

Федеральное государственное бюджетное учреждение
«Научно-исследовательский институт строительной физики Российской
академии архитектуры и строительных наук»
(НИИСФ РААСН)

На правах рукописи

Моисеенко Георгий Александрович

**ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ И РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА
ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ПРИ
КРАТКОВРЕМЕННОМ И ДЛИТЕЛЬНОМ НАГРУЖЕНИИ И ИХ
УЧЕТ В ДИАГРАММНОМ МЕТОДЕ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ**

Специальность 2.1.1 – «Строительные конструкции, здания и
сооружения»

Диссертация

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук,
профессор **Карпенко Н.И.**

Москва - 2023 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ	14
1.1 Историческая справка	12
1.2 Краткий обзор исследований высокопрочных бетонов	21
1.3 Краткий обзор исследований характеристик свойств высокопрочного сталефибробетона	27
1.4 Физические основы ползучести бетона	32
1.5 Основные феноменологические теории ползучести	39
1.6 Методика построения диаграмм-изохрон при эталонных режимах нагружения	53
1.7 Учет влияния масштабного фактора на физико-механические и реологические свойства бетона	63
1.8 Выводы по главе 1	73
ГЛАВА 2 МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СВОЙСТВ ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА И МЕЛКОЗЕРНИСТОГО ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА	76
2.1 Программа экспериментальных исследований	76
2.2 Характеристики компонентов для приготовления бетонных смесей ..	78
2.3 Обоснование оптимального состава смеси для приготовления бетонной матрицы	79
2.4 Влияние дозировки фибры на процессы деформирования исследуемых бетонов при кратковременном нагружении	80
2.4.1 Методика исследований влияния дозировки фибры на характеристики исследуемых бетонов при кратковременном нагружении	82
2.4.2 Анализ результатов исследований влияния дозировки фибры на	85

<i>характеристики бетона при кратковременном нагружении</i>	
2.5 Исследование физико-механических и реологических свойств	
исследуемых бетонов при рациональном содержании фибры	92
2.5.1 Методика кратковременных испытаний исследуемых бетонов	
на сжатие с получением диаграмм деформирования	93
2.5.2 Методика длительных испытаний исследуемых бетонов при	
рациональном содержании фибры	95
2.5.3 Анализ результатов кратковременных испытаний исследуемых	
бетонов на сжатие	98
2.5.4 Анализ результатов длительных испытаний	104
2.6 Выводы по главе 2	113
ГЛАВА 3 ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ИССЛЕДУЕМЫХ БЕТОНОВ	
ПРИ КРАТКОВРЕМЕННЫХ НАГРУЖЕНИЯХ.	117
3.1 Призменная прочность бетонов	117
3.2 Начальный модуль упругости при сжатии	120
3.3 Диаграммы деформирования исследуемых бетонов при сжатии	124
3.4 Выводы по главе 3	129
ГЛАВА 4 ДЕФОРМАЦИИ УСАДКИ И ПОЛЗУЧЕСТИ ИССЛЕДУЕМЫХ	
БЕТОНОВ ПРИ СЖАТИИ	131
4.1 Деформации усадки исследуемых бетонов	131
4.2 Теоретическая методика описания удельных деформаций (мер)	
ползучести	137
4.3 Зависимость предельных мер ползучести от возраста загрузки	145
4.4 Экспериментальная методика описания удельных деформаций (мер)	
ползучести	149
4.5 Построение диаграмм-изохрон мелкозернистого высокопрочного	
бетона и высокопрочного сталефибробетона при сжатии	156
4.5.1 Кривые длительного сопротивления МВБ и ВСФБ	157
4.5.2 Методика построения диаграмм-изохрон МВБ и ВСФБ	159

4.5.3 Сравнение полученных результатов с экспериментальными данными	172
4.6 Выводы по главе 4	180
ГЛАВА 5 РАЗВИТИЕ ДИАГРАММНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ РАЗРАБОТАННЫХ МЕТОДИК	183
5.1 Применение методики диаграмм-изохрон при расчете железобетонных конструкций на основе нелинейной деформационной модели	183
5.2 Пример расчета деформаций конструкции колонны с учетом длительности нагружения	193
5.3 Выводы по главе 5	208
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	210
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	213
ПРИЛОЖЕНИЕ № 1	236

ВВЕДЕНИЕ

Одним из прогрессивных направлений развития строительной науки является изучение новых конструкционных материалов, обладающих более совершенными по сравнению с традиционными материалами характеристиками и открывающих новые перспективы для строительства. В последнее время все больший интерес вызывает такой материал, как мелкозернистый высокопрочный бетон (МВБ) нового поколения, значения прочности которого значительно превосходят таковые для обычного бетона. Это свойство достигается за счет применения новых модификаторов и тонкодисперсности заполнителя. Основным недостаток данного строительного материала – повышенная хрупкость и мгновенный характер разрушения. Одним из путей решения этой проблемы является введение в матрицу бетона стальной фибры в соотношении 1-3% по массе. Такое решение позволяет существенно повысить трещиностойкость и прочность конструкций из высокопрочных бетонов.

