}}{\rho_{\text{Ц}}} + \text{В} + \frac{\text{Щ}}{\rho_{\text{Щ}}} + \text{ВВ}))\rho_{\text{П}} = \\ &= (1000 - (\frac{326}{3.12} + 194 + \frac{1139}{2.7} + 30)) * 2.65 = 662 \text{ кг/м}^3 \end{aligned} \quad (16.49)$$

$$\text{Проверка: } \text{П}/\text{Ц} = 662/326 = 2.03.$$

Определяется объем пустот в песке, л

$$V_{\text{ПП}}^* = 0.9 V_{\text{ПП}} \times \text{П} / \rho_{\text{ПП}} = 0.9 * 0.43 * 662 / 1.51 = 170, \quad (16.50)$$

где $\rho_{\text{ПП}}$ - насыпная плотность песка, 1.51 т/м^3 .

Определяется "объем" цементного теста, л

$$V_{\text{ЦТ}} = \text{Ц} / \rho_{\text{Ц}} + \text{В} = 326/3.12 + 194 = 298. \quad (16.51)$$

Проверяется выполнимость условия слитности структуры бетона

$$298 > 1.05 * 170.$$

Результат:

$$\text{Ц} = 326 \text{ кг/м}^3;$$

$$\text{В} = 196 \text{ кг/м}^3;$$

$$\text{Щ} = 1139 \text{ кг/м}^3;$$

$$\underline{\text{П} = 662 \text{ кг/м}^3}.$$

$$\text{Итого } 2323 \text{ кг/м}^3.$$

Проверка:

$$\begin{aligned}
 BV &= \left(1000 - \frac{Ц}{\rho_{Ц}} - B - \frac{Щ}{\rho_{Щ}} - \frac{П}{\rho_{П}}\right) = \\
 &= \left(1000 - \frac{326}{3.12} - 196 - \frac{1139}{2.7} - \frac{662}{2.65}\right) = 28.л / м^3.
 \end{aligned} \tag{16.52}$$

Пример 2

Рассчитать состав бетона для сборных панелей перекрытий жилого дома. Класс бетона В 25. Марка бетонной смеси Ж1. Способ подачи бетонной смеси - конвейерный. Условия твердения - тепловлажностная обработка (ТВО) по стандартному режиму. Отпускная прочность - 70 %. Особые требования к бетону - отсутствуют.

Материалы: по выбору разработчика.

Принимаем: щебень гранитный фракции 5 - 20 мм марки 1200; насыпная плотность 1450 кг/м³; песок для строительных работ, М_к = 1.6; пустотность 0.43; температура бетонной смеси 20 °С.

Коэффициент вариации прочности бетона в марочном возрасте - 11%, после ТВО - 14%.

1. Для изготовления бетона выбираем цемент:

быстротвердеющий М 500 или ПЦ 500 Д20 1 или 2 группы эффективности при пропаривании. Например, ПЦ 500 Д20 2 группы (К_{пц} = 0.62), R_ц = 50.6 МПа, НГ = 28%.

2. Средний уровень прочности бетона

а) после ТВО

$$R_{y}^{ТВО} = K_{мп} K_T B = 1.1 * 1.33 * 0.7 * 25 = 25.6 \text{ МПа}; \tag{16.53}$$

б) в проектном возрасте

$$R_y = K_{мп} K_T B = 1.1 * 1.18 * 25 = 32.5 \text{ МПа}. \tag{16.54}$$

3. Требуемое значение Ц/В

а) для обеспечения прочности после ТВО

$$\frac{Ц}{В} = \frac{R_y^{TBO} + 8}{0.23R_{II}^{TBO} + 10} = \frac{25.6 + 8}{0.23 \cdot 0.62 \cdot 50.6 + 10} = 1.95; \quad (16.55)$$

б) для обеспечения прочности в проектном возрасте

$$\begin{aligned} \frac{Ц}{В} &= \frac{R_y}{(A + \Delta A) * R_{II} * (1 - 0.03BB)} + 0.5 = \\ &= \frac{32.5}{(0.6 - 0.025) * 50.6 * (1 - 0.03 * 0)} + 0.5 = 1.615 = 1.62 \end{aligned} \quad (16.56)$$

$A = 0,6;$

$\Delta A = - 0,025$

- 0.019 - песок $M_K = 1.6;$

- 0.006 - НГЦТ = 28%.

итого : -0.025

$R_{II} = 50.6$ МПа.

С коэффициентом 1,1 требуемая величина Ц/В для обеспечения прочности в проектном возрасте составит $1,1 \cdot 1,62 = 1,78$. Принимаем Ц/В = 1,95, что обеспечит требуемую прочность после ТВО и проектную в 28 суток с запасом. При наличии возможности в таком случае целесообразно применить цемент 1 группы эффективности при пропаривании, например, с величиной $K_{III} = 0.68$. В этом случае:

$$\frac{Ц}{В} = \frac{R_y^{TBO} + 8}{0.23R_{II}^{TBO} + 10} = \frac{25.6 + 8}{0.23 \cdot 0.72 \cdot 50.6 + 10} = 1.83 \quad (16.57)$$

Очевидно, что даже применение высокоэффективного после пропаривания цемента предопределяет доминирующее значение Ц/В по условию обеспечения предела прочности после ТВО.

Окончательно принимаем Ц/В по первому варианту 1,95.

Проверка: Ц/В = 1,95 > 1,33.

4. Расход воды

$$B = B_0 - 3(27 - \text{НГЦТ}) + 3(2 - M_K) = 175 - 3(27 - 28) + 3(2 - 1.6) = 179 \text{ кг/м}^3. \quad (16.58)$$

5. Расход цемента

$$Ц = (Ц/В)В = 1.95 \cdot 179 = 349 \text{ кг/м}^3. \quad (16.59)$$

Проверка : $Ц = 349 > 260$.

6. Расход щебня

$$Щ = \frac{1000}{\frac{V_{Щ}(\alpha + \Delta\alpha)}{\rho_{Щ}} + \frac{1}{\rho_{Ц}}} = \frac{1000}{\frac{0.48(1.28 - 0.06)}{1.4} + \frac{1}{2.7}} = 1268 \text{ кг/м}^3 \quad (16.60)$$

$\alpha = 1,28$;

$\Delta\alpha = -0,06$.

Проверка : $Щ/\rho_{Щ} = 1268/2700 = 0.47$ ($0.39 < 0.47 < 0.5$).

7. Расход песка

$$\begin{aligned} П &= (1000 - (\frac{Ц}{\rho_{Ц}} + В + \frac{Щ}{\rho_{Щ}} + ВВ))\rho_{П} = \\ &= (1000 - (\frac{349}{3.12} + 179 + \frac{1268}{2.7})) \cdot 2.65 = 635 \text{ кг/м}^3. \end{aligned} \quad (16.61)$$

Проверка: $П/Ц = 635/349 = 1,819 < 2$.

Результат:

$Ц = 349 \text{ кг/м}^3$;

$В = 179 \text{ кг/м}^3$;

$Щ = 1268 \text{ кг/м}^3$;

$П = 635 \text{ кг/м}^3$.

Итого 2431 кг/м^3 .