Благодаря своим характеристикам высокопрочный сталефибробетон (ВСФБ) может применяться при строительстве таких сложных объектов, как большепролетные мосты, оболочки, высотные сооружения. Однако, широкое применение этого конструкционного материала отчасти ограничивается недостаточным количеством исследований его свойств, в частности, его поведения при длительном действии нагрузок. Большинство экспериментальных исследований высокопрочных бетонов относится, в основном, к так называемым традиционным бетонам. Исследований высокопрочных бетонов нового поколения с применением комплексных модификаторов, на основе которых производится ВСФБ, сравнительно немного. Исследования сталефибробетона в большинстве случаев выполнены для образцов с матрицей класса по прочности до В40. Характеристики свойств сталефибробетона повышенной прочности еще требуют изучения и дополнения. В отечественных нормах нет обоснованных нормативных характеристик ВСФБ с учетом длительности нагружения. Исследования

ползучести высокопрочного сталефибробетона в нашей стране практически не проводились. Помимо этого, способы аналитического описания свойств высокопрочного сталефибробетона, применимые для современных методов расчета конструкций, также требуют актуализации и уточнения. Данная работа направлена на устранение этих пробелов. При этом особенную актуальность приобретают исследования сталефибробетона с минимальным эффективным процентом содержания фибры, так как данный параметр оказывает существенное влияние на стоимость бетона.

Связь работы с научными программами, планами, темами

Часть исследований теоретического и прикладного характера по теме диссертации выполнена в рамках следующих научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ по планам РААСН:

- «Комплексные экспериментальные и теоретические исследования физико-механических и реологических свойств экономичных высокопрочных сталефибробетонов для возведения высоконагруженных конструктивных элементов современных зданий и сооружений» (№ госрегистрации - АААА-А17-117070450051-5);

- «Разработка, исследование и развитие фундаментальных научных основ расчета строительных конструкций из высокопрочного сталефибробетона и мелкозернистого высокопрочного бетона при кратковременном и длительном нагружении» (№ госрегистрации - АААА-А19-119022190133-6);

- «Фундаментальные научные исследования влияния повышенных до 200°С температур на характеристики физико-механических и реологических свойств высокопрочных модифицированных бетонов классов В70 ÷ В90» (№ госрегистрации - АААА-А19-119060690056-5).

Цель диссертационной работы – разработка и обоснование аналитических зависимостей по описанию характеристик физико-механических и реологических

свойств мелкозернистого высокопрочного бетона нового поколения класса по прочности на сжатие В120 и изготовленного на его основе высокопрочного сталефибробетона с содержанием выбранного типа фибры на нижнем пороге эффективности для данного бетона на основе экспериментальных исследований при кратковременном и длительном нагружении, а также развитие диаграммного метода расчета железобетонных конструкций с учетом разработанных зависимостей.

Объект исследования – мелкозернистый высокопрочный бетон класса по прочности на сжатие В120 и полученный на его основе высокопрочный сталефибробетон с минимальным эффективным содержанием выбранного типа стальной фибры при кратковременном и длительном нагружении.

Предмет исследования – характеристики физико-механических и реологических свойств мелкозернистого высокопрочного бетона класса по прочности на сжатие В120 и полученного на его основе высокопрочного сталефибробетона с минимальным эффективным содержанием выбранного типа стальной фибры при кратковременном и длительном нагружении в различном возрасте и их аналитическое описание.

Задачи диссертационной работы:

1. Определение на основе результатов экспериментальных исследований призмной прочности и модуля упругости при сжатии исследуемого МВБ и изготовленного на его основе ВСФБ при минимальном эффективном содержании выбранного типа фибры с учетом возраста бетона.

2. Получение экспериментальными методами диаграмм деформирования исследуемых бетонов при кратковременном сжатии с определением количественных характеристик их основных параметров.

3. Определение деформаций ползучести исследуемых бетонов на основе экспериментальных исследований в зависимости от их возраста в момент

загружения и уровня длительного нагружения сжатием, а также деформаций усадки в зависимости от возраста в момент начала наблюдения.

4. Разработка аналитических зависимостей для описания изменения механических свойств исследуемых бетонов в части призмочной прочности и модуля упругости при сжатии, а также для описания диаграмм деформирования при кратковременном осевом сжатии в зависимости от их возраста.

5. Разработка аналитических зависимостей для описания изменения деформаций усадки исследуемых бетонов в зависимости от длительности наблюдения, а также общих и предельных мер ползучести в зависимости от возраста бетона в момент начала испытаний с учетом уровня длительного нагружения.

6. Разработка методики построения диаграмм-изохрон при сжатии для исследуемых бетонов в зависимости от возраста нагружаемого бетона, уровня и длительности нагружения.

7. Развитие диаграммного метода расчета железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с учетом его ползучести на основе разработанных соотношений.

Методология и методы исследования

При проведении экспериментальных исследований, обосновывающих полученные в данной работе результаты, применены методы физического моделирования, механические методы испытания материалов нагружением и измерения перемещений. При разработке теоретических зависимостей для описания свойств исследуемых бетонов применены теоретические методы анализа и математического моделирования.

Положения, выносимые на защиту:

1. Обобщенные аналитические выражения с установлением их параметров для описания изменения призмочной прочности и модуля упругости при сжатии

изучаемого МВБ и полученного на его основе ВСФБ с минимальным эффективным содержанием выбранного типа фибры в зависимости от возраста бетона в привязке к эталонным значениям в возрасте 28 суток.

2. Обобщенные аналитические выражения для описания диаграмм деформирования бетонов при кратковременном сжатии для классов по прочности до В120 с возможным развитием на более высокие классы.

3. Аналитическое выражение для описания деформаций усадки изучаемых бетонов с установлением его параметров в зависимости от возраста бетона.

4. Обобщенные аналитические выражения для описания общих мер ползучести изучаемых бетонов с установлением их параметров в зависимости от возраста нагружаемого бетона и уровня длительного сжатия с использованием различных подходов, а также аналитическое выражение для описания предельных мер ползучести в зависимости от возраста бетона в привязке к эталонному значению при загрузении в возрасте 28 суток.

5. Методика построения диаграмм-изохрон изучаемых бетонов для описания деформаций материала при загрузении сжатием в различном возрасте с учетом длительности нагружения и уровня нагрузки.

6. Предложения по развитию диаграммного метода расчета железобетонных конструкций в части применения разработанных аналитических выражений для оценки деформаций ползучести бетона.

Область исследования соответствует паспорту специальности ВАК 2.1.1 – «Строительные конструкции, здания и сооружения», и относится к пункту 3 «Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности».

Научная новизна результатов работы:

1. На основе проведенных экспериментов установлены математические закономерности изменения количественных характеристик физико-механических свойств изучаемого МВБ нового поколения и полученного на его основе ВСФБ с минимальным эффективным содержанием выбранного типа стальной фибры в части призмной прочности и модуля упругости при сжатии в зависимости от возраста бетона.

2. На основе проведенных экспериментов получены диаграммы деформирования исследуемых бетонов при кратковременном сжатии в продольном и поперечном направлениях и развита методика их математического описания.

3. На основе проведенных экспериментов определена зависимость деформаций усадки исследуемых бетонов от возраста в момент окончания влажностного хранения и длительности наблюдения и разработан способ ее теоретического описания.

4. На основе экспериментального исследования ползучести исследуемых бетонов при длительном сжатии проведено математическое моделирование общих мер ползучести по теоретической методике В.М. Бондаренко и Н.И. Карпенко с учетом возраста нагружаемого бетона, уровня и длительности действия нагрузки, а также дано развитие экспериментальной методики определения мер ползучести И.Е. Прокоповича с учетом нелинейности ползучести.

5. Выявлена зависимость предельных мер ползучести исследуемых бетонов от их возраста и уровня длительного нагружения с привязкой к эталонным значениям в возрасте 28 суток и дано ее математическое описание.

6. Развита методика построения диаграмм-изохрон для исследуемых бетонов при сжатии, начиная с 1 часа нагружения до теоретической бесконечности. В рамках разработки этой методики предложены обобщенные

математические выражения для определения характеристик и мер ползучести с учетом функции нелинейности.

7. Дано развитие диаграммного метода расчета железобетонных конструкций на основе разработанной методики диаграмм-изохрон.

Теоретическая и практическая значимость результатов

Разработаны предложения по усовершенствованию аналитических способов описания характеристик свойств исследуемых бетонов при кратковременном и длительном нагружениях. Выполнена существенная переработка и уточнение методики построения диаграмм-изохрон при осевом сжатии применительно к высокопрочному сталефибробетону и его матрице класса по прочности на сжатие В120 в части учета нелинейности предельных и общих мер ползучести в зависимости от уровня прикладываемой нагрузки. Предложен способ учета длительности действия нагрузки и влияния ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций с использованием современного диаграммного метода расчета.