Проверка:

$$\begin{aligned} ВВ &= (1000 - \frac{Ц}{\rho_{Ц}} - В - \frac{Щ}{\rho_{Щ}} - \frac{П}{\rho_{П}}) = \\ &= (1000 - \frac{349}{3.12} - 179 - \frac{1268}{2.7} - \frac{635}{2.65}) = 0. \end{aligned} \quad (16.62)$$

Пример 3

Рассчитать состав бетона для верхнего слоя дорожного покрытия дороги 1-й категории в районе со среднемесячной зимней температурой воздуха ниже -15°C . Марка бетона по прочности на растяжение при изгибе $R_{и} 50$, марка бетона по морозостойкости F200. Марка бетонной смеси Ж1. Способ подачи бетонной смеси - бетоноукладчик. Условия твердения - близкие к нормальным. Коэффициент вариации прочности бетона 14%.

Материалы: цемент - ПЦ 500 Д0 Н; НГ 26%; щебень гранитный фракции 5 - 20 мм марки 1200; насыпная плотность 1450 кг/м^3 ; песок для строительных работ, $M_K = 1.6$; пустотность 0.43; температура бетонной смеси 10°C ; объем вовлеченного воздуха 5 - 7 %.

Проектный возраст - 28 сут.

Особые условия - использовать сперпластификатор С-3 и воздухововлекающую добавку СНВ.

1. Средний уровень прочности бетона

$$R_y = K_{МП} K_T R_{и} = 1.1 * 104/100 * 50 = 57.2 \text{ кгс/см}^2 = 5.6 \text{ МПа}; \quad (16.63)$$

2. Требуемое значение Ц/В

$$\begin{aligned} \frac{Ц}{В} &= \frac{R_y}{A_{и} * R_{ци} * (1 - 0.025BB)} + 0.1 = \\ &= \frac{5.6}{0.39 * 6 * (1 - 0.025 * 7)} + 0.1 = 2.9 \end{aligned} \quad (16.64)$$

$$A_{и} = 0,39 ;$$

$$R_{ци} = 6 \text{ МПа} - \text{ГОСТ 10178 для ПЦ 500};$$

$$BB = 7\% .$$

$$\text{Проверка: } Ц/В = 2,9 > 2,38.$$

3. Расход воды

$$В = В_0 - 3(27 - \text{НГЦТ}) + 3(2 - M_K) = 160 - 3(27 - 26) + 3(2 - 1.6) = 158 \text{ кг/м}^3. \quad (16.65)$$

Изменение водосодержания за счет снижения температуры бетонной смеси:

$$\begin{aligned}
 B_T &= B_0 \frac{(1 + 0.004(T - 20))(0.19 + НГЦТ)}{0.19 + НГЦТ(1 + 0.004(T - 20))} = \\
 &= 158 \frac{(1 + 0.004(10 - 20))(0.19 + 0.26)}{0.19 + 0.26(1 + 0.004(10 - 20))} = 155
 \end{aligned}
 \quad (16.66)$$

Изменение водосодержания за счет применения добавки С-3 принимаем 15% от B_T . Окончательно значение $B = 0.85 B_T = 0.85 * 155 = 132 \text{ кг/м}^3$.

4. Расход цемента

$$Ц = (Ц/B)B = 2.9 * 132 = 383 \text{ кг/м}^3. \quad (16.67)$$

Проверка : $Ц = 383 > 300$.

5. Расход щебня

$$Щ = \frac{1000}{\frac{V_{ПЩ}(\alpha + \Delta\alpha)}{\rho_{ЩН}} + \frac{1}{\rho_{Щ}}} = \frac{1000}{\frac{0.48 * 1.5}{1.4} + \frac{1}{2.7}} = 1130 \text{ кг/м}^3 \quad (16.68)$$

$\alpha = 1,55$.

Проверка : $Щ/\rho_{Щ} = 1130/2700 = 0,42$ соответствует 0.42 - 0.44.

6. Расход песка

$$\begin{aligned}
 П &= (1000 - (\frac{Ц}{\rho_{Ц}} + B + \frac{Щ}{\rho_{Щ}} + BB))\rho_{П} = \\
 &= (1000 - (\frac{383}{3.12} + 132 + \frac{1130}{2.7} + 70)) * 2.65 = 680 \text{ кг/м}^3
 \end{aligned}
 \quad (16.69)$$

Проверка: $П/Ц = 680/383 = 1,775 < 2$.

Результат:

$Ц = 383 \text{ кг/м}^3$;

$B = 132 \text{ кг/м}^3$;

$Щ = 1130 \text{ кг/м}^3$;

$П = 680 \text{ кг/м}^3$.

Итого 2325 кг/м^3 .

Проверка:

$$\begin{aligned}
 BV &= \left(1000 - \frac{Ц}{\rho_{Ц}} - B - \frac{Щ}{\rho_{Щ}} - \frac{П}{\rho_{П}}\right) = \\
 &= \left(1000 - \frac{383}{3.12} - 132 - \frac{1130}{2.7} - \frac{680}{2.65}\right) = 70.
 \end{aligned}
 \tag{16.70}$$

7. Расход добавки суперпластификатора С-3 принимается в соответствии с рекомендациями по применению химических добавок в количестве 0,8% от массы цемента в пересчете на сухое вещество:

$$C-3 = 0,8 * 383/100 = 3,064 \text{ кг/м}^3.
 \tag{16.71}$$

8. Расход воздухововлекающей добавки СНВ принимается в соответствии с рекомендациями по применению химических добавок в количестве 0,05 % от массы цемента в пересчете на сухое вещество:

$$СНВ = 0,05 * 383/100 = 0,192 \text{ кг/м}^3.
 \tag{16.72}$$

Пример 4

Определить фактический состав бетонной смеси по данным лабораторного замеса. В результате экспериментального подбора состава бетонной смеси, рассмотренной в примере 1, в лаборатории получено значение средней плотности бетонной смеси 2316 кг/м³.

Фактический состав бетонной смеси определяется следующим образом:

1. Вычисляем пропорциональное соотношение между компонентами бетонной смеси в расчетном составе

$$\begin{aligned}
 \frac{Ц}{Ц} + \frac{B}{Ц} + \frac{Щ}{Ц} + \frac{П}{Ц} &= \frac{326}{326} + \frac{196}{326} + \frac{1139}{326} + \frac{662}{326} = \\
 &= 1 + 0.601 + 3.494 + 2.03 = 7.125
 \end{aligned}
 \tag{16.73}$$

2. Определяем фактическую массу "одной пропорциональной единицы" в составе бетонной смеси

$$2316/7,125 = 325 - \text{это фактический расход цемента в } 1 \text{ м}^3$$

3. Находим фактический расход остальных компонентов бетонной смеси в кг/ м³

$$B = B/C * 325 = 0.601 * 325 = 195 ; \quad (16.74)$$

$$\text{Щ} = \text{Щ}/C * 325 = 3.494 * 325 = 1136 ; \quad (16.75)$$

$$П = П/C * 325 = 2.03 * 325 = 660. \quad (16.76)$$

4. Определяем расчетным методом значение BV , л/м³:

$$\begin{aligned} BV &= 1000 - (C/\rho_C + B + \text{Щ}/\rho_{\text{Щ}} + П/\rho_P) = \\ 1000 - (325/3,15 + 195 + 1136/2,67 + 660/2,65) &= 27,3 \text{ л.} \end{aligned} \quad (16.77)$$

Пример 5

Рассчитать состав бетона для центрифугированных преднапряженных опор ЛЭП. Класс бетона В 35. Марка бетонной смеси П2. Условия твердения - близкие к нормальным. Особые требования к бетону – марка по морозостойкости F200.