Внедрение результатов работы

Результаты исследований использованы в рамках выполнения НИР по заданию ФАУ «ФЦС» при разработке Методического пособия «Автоматизированные методы расчета массивных железобетонных конструкций при объемном напряженном состоянии» (раздел 6), а также при проведении АО «ЦНИИПроектлегконструкция» работ по реконструкции объектов «Гостиница (апартаменты) с нежилыми помещениями и подземной автостоянкой по адресу г. Москва, ул. Пресненский Вал, вл. 21» в 2017 г.; «Многофункциональный комплекс с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ЦАО, Пресненская набережная дом 4, стр. 2» (башня «Эволюция» ММДЦ «Москва-Сити») в 2018 г.

Степень достоверности результатов

Достоверность полученных результатов достигается применением общих гипотез строительной механики, достаточно развитых вариантов теорий

ползучести, сопоставлением результатов расчетов с полученными экспериментальными данными.

Для достижения достоверности результатов в процессе проведения экспериментов и обработки полученных данных соблюдались требования нормативных документов: ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам», ГОСТ 24452-80 «Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона», ГОСТ 24544-2020 «Бетоны. Методы определения деформации усадки и ползучести», а также «Методических рекомендаций по исследованию усадки и ползучести бетона», разработанных в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Апробация работы и публикации

Основное содержание диссертации и результаты исследований представлены в восьми научных статьях, опубликованных в специализированных изданиях, в том числе опубликовано семь научных статей в изданиях, входящих в перечень Высшей аттестационной комиссии (ВАК) при Министерстве науки и высшего образования Российской Федерации. Часть результатов исследований была вынесена для обсуждения на IX, X и XIII Академических чтениях «Актуальные вопросы строительной физики. Энергосбережение. Надежность строительных конструкций и экологическая безопасность», посвященных памяти академика РААСН Г.Л. Осипова, состоявшихся в 2018, 2019 и 2022 гг.

Результаты исследований, выполненных в рамках НИОКР по плану РААСН по теме «Разработка, исследование и развитие фундаментальных научных основ расчета строительных конструкций из высокопрочного сталефибробетона и мелкозернистого высокопрочного бетона при кратковременном и длительном нагружении» (№ госрегистрации - АААА-А19-119022190133-6), были одобрены на заседании Ученого совета НИИСФ РААСН и утверждены на заседании Ученого совета Отделения строительных наук РААСН в 2019 г.

Структура и объем работы

Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка использованной литературы (184 наименования) и приложения. Работа изложена на 238 машинописных страницах, в том числе 212 страниц основного текста, 93 рисунка, 47 таблиц, 23 страницы списка использованной литературы, 2 страницы приложения.

Диссертация выполнялась в период с 2017 г. по 2022 г. в лаборатории «Проблемы прочности и качества в строительстве» НИИСФ РААСН под руководством д.т.н., профессора Н.И. Карпенко. Экспериментальные исследования проводились в рамках НИОКР по плану РААСН. Исследования влияния дозировки фибры на характеристики высокопрочного бетона при различных режимах кратковременного нагружения проводились совместно с лабораторией химических добавок НИИЖБ им. А.А. Гвоздева с участием И.А. Чилина при непосредственной консультации по технологии бетонов на основе модификаторов серии МБ д.т.н., профессора С.С. Каприелова. Экспериментальные исследования физико-механических и реологических свойств высокопрочного сталефибробетона с рациональным содержанием фибры при кратковременном и длительном нагружении проводились в лаборатории НИУ МГСУ под руководством И.М. Безгодова. Начальная обработка результатов экспериментальных исследований проводилась совместно с М.В. Степановым.

Глава 1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1 Историческая справка

Термин «высокопрочный бетон» («high-strength concrete») появился в США в 1929 г. Здесь в 30-е годы прошлого века в рамках исследований высотного строительства были получены бетоны с прочностью на сжатие до 130 МПа. В Европе первые высокопрочные бетоны были получены в 1940-х годах. Подобные составы были получены в лабораторных условиях из жестких смесей с помощью термической обработки и прессования под высоким давлением.

В 70-е немецкими и японскими специалистами было установлено, что введение в бетонную смесь нафталин-формальдегидовых и меламин-формальдегидовых органических добавок позволяет существенно повысить ее подвижность. Наряду с этим, появились разработки по использованию микрокремнеземных добавок, повышающих прочность и плотность цементного камня. Эти два фактора создали предпосылки для применения высокопрочного бетона в строительной практике.

Идея разработки мелкозернистого бетона с минимальной пористостью и повышенной структурной плотностью и однородностью относится к 1980-м годам. Предполагалось, что такие бетоны будут обладать повышенной прочностью вследствие сведения к минимуму структурных дефектов и внутренних трещин. В подобных составах должен был использоваться мелкозернистый кварцевый песок с ограниченным размером частиц (менее 1 мм), по сути, порошкообразный, что позволяло получить плотно упакованную структуру цементного камня, а применение высокоактивных пуццолановых добавок в сочетании с выдержкой при повышенных температурах активировало процессы гидратации цемента и формирования плотной микропористой структуры. Такие составы из-за указанных особенностей применяемых

компонентов получили название «Reactive powder concrete», что в свободном переводе в отечественных источниках звучит как «порошковый бетон».