Материалы: цемент - ПЦ 500 Д0; НГ 26,5%; щебень гранитный фракции 5 - 10 мм марки 1200; насыпная плотность 1450 кг/м³; песок для строительных работ, $M_K = 2,4$; пустотность 0,41; температура бетонной смеси 20 °С.

Проектный возраст - 28 сут.

1. Средний уровень прочности бетона

$$R_y = K_{МП} K_T B = 1.1 * 1.11 * 35 = 42,7 \text{ МПа.} \quad (16.78)$$

2. Требуемое значение Ц/В

$$\begin{aligned} \frac{C}{B_{ост}} &= \frac{R_y}{0,45 R_{Ц} *} + 0,4 = \\ &= \frac{42,7}{0,45 * 50 *} + 0,4 = 2,299 = 2,30. \end{aligned} \quad (16.79)$$

Проверка: Ц/В = 2,3 > 1,73; 1,82.

3. Расход воды начальный принимается из условия обеспечения марки бетонной смеси по удобоукладываемости П1 $B_0 = 200$ л/м³.

$$B_{ост} = 150 \text{ л/м}^3.$$

4. Расход цемента

$$Ц = (Ц/В)В_{ост} = 2,3*150 = 345 \text{ кг/м}^3. \quad (16.80)$$

Проверка : $Ц = 345 > 300$.

5. Расход щебня (п.)

$$Щ = \frac{1000}{\frac{V_{пщ}(\alpha + \Delta\alpha)}{\rho_{пщ}} + \frac{1}{\rho_{щ}}} = \frac{1000}{\frac{0.48(1,39 + 0.2)}{1.4} + \frac{1}{2.7}} = 1092 \text{ кг/м}^3; \quad (16.81)$$

$\alpha = 1,39$;

$\Delta\alpha = 0,2$.

Проверка : $Щ/\rho_{щ} = 1092/2700 = 0.40 < 0.45$.

6. Расход песка

$$\begin{aligned} П &= (1000 - (\frac{Ц}{\rho_{ц}} + V_{ост} + \frac{Щ}{\rho_{щ}} + ВВ))\rho_{п} = \\ &= (1000 - (\frac{345}{3.12} + 150 + \frac{1092}{2.7})) * 2.65 = 888 \text{ кг/м}^3. \end{aligned} \quad (16.82)$$

Проверка: $П/Ц = 888/345 = 2,57$.

Определяется объем пустот в песке, л

$$V_{пп}^* = 0.9 V_{пп} \times П / \rho_{пп} = 0.9 * 0.41 * 888 / 1.51 = 217, \quad (16.83)$$

где $\rho_{пп}$ - насыпная плотность песка, $1,51 \text{ т/м}^3$;

вычисляется "объем" цементного теста, л

$$V_{цт} = Ц / \rho_{ц} + В = 345/3.12 + 150 = 260; \quad (16.84)$$

Проверяется выполнимость условия слитности структуры бетона

$$260 > 1.05 * 217$$

Результат:

Начальный состав

$Ц = 345 \text{ кг/м}^3$;

$В = 200 \text{ кг/м}^3$;

$Щ = 1092 \text{ кг/м}^3$;

$$\underline{\Pi = 888 \text{ кг/м}^3.}$$

Итого масса 2525.

$$\text{Объем } V = 345/3,12 + 200 + 1092/2,7 + 888/2,65 = 1050 \text{ л}$$

$$\text{Итого начальная плотность смеси } 2525/1,050 = 2404 \text{ кг/м}^3.$$

Проверка:

$$\begin{aligned} BV &= \left(1000 - \frac{Ц}{\rho_{ц}} - \text{Вост} - \frac{Щ}{\rho_{щ}} - \frac{\Pi}{\rho_{п}} \right) = \\ & \left(1000 - \frac{345}{3.12} - 150 - \frac{1092}{2.7} - \frac{888}{2.65} \right) = 0 \text{ л/м}^3. \end{aligned} \quad (16.85)$$

Пример 6

Рассчитать состав бетона для виброгидропрессованных труб. Класс бетона В 50. Марка бетонной смеси П1. Условия твердения - близкие к нормальным. Особые требования к бетону – марка по водонепроницаемости W10.

Материалы: цемент - ПЦ 550 Д0; НГ 25.5%; щебень гранитный фракций 5 - 10 мм и 10 – 20 мм марки 1200; насыпная плотность 1450 и 1430 кг/м³ соответственно; песок для строительных работ, М_к = 2,34; пустотность 0.43; температура бетонной смеси 20 °С; проектный возраст - 28 сут.

1. Средний уровень прочности бетона

$$R_y = K_{МП} K_T B = 1.1 * 1.11 * 50 = 61,1 \text{ МПа.} \quad (16.87)$$

2. Требуемое значение Ц/В

$$\frac{Ц}{\text{Вост}} = \frac{5,2}{1 + \frac{R_{ц}}{R_y}} = \frac{5,2}{1 + \frac{55}{61,1}} = 2,736. \quad (16.88)$$

Проверка: Ц/В = 2,736 > 2,5.

3. Расход воды начальный принимается из условия обеспечения марки бетонной смеси по удобоукладываемости П1.

$$V_0 = 190 \text{ л/м}^3.$$

$$V_{\text{ост}} = 170 \text{ л/м}^3.$$

4. Расход цемента

$$Ц = (Ц/В)V_{\text{ост}} = 2,736 * 150 = 465 \text{ кг/м}^3. \quad (16.89)$$

Проверка : $Ц = 465 > 300$.

Расход цемента получился ниже значений, рекомендуемых для виброгидропрессованных труб, а именно $500 - 550 \text{ кг/м}^3$, поэтому можно принять решение об использовании цемента марки М500. Тогда требуемое значение Ц/В

$$\frac{Ц}{V_{\text{ост}}} = \frac{5,2}{1 + \frac{R_{Ц}}{R_{V}}} = \frac{5,2}{1 + \frac{50}{61,1}} = 2,859. \quad (16.90)$$

Проверка: $Ц/В = 2,859 > 2,5$.

5. Расход цемента

$$Ц = (Ц/В)V_{\text{ост}} = 2,859 * 170 = 486 \text{ кг/м}^3. \quad (16.91)$$

Проверка : $Ц = 486 > 300$.

Значение 486 отличается от рекомендуемого 500 менее чем на 3 %, что допустимо.

6. Расход щебня

Принимаем смесь фракций: 40% фракции 5-10 мм и 60 % фракции 10-20 мм.

$$Щ = \frac{1000}{\frac{V_{\text{Щ}}(\alpha + \Delta\alpha)}{\rho_{\text{Щ}}} + \frac{1}{\rho_{\text{Щ}}}} = \frac{1000}{\frac{0.532(1,39 + 0.2)}{1.438} + \frac{1}{2.7}} = 1043 \text{ кг/м}^3 \quad (16.92)$$

$$\alpha = 1,39;$$

$$\Delta\alpha = 0,2.$$

Проверка : $Щ/\rho_{\text{Щ}} = 1043/2700 = 0,386 < 0,45$.

7. Расход песка

$$\begin{aligned}
 \Pi &= (1000 - (\frac{\text{Ц}}{\rho_{\text{Ц}}} + \text{Вост} + \frac{\text{Щ}}{\rho_{\text{Щ}}} + \text{ВВ}))\rho_{\Pi} = \\
 &= (1000 - (\frac{486}{3.12} + 170 + \frac{1043}{2.7})) \cdot 2.65 = 763 \text{ кг} / \text{м}^3.
 \end{aligned}
 \tag{16.93}$$

Проверка: $\Pi/\text{Ц} = 763/486 = 1,57 < 2$. Определение достаточности цементного теста не требуется.