В настоящее время благодаря появлению новых синтетических пластификаторов и применению золы-уноса и доменных шлаков в качестве добавок становится возможным промышленное производство бетонов с прочностью на сжатие свыше 140 МПа.

Получаемые подобным образом бетоны, при всех своих положительных качествах, имеют и недостатки, среди которых – повышенная хрупкость и взрывной характер разрушения. Эти отрицательные свойства в значительной степени могут быть устранены путем введения в состав стальных волокон, или фибр. В результате получается строительный материал с существенно улучшенными характеристиками по сравнению с обычными бетонами.

Стоит отметить, что идея добавления стального волокна в бетонную смесь сама по себе не является новой. Уже более века исследователи занимаются подбором оптимального состава сталефибробетонных смесей, наилучшей конфигурации применяемой фибры, изучают прочностные и деформационные характеристики сталефибробетона в различных условиях. Ведутся разработки по практическому применению дисперсно-армированного бетона в строительстве.

Доподлинно установить, когда армированный стальным волокном бетон впервые был использован на практике, представляется весьма затруднительным. В начале XX века в США были получены первые патенты на армированные проволокой и сетками бетоны. Позже эти технологии были переняты в Японии и европейских странах [155].

В 1970-х годах началось промышленное производство стальной фибры, что позволило рассматривать сталефибробетон как доступный для широкого использования строительный материал.

В России первые разработки по применению дисперсно-армированного бетона принадлежат инженеру В.П. Некрасову, занимавшемуся этим вопросом в начале XX века. В СССР исследования и разработки по этой теме продолжались, однако широкое применение сталефибробетона не практиковалось [51]. Отчасти это можно объяснить отсутствием надлежащей нормативной базы. Впервые данные о физико-механических свойствах сталефибробетона появились в СНиП 2.03.03-85 «Армоцементные конструкции» [11], разработанном в НИИЖБ и ЛенЗНИИЭП. В 1987 г. НИИЖБ выпустил «Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций» [10]. Действующий на момент написания настоящей диссертации российский нормативный документ по теме – СП 52-104-2006* «Сталефибробетонные конструкции» [12] – содержит сведения об основных свойствах бетонов обычной прочности (до B60).

Первые исследования и разработки, посвященные применению высокопрочных сталефибробетонов в строительстве, относятся к середине 1980-х годов. Разрабатывались различные технические решения для практического применения данного материала, например, дисперсно-армированные сборные элементы для мостового строительства.

При восстановлении и ремонте изношенных конструкций железобетонных мостов и полов промышленных зданий использовались французские мелкозернистые смеси Ductal и датские Densit. Для компенсации хрупкости и повышения трещиностойкости в эти смеси, как правило, добавлялась металлическая фибра.

Новую страницу в применении стальной фибры открыло возведение предварительно напряженного комбинированного пешеходного моста пролетом 60 м в г. Шербрук в Канаде в 1997 году (рисунок 1.1). Его основная конструкция представляет собой пространственную ферму, выполненную из реактивного порошкового бетона с добавлением стальной фибры. Бетон плиты моста рассчитан на восприятие сжимающих напряжений до 200 МПа, при растяжении – до 12 МПа. Для получения высоких показателей прочности использовалась

предварительная тепловая обработка бетона. Разработка материалов для моста была выполнена в Шербрукском университете. Для долговременного мониторинга поведения конструкции моста была установлена система датчиков длительного наблюдения. Ежегодные обследования показали, что характеристики сооружения практически не меняются с течением времени [14].



Рисунок 1.1 - Пешеходный мост из высокопрочного сталефибробетона в г. Шербрук, Канада

В 2001 году в г. Бур-Ле-Валанс во Франции были построены два автодорожных моста, состоящие из отдельных преднапряженных сборных балок. После проведения монтажа балок стыки конструкций были соединены с применением высокопрочного сталефибробетона.

В г. Мийо во Франции из ВСФБ запроектирована конструкция покрытия здания таможни, имеющая сложную изогнутую конфигурацию, размерами 98x28 м с максимальной толщиной 85 см. Проектом предусмотрено возведение сооружения из сборных сегментов с последующим соединением посредством внутреннего продольного преднапряжения.

В Германии на основании многочисленных исследований был разработан комплекс технических нормативов по применению мелкозернистых бетонов, в

том числе, с использованием фибры. Данные нормативы регламентируют применение местного сырья для производства мелкозернистых или тяжелых высокопрочных бетонов, предусматривают применение фибры из металла и пластика различной конфигурации в зависимости от конкретных производственных задач.

Применение высокопрочного фибробетона UHPC для замены железнодорожного моста через Дюрнбах (Гмунд) позволило провести эти работы в течение нескольких дней (рисунки 1.2, 1.3). Решение этой задачи было разработано кафедрой монолитного строительства Технического университета Мюнхена совместно с инженерным бюро Büchting + Streit. Концепция бетонных технологий была предоставлена компанией HeidelbergCement. Рецепт самоуплотняющегося крупнозернистого бетона класса прочности C150 / 155 был разработан на основе смеси UHPC "Effix Plus".



Рисунок 1.2 - Железнодорожный мост через Дюрнбах, Германия



Рисунок 1.3 - Процесс монтажа плиты моста через Дюрнбах

Полотна пешеходных мостов и другие несущие конструкции, изготовленные из высокопрочного бетона, в том числе, из ВСФБ, были возведены в 2000-х годах в Австрии, Швейцарии, Дании, Испании, Корее, Японии, Австралии, Новой Зеландии, США [67, 131, 153, 154, 157, 158, 165, 166, 180, 181].

Первый автодорожный мост из высокопрочного фибробетона в США был построен в 2006 году в штате Айова и представлял собой однопролетный мост с трехбалочным поперечным сечением длиной 33,5 м без стальной арматуры (рисунок 1.4).

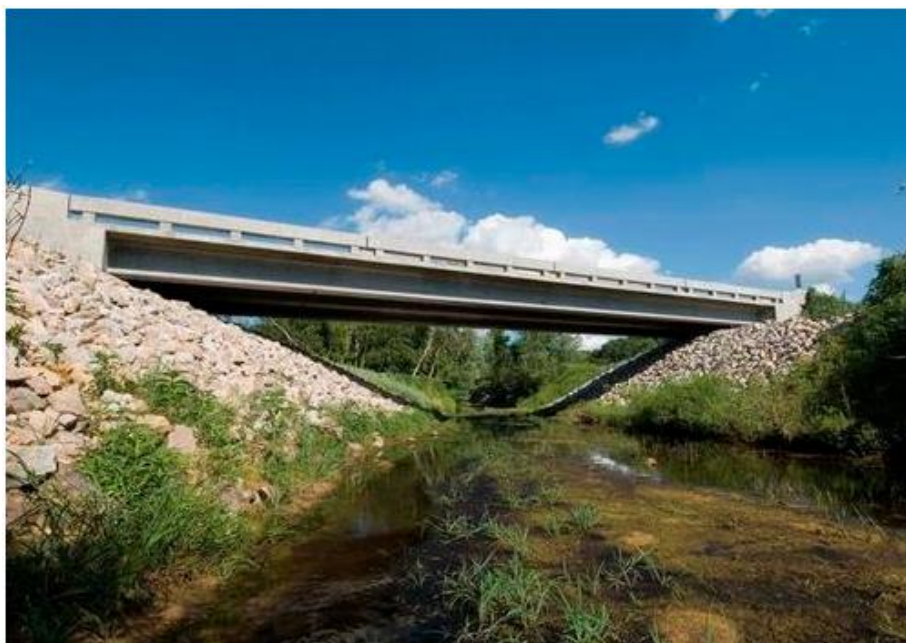


Рисунок 1.4 - Первый автомобильный мост из высокопрочного фибробетона в штате Айова, США [181]

В настоящее время в число производителей конструкций из сталефибробетона входят более пятнадцати стран мира, среди которых – Канада, Норвегия, Великобритания, США, Германия, Япония и другие. За рубежом применение сталефибробетона в промышленных объемах идет по трем основным направлениям:

- аэродромные и дорожные покрытия;
- облицовки тоннелей из монолитного и торкрет-бетона;
- берегозащитные, причальные и другие гидротехнические конструкции.

Помимо этого, сталефибробетон находит широкое применение при выполнении ремонтных работ, возведении тонкостенных несущих конструкций. Отдельно следует упомянуть устройство полов промышленных зданий – в этом направлении сталефибробетон благодаря своей пониженной истираемости открывает весьма широкие перспективы.

В России также имеются разработки по использованию ВСФБ [65, 68, 69, 72] при возведении высотных, транспортных и специальных сооружений. Под

руководством С.С. Каприелова была создана отечественная школа по разработке высокопрочных бетонов, в том числе, дисперсно-армированных, с их последующем внедрением в практику строительства сложных объектов, требующих использования высокотехнологичных материалов с улучшенными характеристиками. Разработана оригинальная технология производства ВСФБ из высокоподвижных и самоуплотняющихся смесей, пригодных для применения при монолитном строительстве.