Результат:

Начальный состав

$$\text{Ц} = 486 \text{ кг}/\text{м}^3;$$

$$\text{В} = 190 \text{ кг}/\text{м}^3;$$

$$\text{Щ} = 1043 \text{ кг}/\text{м}^3;$$

$$\underline{\Pi = 763 \text{ кг}/\text{м}^3}.$$

Итого масса 2482.

$$\text{Объем } V = 486/3,12 + 190 + 1043/2,7 + 763/2,65 = 1020 \text{ л}$$

$$\text{Итого начальная плотность смеси } 2482/1,020 = 2433 \text{ кг}/\text{м}^3.$$

Проверка:

$$\begin{aligned}
 \text{ВВ} &= (1000 - \frac{\text{Ц}}{\rho_{\text{Ц}}} - \text{Вост} - \frac{\text{Щ}}{\rho_{\text{Щ}}} - \frac{\Pi}{\rho_{\Pi}}) = \\
 &= (1000 - \frac{486}{3.12} - 170 - \frac{1043}{2.7} - \frac{763}{2.65}) = 0 \text{ л} / \text{м}^3.
 \end{aligned}
 \tag{16.94}$$

Состав в виде пропорционального соотношения можно представить как $\text{Ц} : \Pi : \text{Щ} = 486 : 763 : 1043 = 1 : 1,57 : 2,146$, что соответствует рекомендуемому соотношению $1 : (0,9 - 1,6) : (2,1 - 2,4)$.

Пример 7

Рассчитать состав напрягающего бетона для стен монолитного резервуара. Класс бетона В 35. Марка бетонной смеси П2. Способ подачи бетон-

ной смеси - бетононасос. Условия твердения - близкие к нормальным. Особые требования к бетону – класс по самоупрочению $S_p 0,6$.

Материалы: цемент напрягающий – НЦ – 20 М 500; НГ 27%; щебень гранитный фракции 5 - 20 мм марки 1200; насыпная плотность 1450 кг/м^3 ; песок для строительных работ, $M_k = 2,3$; пустотность 0,43; температура бетонной смеси $20 \text{ }^\circ\text{C}$.

Проектный возраст - 28 сут.

1. Средний уровень прочности бетона

$$R_y = K_{мп} K_T B = 1.1 * 1.11 * 35 = 42,7 \text{ МПа.} \quad (16.95)$$

2. Требуемое значение Ц/В

$$\frac{Ц}{B} = \frac{R_y}{(A + \Delta A) * R_{ц}} + 0.5 = \frac{42,7}{0.6 * 50} + 0.5 = 1.795 \quad (16.96)$$

$A = 0,6$; принимаем с коэффициентом 1,1 для НЦ;

$R_{ц} = 50 \text{ МПа}$ - НЦ – 20 М500.

Проверка: $Ц/В = 1.795 < 1.82$, принимаем $Ц/В = 1,82$.

3. Расход воды

$$B = 200.$$

4. Расход цемента

$$Ц = (Ц/В)B = 1.82 * 200 = 364 \text{ кг/м}^3. \quad (16.97)$$

Проверка : $Ц = 385 > 280$.

Расход цемента по условию обеспечения требуемого класса по самоупрочению

$$Ц = 550 \left(\frac{S_p^b}{S_p} \right)^2 + 450 = 550 \left(\frac{0,6}{2} \right)^2 + 450 = 499,5 \text{ кг/м}^3. \quad (16.98)$$

Окончательно принимаем расход цемента 499 кг/м^3 .

5. Расход щебня

$$\rho_{\text{Щ}} = \frac{1000}{V_{\text{Щ}}(\alpha + \Delta\alpha) + \frac{1}{\rho_{\text{Щ}}}} = \frac{1000}{\frac{0.48(1.28 + 0.2)}{1.4} + \frac{1}{2.7}} = 1139 \text{ кг/м}^3 \text{ (16.99)}$$

$$\alpha = 1,28;$$

$$\Delta\alpha = 0,2.$$

$$\text{Проверка : } \rho_{\text{Щ}}/\rho_{\text{Щ}} = 1139/2700 = 0,42 < 0,45$$

6. Расход песка

$$\begin{aligned} \rho_{\text{П}} &= (1000 - (\frac{\rho_{\text{Ц}}}{\rho_{\text{Ц}}} + B + \frac{\rho_{\text{Щ}}}{\rho_{\text{Щ}}} + BB))\rho_{\text{П}} = \\ &= (1000 - (\frac{499}{3.12} + 200 + \frac{1139}{2.7})) \cdot 2.65 = 578 \text{ кг/м}^3 \end{aligned} \quad (16.100)$$

Проверка: $\rho_{\text{П}}/\rho_{\text{П}} = 578/499,5 = 1,157 < 2$ – проверка слитности структуры не требуется.

Результат:

$$\rho_{\text{Ц}} = 499,5 \text{ кг/м}^3;$$

$$B = 200 \text{ кг/м}^3;$$

$$\rho_{\text{Щ}} = 1139 \text{ кг/м}^3;$$

$$\rho_{\text{П}} = 578 \text{ кг/м}^3.$$

$$\text{Итого } 2416,5 \text{ кг/м}^3.$$

Проверка:

$$\begin{aligned} BB &= (1000 - \frac{\rho_{\text{Ц}}}{\rho_{\text{Ц}}} - B - \frac{\rho_{\text{Щ}}}{\rho_{\text{Щ}}} - \frac{\rho_{\text{П}}}{\rho_{\text{П}}}) = \\ &= (1000 - \frac{499,5}{3.12} - 200 - \frac{1139}{2.7} - \frac{578}{2.65}) = 0 \text{ л/м}^3. \end{aligned} \quad (16.101)$$

Пример 8

Рассчитать состав мелкозернистого бетона класса В30 на песке средней крупности. Активность цемента 43,2 МПа. Требуемая подвижность смеси 140 мм на встряхивающем столике. Средняя плотность песка 1360 кг/м³.

1. Средний контролируемый уровень прочности бетона

$$R_b = K_T * K_{МП} * B = 1,11 * 1,1 * 30 = 36,6 \text{ МПа}; \quad (16.102)$$

$$R_b = aR_{Ц} \left(\frac{Ц}{B + BB} - 0,8 \right), \text{ откуда}$$

$$\frac{Ц}{B + BB} = \frac{R_b}{aR_{Ц}} + 0,8 = \frac{36,6}{0,75 * 43,2} + 0,8 = 1,93. \quad (16.103)$$

Принимая для подвижных смесей на среднем песке $BB = 20$, определяем в первом приближении $B/Ц = 0,518 - 20/Ц = 0,518 - 0,05 = 0,468$ ($0,518 = 1/1,93$). Тогда $П/Ц = 2,7$.