В настоящее время намечается тенденция к расширению спектра применимости сталефибробетонов - ассортимент составов бетонных смесей пополняется новыми разработками, пригодными для применения в различных условиях с учетом разнообразия и конкретных особенностей возводимых сооружений.

В связи с этим стоит задача проведения комплекса исследований с целью обоснования нормативных характеристик ВСФБ, изготовленного с применением отечественных технологий, для их последующего внедрения в практику проектирования и расчета конструкций и сооружений.

Приведем краткий обзор некоторых работ, посвященных исследованию высокопрочных бетонов и сталефибробетона, и на основе этого выявим основные направления для дальнейшего изучения этих материалов. В нашем обзоре будем по преимуществу касаться вопросов поведения исследуемых составов при длительном нагружении.

1.2 Краткий обзор исследований высокопрочных бетонов

Четкой границы разделения бетонов на обычные и высокопрочные не существует. Как правило, высокопрочными считаются бетоны классов В60 (марка по прочности 800) и выше, вплоть до В130. При снижении В/Ц отношения до 0,15 и уменьшении зерен заполнителя до размеров менее 600 мкм возможно получение

бетона с прочностью значительно выше 200 МПа. В таких случаях принято говорить о ультравысокопрочных бетонах.

Помимо этой классификации существует условное разделение бетонов на традиционные и бетоны нового поколения, получаемые с добавлением микрокремнезема и суперпластификаторов. В последние десятилетия происходят существенные изменения в технологиях производства бетонных смесей, а также их укладки и ухода за молодым бетоном. Эти изменения обуславливают переход от преимущественно сборного строительства к монолитному.

Изучением традиционных высокопрочных бетонов в СССР занимались В.И. Сытник, Р.А. Мельник, О.Я. Берг, Н.В. Свиридов и их ученики. Высокая прочность исследуемых составов достигалась путем уменьшения В/Ц-отношения, специальной подготовки заполнителей и, в некоторых случаях - введения пластификатора. Получаемые смеси относились к жестким.

В работах В.И. Сытника [132, 133] наиболее полно исследовалось влияние возраста бетона высокой прочности (марок 600, 800, 1000) на его ползучесть и усадку. В результате исследований был сделан вывод, что показатели усадки и ползучести высокопрочных бетонов не имеют существенных отличий от таковых для обычных смесей.

В результате исследований Р.А. Мельника и А.Я. Пацулы [102], проведенных на образцах-призмах бетона марок 600-700, часть из которых была гидроизолирована, не подтвердилось устоявшееся в то время мнение о пониженной усадке высокопрочных бетонов. Меры ползучести по сравнению с обычными бетонами оказались меньше, что объяснялось низким В/Ц-отношением и повышенным содержанием щебня. На рисунке 1.5 представлены полученные экспериментальные зависимости относительных деформаций ползучести от длительности нагружения и от начального уровня нагрузки для бетона марки 700.