2. Расход цемента

$$Ц = \frac{1000 - BB}{\frac{1}{\rho_{Ц}} + \frac{B}{Ц} + \frac{n}{\rho_{П}}} = \frac{1000 - 20}{\frac{1}{3,15} + 0,468 + \frac{2,7}{2,65}} = 543 \text{ кг} / \text{м}^3, \quad (16.104)$$

3. Расход песка

$$П = Ц * n = 543 * 2,7 = 1466 \text{ кг} / \text{м}^3 \quad (16.105)$$

4. Расход воды

$$В = Ц * B/Ц = 543 * 0,468 = 254 \text{ кг} / \text{м}^3. \quad (16.106)$$

5. Расчетная средняя плотность бетонной смеси

$$\rho_{БС} = Ц + В + П = 543 + 1466 + 254 = 2263 \text{ кг} / \text{м}^3. \quad (16.107)$$

Поскольку необходимо учитывать, что для обеспечения слитности структуры бетона должно выполняться условие $V_{ЦП} > 1,05 V_{ПВ}$, определим минимальный расход цемента для проверки слитности структуры бетона:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{ц}} &= \left(\frac{1,05 V_{\text{пп}} \Pi}{\rho_{\text{пп}}} - B - BB \right) \rho_{\text{ц}} = \\ & \left(\frac{1,05 * 0,467 * 1466}{1,1 * 1,360} - 254 - 20 \right) * 3,15 = 650 \text{ кг} / \text{м}^3 \end{aligned} \quad (16.108)$$

что превышает значение, полученное выше. Для обеспечения слитности структуры на данном песке следует принять $\rho_{\text{ц}} = 650$ кг, тогда

$$B = 650 * 0,468 = 304 \text{ л}, \quad \Pi = (1000 - 650/3,15 - 304 - 20) * 2,65 = 1245 \text{ кг/м}^3.$$

Итоговый расчетный состав:

$$\rho_{\text{ц}} = 650 \text{ кг};$$

$$\Pi = 1245 \text{ кг};$$

$$B = 304 \text{ кг}.$$

Средняя расчетная плотность бетонной смеси 2199 кг/м^3 .

Пример 9

Рассчитать состав ячеистого бетона неавтоклавного формирования средней плотности 500 кг/м^3 . Определить расход газообразователя и пенообразователя.

Для бетонов неавтоклавного твердения принимаем $C = 1$.

$$\rho_{\text{ц}} = \rho_{\text{б}} / (1,15 + C) = 500 / (1,15 + 1) = 232,6 = 232,5 \text{ кг/м}^3 \quad (16.109)$$

$$H = C \rho_{\text{ц}} = 1 * 232,5 = 232,5 \text{ кг/м}^3 \quad (16.110)$$

Принимаем $B/T = 0,4$.

$$\text{Расход воды } B = 0,4 * 232,5 * (1 + 1) = 186 \text{ л/м}^3.$$

Требуемое количество пор за счет применения порообразователя

$$\begin{aligned} V_{\text{пор}} &= 1000 - \rho_{\text{ц}} \left(\frac{1}{\rho_{\text{ц}}} + \frac{C}{\rho_{\text{н}}} + \frac{(1 + C)B}{T} \right) = \\ &= 1000 - 232,5 \left(\frac{1}{3,15} + \frac{1}{2,65} + 0,4(1 + 1) \right) = 347,5, \text{ л} / \text{м}^3. \end{aligned} \quad (16.111)$$

Далее определяется необходимое количество порообразователя

- для газобетона, кг/м^3

$$D = \frac{V_{\text{ПОР}}}{1390K} = \frac{347,5}{1390 \cdot 0,85} = 0,294; \quad (16.112)$$

- для пенобетона, л/м³

$$D = \frac{V_{\text{ПОР}}}{20K} = \frac{347,5}{20 \cdot 0,8} = 21,7. \quad (16.113)$$

Итого:

Ц = 232,5 кг;

Н = 232,5 кг (молотый песок для строительных работ);

В = 186 л;

пенообразователь – 21,7 л;

альтернатива: газообразователь – 0,294 кг.

Пример 10

Рассчитать состав бетона для перекрытий монолитного жилого дома. Класс бетона В 15. Марка по плотности D1600. Условия твердения - близкие к нормальным. Особые требования к бетону - отсутствуют.

Материалы: цемент - ПЦ 400 Д20; НГ 26.5%; песок для строительных работ, $M_k = 1.6$; пустотность 0.43; керамзитовый гравий – по усмотрению разработчика.

Проектный возраст - 28 сут.

1. Средний уровень прочности бетона

$$R_y = K_{\text{МП}} K_T B = 1.1 * 1.11 * 15 = 18,3 \text{ МПа}. \quad (16.114)$$

2. Марку легкобетонной смеси по удобоукладываемости принимаем Ж2.

3. Определяем необходимый вид заполнителя и его свойства в соответствии с рекомендациями. Принимаем для бетона В15 (М200) с маркой по плотности 1600 керамзитовый гравий плотностью D500, марки по прочности не ниже П100. Песок для строительных работ, предусмотренный заданием, позволяет получить бетон требуемого качества.

4. Определяем ориентировочный расход цемента по табл. 16.18. Он составляет 330 кг/м^3 .

5. Определяем общий расход заполнителей

$$З = \rho_B - 1,15Ц = 1600 - 1,15 \cdot 330 = 1220 \text{ кг/м}^3. \quad (16.115)$$

6. Вычисляем расход песка при $r = 0,45$

$$П = \frac{З}{\left(\frac{(1-r) \cdot \rho_H}{r \cdot \rho_{ПН}} + 1\right)} = \frac{1220}{\left(\frac{(1-0,45) \cdot 0,5}{0,45 \cdot 1,360} + 1\right)} = 666 \text{ кг/м}^3. \quad (16.116)$$

7. Определяем расход крупного заполнителя

$$К = З - П = 1220 - 666 = 554 \text{ кг/м}^3 \quad (16.117)$$

8. Расход воды по табл. 16.19 принимаем $В = 200 \text{ л/м}^3$.

Итого:

$$Ц = 330 \text{ кг/м}^3;$$

$$К = 554 \text{ кг/м}^3;$$

$$П = 666 \text{ кг/м}^3;$$

$$В = 200 \text{ кг/м}^3.$$

Расчетная плотность бетонной смеси 1750 кг/м^3 .

Приложения

Приложение 1

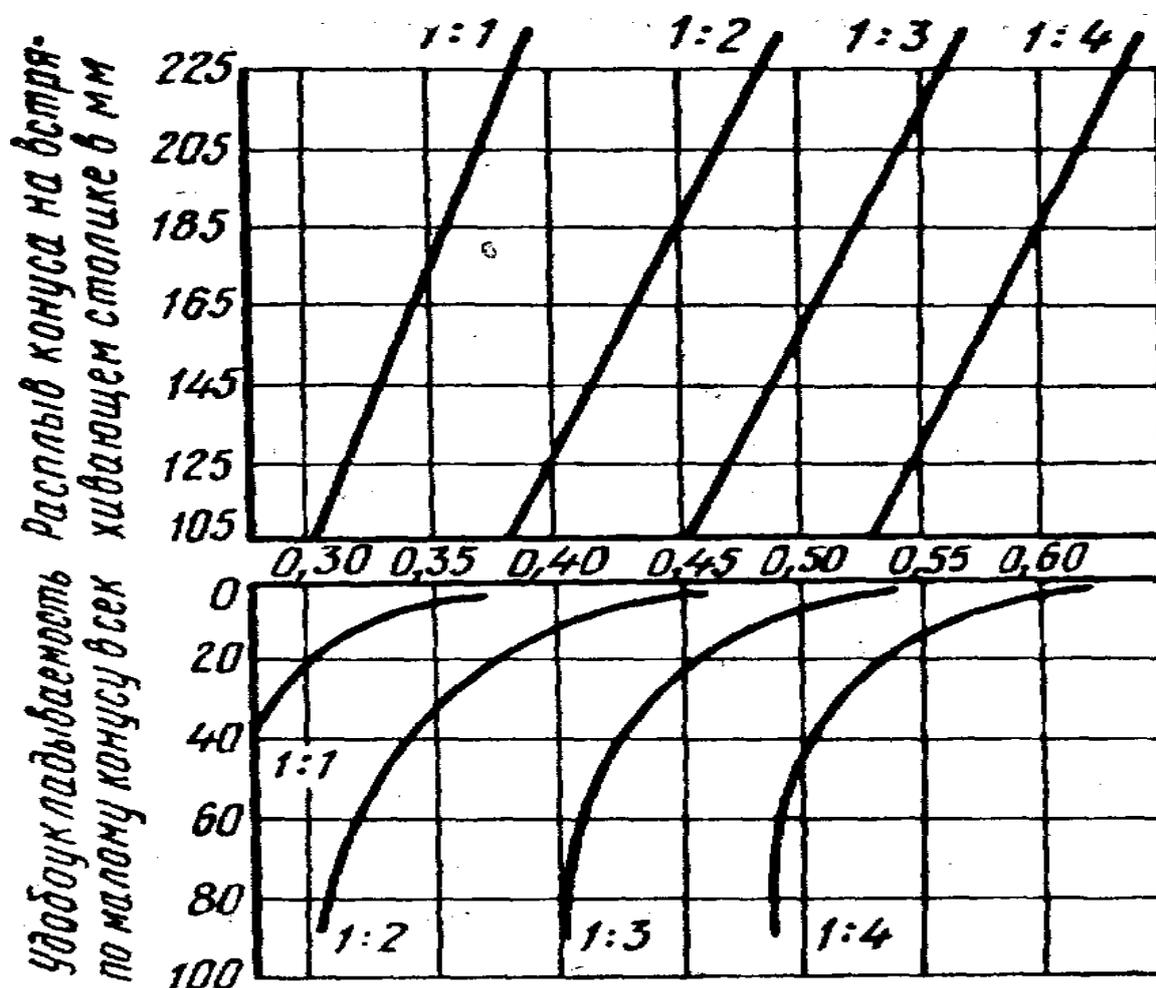


Рис. 1. График для выбора соотношения между цементом и песком средней крупности (водопотребность 7%), которое обеспечивает заданную подвижность (удобоукладываемость) цементно-песчаной смеси при определенном водо-цементном отношении

Примечание: При использовании мелкого песка с водопотребностью свыше 7 % содержание его уменьшают на 5 % на каждый процент увеличения водопотребности. При применении крупного песка содержание его увеличивают на 5 % на каждый процент увеличения водопотребности.

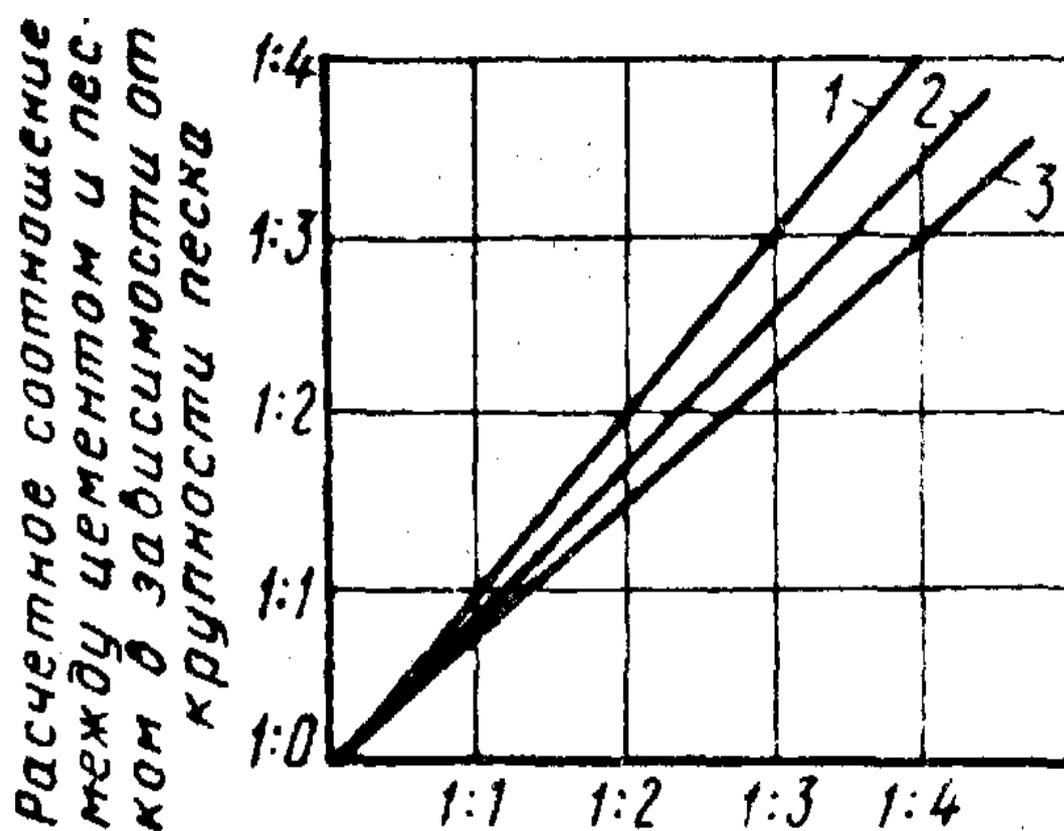


Рис. 2. График для корректировки соотношения Ц/П, обеспечивающего заданную подвижность цементно-песчаной смеси в зависимости от модуля крупности песка.

По оси абсцисс – соотношение Ц/П, определенное по рис. 1.

- 1 – $M_k = 2,5$;
- 2 – $M_k = 1,5$;
- 3 – $M_k = 0,75$.



Приложение 3

Литература

1. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести). – М.: Стройиздат, 1966. – 442 с.
2. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. М., Стройиздат, 1981. – 464 с.
3. Бабушкин В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1968. – 186 с.
4. Баженов Ю.М., Горчаков Г.И., Алимов Л.А., Воронин В.В. Получение бетона заданных свойств. М., Стройиздат, 1978. – 52 с
5. Баженов Ю.М. Технология бетона. – М.: АСВ, 2007. – 524 с.
6. Баженов Ю.М., Алимов Л.А., Воронин В.В., Магдеев У.Х. Технология бетона, строительных изделий и конструкций. – М.: АСВ, 2004. – 256с.
7. Баженов Ю.М., Демьянова В.С., Калашников В.И. Модифицированные высококачественные бетоны. – М.: АСВ, 2006. – 368с
8. Баженов Ю.М., Король Е.А., Ерофеев В.Т., Митина Е.А. Ограждающие конструкции с использованием бетонов низкой теплопроводности. – М.: АСВ, 2008. – 319 с.
9. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. – М.: Стройиздат, 1971. – 207 с.
10. Бетоны и сухие смеси. – 2007. – № 1Б. – С. 16 – 19.
11. Блещик Н.П., Тур В.В., Кравченко В.В. К вопросу о контроле прочности бетона в свете требований ГОСТ 18105-86 и общеевропейского стандарта EN 206-1:2001 // Строительная наука и техника. – 2005. - №2. – С. 20 – 32

- 12.Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Харьков: ХГУ, 1968. – 304с.
- 13.Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 286с.
- 14.Бужевич Г.А. Технология и свойства новых видов легких бетонов на пористых заполнителях. - М.: Стройиздат, 1971. – 207 с.
- 15.Вальц К., Вишерс Г. Конструктивный высокопрочный легкий бетон. – М.: Стройиздат, 1969. – 79 с.
- 16.Вербецкий Г.П. Прочность и долговечность бетона в водной среде. – М.: Стройиздат, 1975. – 127 с.
- 17.Гансен Т.К. Ползучесть и релаксация напряжений в бетоне. – М.: Стройиздат, 1963. – 126с.
- 18.Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на плотных заполнителях. – М.: Стройиздат, 1969. – 149с.
- 19.Горчаков Г.И., Лифанов И.И., Терехин Л.Н. Коэффициенты температурного расширения и температурные деформации строительных материалов. - М.: Изд-во стандартов, 1968. – 167 с.
- 20.ГОСТ 25192 – 82 (2003) Бетоны. Классификация и общие технические требования.
- 21.ГОСТ 10178 – 85 (2002) Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.
- 22.ГОСТ 31108 – 2003 Цементы общестроительные. Технические условия.
- 23.ГОСТ 24211 – 2003 (с попр. 2008) Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия.
- 24.ГОСТ 8267 – 93 (2003) Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.
- 25.ГОСТ 8736 – 93 (2003) Песок для строительных работ. Технические условия.

- 26.ГОСТ 7473 – 94 (2004) Смеси бетонные. Технические условия.
- 27.ГОСТ 10181 – 2000 Смеси бетонные. Методы испытаний.
- 28.ГОСТ 26633 – 91 (2003 с изм. 2007) Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.
- 29.ГОСТ 10180 – 90 (2003) Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
- 30.ГОСТ 25485 – 89 (2003) Бетоны ячеистые. Технические условия.
- 31.ГОСТ 25820 – 2000 Бетоны легкие. Технические условия.
- 32.ГОСТ Р 51263 – 99 Полистиролбетон. Технические условия.
- 33.ГОСТ 18105 – 86 (2003). Бетоны. Правила контроля прочности.
- 34.ГОСТ Р 53231 – 2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
- 35.Гришин Н.Н., Белогурова О.А., Иванова А.Г. Экспериментально - теоретическое изучение теплопроводности и ее влияния на термостойкость форстеритовых огнеупоров // Огнеупоры и техническая керамика. – 2003. - № 12. – С. 4 – 15.
- 36.Давидюк А.Н. Легкие конструкционно-теплоизоляционные бетоны на стекловидных пористых заполнителях. – М.: «Красная звезда», 2008. – 206 с.
- 37.Давидюк А.Н., Несветаев Г.В. О теплотехнической эффективности конструкционно – теплоизоляционных легких бетонов на стекловидных пористых заполнителях// Кровельные и изоляционные материалы. – 2008. - № 5. – С. 46 – 48.
- 38.Данюшевский В.С., Алиев Р.М., Толстых И.Ф. Справочное руководство по тампонажным материалам. – М.: Недра, 1987. – 372 с.
- 39.Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Физическое обоснование правила постоянства водопотребности бетонной смеси // Технологии бетонов. – 2008. - № 12. – С. 51 – 53
- 40.Деллос К.П. Легкие бетоны в мостах. – М.: Транспорт, 1986. – 184 с.

41. Довжик В.Г., Дорф В.А., Петров В.П. Технология высокопрочного керамзитобетона. – М.: Стройиздат, 1976 г. – 136 с.
42. Довжик В.Г. Расчет и нормирование теплопроводности керамзитобетона и других видов бетонов // Бетон и железобетон. – 2007. - № 5. – С. 15 – 19.
43. Жаростойкий бетон и тяжелый бетон для повышенных температур в реакторостроении / В.В. Жуков, В.С. Цикунов, Г.Н. Хаджишалапов, А.Д. Магомедов. – Махачкала: Новый день, 2002. – 140 с.
44. Иванов И.А. Технология легких бетонов на искусственных пористых заполнителях, - М.: Стройиздат, 1974. – 287 с.
45. Искусственные пористые заполнители и легкие бетоны на их основе: Справ. пособие / С.Г. Васильков, С.П. Онацкий, М.П. Элинзон и др.; Под. ред. Ю.П. Горлова. – М.; Стройиздат, 1987. – 304 с.
46. Каландадзе В.Ш. Снижение расхода материалов при производстве железобетонных изделий. – М.: Стройиздат, 1988. – 175с.
47. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С., Киселева Ю.А., Пригоженко О.В. Уникальные бетоны и технологии в практике современного строительства России // Проблемы современного бетона и железобетона. – Минск: НП ООО «Стринко», 2007. – т. 2. - С. 105-120
48. Каталог по производству, характеристикам и рекомендуемым областям применения цементов для объектов Минэнерго СССР. – М.: Минэнерго, 1991.
49. Каталог основных строительно-технических свойств цементов. – М.: ОНИЛ "Цемент", 1990.
50. Комохов П.Г., Грызлов В.С. Структурная механика и теплофизика легкого бетона. – Вологда: Вологод. науч. цент, 1992. – 320 с.
51. Ларионова З.М. Формирование структуры цементного камня и бетона. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1971. – 161 с.

52. Легкие бетоны. Проектирование и технология. Превод с английского кн. Lightwht concret Aggregate, под. ред. к.т.н. В.Н. Ярмаковского. – М.: Стройиздат, 1981. – 239 с.
53. Лившиц Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона. – К.: «Вища школа», 1976. – 279с.
54. Макридин Н.И., Максимова Н.Н. Структура, деформативность, прочность и критерий разрушения цементных композитов. – Саратов. 2001. – 280 с
55. Медведев Р.В., Турчанинов И.А. Определение теплофизических параметров горных пород методами нерегулярного теплового потока / Строительная теплофизика. Под общей ред. А.В. Лыкова. – М.: Энергия, 1966. – С. 64 – 72
56. МИ 11-87. ГСИ. Прочностные и деформативные характеристики бетонов при одноосном кратковременном статическом сжатии и растяжении: Методические указания. – М.: Изд-во стандартов, 1989. – 79с.
57. Модифицированные бетоны нового поколения в сооружениях ММДЦ «Москва-Сити»/ С.С. Каприелов, В.И. Травуш, Н.И. Карпенко, А.В. Шейнфельд, Г.С. Кардумян, Ю.А. Киселева, А.В. Пригоженко // Строительные материалы. – 2006. - № 10 – С. 13 - 17
58. Нациевский Ю.Д. Легкий бетон. – Киев: Будівельник, 1977. – 116 с.
59. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. О прогнозировании усадки цементных бетонов / Современные проблемы строительного материаловедения. – Воронеж, 1999. – С. 305 – 311
60. Несветаев Г.В. Закономерности деформирования и прогнозирование стойкости бетонов при силовых и температурных воздействиях (методология и принципы рецептурно-технологического регулирования): Дисс. ... д.т.н., Ростов – на – Дону: РГСУ, 1998. – 468с.

61. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. О прогнозировании усадки цементных бетонов/ Современные проблемы строительного материаловедения/ Пятые академические чтения. - Воронеж: ВГАСА, 1999. – С. 305-311.
62. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. Усадочные деформации и раннее трещинообразование бетона/ Современные проблемы строительного материаловедения/ Пятые академические чтения. - Воронеж: ВГАСА, 1999. – С. 312-316.
63. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. О механизме раннего трещинообразования высокопрочных бетонов/ Бетон и железобетон в третьем тысячелетии: Материалы межд. науч. Практ. конф. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 2000. - С. 266 – 270
64. Несветаев Г.В. Технология самоуплотняющихся бетонов // Строительные материалы. – 2008. - № 3. – С. 24 - 28
65. Несветаев Г.В. Технология самоуплотняющихся бетонов // Строительные материалы. – 2008. - № 3. – С. 24 - 28
66. Несветаев Г.В. Эффективность применения суперпластификаторов в бетонах // Строительные материалы. – 2006. - № 10 – С. 23 – 25
67. Несветаев Г.В., Давидюк А.Н., Хетагуров Б.А. Самоуплотняющиеся бетоны: некоторые факторы, определяющие текучесть смеси // Строительные материалы. – 2009. - № . – С.
68. Несветаев Г.В. Применение модификаторов с целью управления модулем упругости бетона /Новые научные направления строительного материаловедения: Мат-лы Акад. Чтений РААСН. Ч. 2 – Белгород, 2005 – С. 51 - 55
69. Несветаев Г.В. Закономерности деформирования и прогнозирование стойкости бетонов при силовых и температурных воздействиях (методология и принципы рецептурно-технологического регулирования):

- Автореф. дисс. на соиск. уч. степ. д-ра техн. наук: РГСУ, Ростов н/Д, 1998. – 48 с.
70. Несветаев Г.В. Эффективность применения суперпластификаторов в бетонах // Строит. материалы. 2006. № 10. С. 23 – 25.
71. Несветаев Г.В. Технология самоуплотняющихся бетонов // Строит. материалы. 2008. № 3. С. 24 – 28.
72. Несветаев Г.В. Расчет состава цементных бетонов. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 2004.
73. Несветаев Г.В., Чмель Г.В. Цементные бетоны: Сборник задач с решением. – Ростов-на-Дону: РГСУ, 2006. – 30с.
74. Опыт приготовления, применения и контроля высокопрочных модифицированных бетонов на объектах ЗАО «Моспромстрой» / Житкевич Р.К., Шейнфельд А.В., Ферджулян А.Г., Пригоженко О.В. // Бетон и железобетон-пути развития: науч. труды конф. – М., 2005, т.3. – С. 92 – 100
75. Орендлихер Л.П. Бетоны на пористых заполнителях в сборных железобетонных конструкциях. – М.: Стройиздат, 1983. – 143 с.
76. Пирадов А.Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1973. – 133 с.
77. Попов Н.А., Элинзон М.П., Штейн Я.М. Подбор состава легких бетонов на искусственных пористых заполнителях. – М.: Стройиздат, 1962 г. – 83 с.
78. Проблемы усадки и ползучести бетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 237с.
79. Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций/ Под ред. С.В. Александровского. – М.: Стройиздат, 1976. – 351с.
80. Прочность, структурные изменения и деформации бетона /Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – 299с.
81. Проблемы усадки и ползучести бетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 237с.

82. Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций/ Под ред. С.В. Александровского. – М.: Стройиздат, 1976. – 351с.
83. Ползучесть строительных материалов и конструкций/ Под ред. А.Р. Ржаницына. – М.: Стройиздат, 1964.
84. Раманчаран В., Фельман Р. Наука о бетоне. М. , Стройиздат, 1986. – 122 с.
85. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1988. – 121с.
86. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1988. – 121с.
87. Рекомендации по подбору составов легких бетонов (к ГОСТ 27006-86), Госстроя СССР, 1990 г.
88. Рояк Г.С. Внутренняя коррозия бетона. – М.: ЦНИИС, 2002. – 156 с.
89. Серегин И.Н. Ползучесть бетона в дорожно-мостовых сооружениях. – М.: Транспорт, 1965. – 146с.
90. Симонов М.З. Основы технологии легких бетонов. - М.: Стройиздат, 1973. – 584 с.
91. Славчева Г.С. Поризованный бетон: структура и строительно-технологические свойства. – Воронеж: ВГАСУ, 2009. – 136 с.
92. СП 23 – 101 – 2004 Проектирование тепловой защиты зданий.
93. Спивак Н.Я. Метод проектирования состава легкого бетона для ограждающих и несущих конструкций жилых домов, /сб. научных трудов ЦНИИЭПжилища, вып.3. Легкобетонное домостроение. - М., 1979. – 99 с.
94. Справочник (кадастр) физических свойств горных пород / Под ред. Н.В. Мельникова, В.В. Ржевского, М.М. Протодяконова. – М.: Недра, 1975. – 279 с.

95. Стольников В.В., Литвинова Р.Е. Трещиностойкость бетона. – М.: Энергия, 1972. – 112с.
96. Строительные материалы: Учебно-справочное пособие/ Под ред. Г.В. Несветаева. – 4-е изд., перераб. и доп. – Ростов-на-Дону: Феникс, 2009. – 608с.
97. Структурообразование и разрушение цементных бетонов /В.В. Бабков, В.Н. Мохов, С.М. Капитонов, П.Г. Комохов. – Уфа: ГУП «Уфимский полиграфкомбинат», 2002. – 376с.
98. Улицкий И.И., Киреева С.В. Усадка и ползучесть бетона заводского изготовления. – К.: Будивельник, 1965. – 106с.
99. Федосов С.В., Базанов С.М. Сульфатная коррозия бетона. – М.: АСВ, 2003. – 191 с.
100. Ферронская А.В. Долговечность конструкций из бетона и железобетона. – М.: АСВ, 2006. – 335 с.
101. Франчук А.У. Таблицы теплотехнических показателей строительных материалов. – М.: НИИСФ, 1969. – 144 с.
102. Цементы, бетоны, строительные растворы и сухие смеси Ч.1: Справ. Ч.1: Справ. Под ред. П.Г. Комохова. – С.-Пб.: НПО «Профессионал», 2007. – 804 с.
103. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона. – Тбилиси: Мецниереба, 1979. – 229с.
104. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. – М., Стройиздат, - 1979. - 343 с.
105. Шейкин А.Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня. – М., Стройиздат, 1974. – 191 с.
106. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости.- Л., Стройиздат. 1989.- 128 с.
107. Штарк И., Вихт Б. Долговечность бетона. – К.: ОРАНТА, 2004. – 295с.

108. A.Ajdukiewicz, A.Kliszczewicz, M.Wegorz Wplyw modyfikacji forvowania powierzchni betonu na rysoodpornosc elementow zelbetowych: “Krynica 2004”: Warszawa-Krynica, t. 3, p.p. 11- 18
109. A.Czkwianianc, J. Pawlica, D.Ulanska Wlasciwosci mechaniczne I reologiczne betonow samozageszczalnych: “Krynica 2004”: Warszawa-Krynica, t. 3, p.p. 109- 116
110. EN 206 – 1. Concrete. Part 1: Specification, performance, production and conformity.
111. Kanstad T. Nonlinear Analysis Considering Timedependent Deformations and Capacity of Reinforced and Prestressed Concrete. – Norway, Trondheim: NTH. – 1990. – 349p.
112. Higginson E.C. Mass Concrete for Dams and other Massive Structures //ACI Journal. – 1970. v.6. - №4. – p. 273 – 309
113. Townsend C.I. Control of Cracking in Mass Concrete Structures. Engineering Monograph. – 1965. - №34. – 71 p.
114. Tye R.P. Thermal conductivity. London – N.Y., 1969. – vol.1. – 441 p.
115. Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. Farnham, February 2002
116. T. Yen, K.S. Pann, S.K. Lin Strength development of high strength high-performance concrete at early ages // Бетон и железобетон-пути развития: науч. труды конф. – М., 2005, т.3. – С. 81 – 87