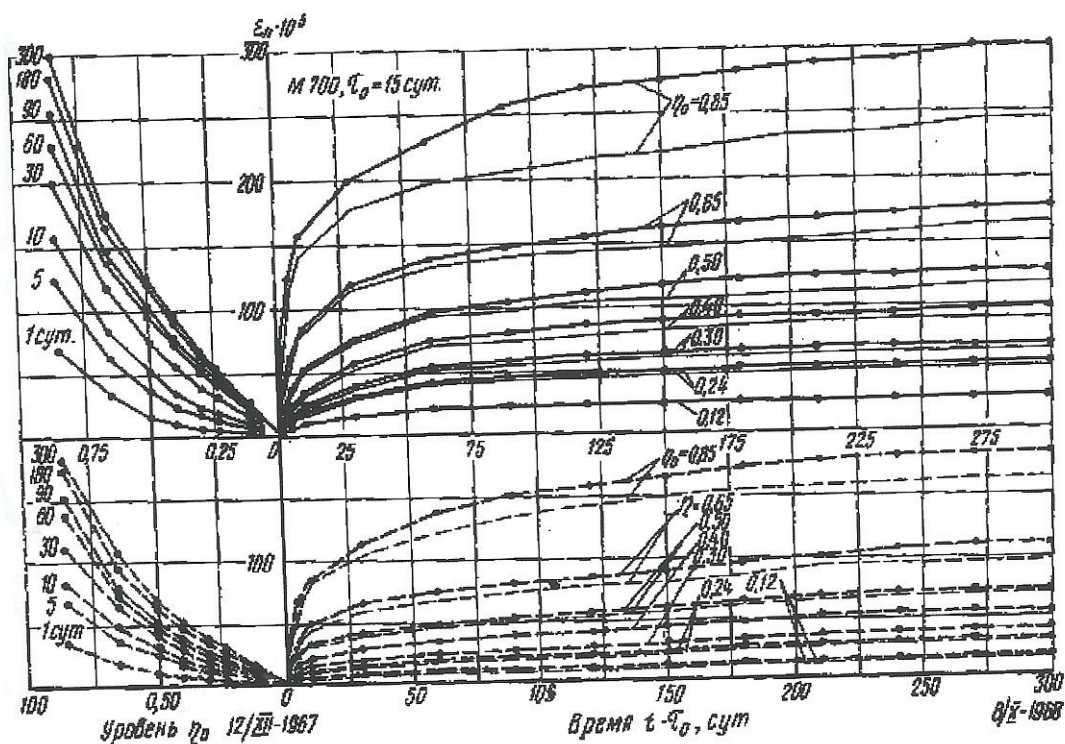


Рисунок 1.5 - Зависимость относительных деформаций ползучести от длительности нагружения и начального уровня сжимающей нагрузки (сплошная линия с точками – неизоллированные призмы, измерение по грани; сплошная линия без точек – неизоллированные призмы, измерение по оси; пунктирная линия с точками – изолированные призмы, измерение по грани; пунктирная линия без точек – изолированные призмы, по оси) [102]

В работах Р.А. Мельника, В.И. Федорчука и И.И. Лубенца [103] представлены результаты исследований бетона марок 900-1000. Предполагаемое снижение ползучести высокопрочного бетона не подтвердилось, однако отмечается, что удельные деформации ползучести высокопрочного бетона ниже, чем у обычных бетонов. Также отмечалась существенная нелинейность деформаций ползучести, начиная с низких уровней загрузки.

Е.Н. Щербаковым после обработки большого количества экспериментальных данных была получена зависимость меры ползучести бетона от его прочности и расхода воды, дающая хорошую сходимость с опытными данными [151]:

$$C_n = \frac{k_n B}{R}, \quad (1.1)$$

где C_n – нормативное значение меры ползучести;

k_n – безразмерный коэффициент, равный $16 \cdot 10^{-6}$;

B – расход воды, л/м³;

R – кубиковая прочность бетона в возрасте 28 сут.

На рисунке 1.6 представлена полученная зависимость в сравнении с экспериментальными данными различных исследователей.

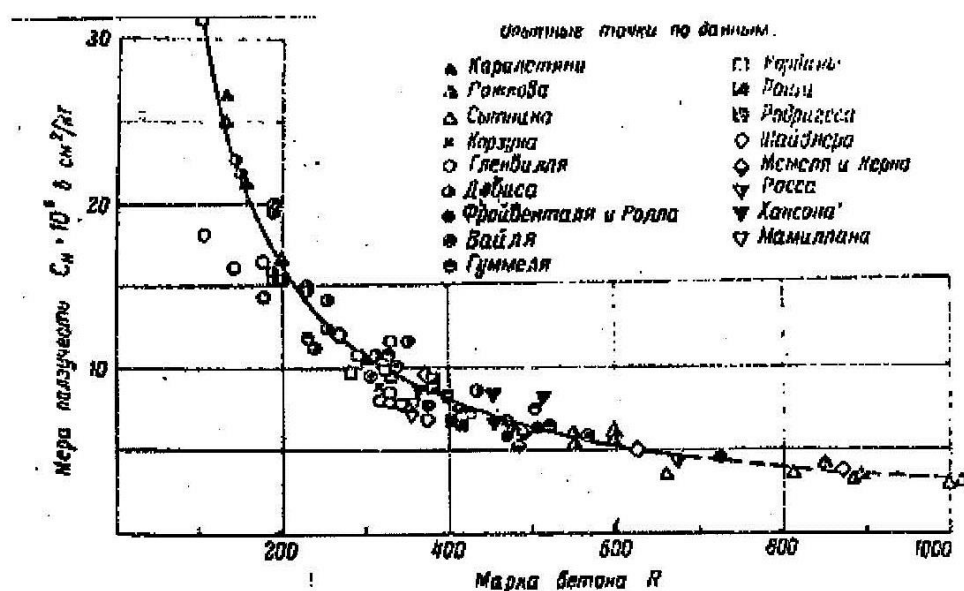


Рисунок 1.6 - Зависимость меры ползучести от марки бетона, предложенная Е. Н. Щербаковым, в сравнении с опытными данными [151]

Если нагрузка на образцы подается в ступенчатом режиме, то деформации ползучести удобно разделять на быстро натекающие на ступенях выдержки и медленно натекающие, развивающиеся после окончания увеличения нагрузки в течение длительного времени. На быстро натекающие деформации ползучести в случае загрузки бетона в молодом возрасте большое влияние оказывает конечный уровень напряжений $\eta = \frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)}$. В исследованиях С.В. Александровского и В.В. Соломонова [16, 17, 127] было установлено, что значения быстро натекающих деформаций ползучести практически не зависят от возраста загрузки, на них оказывает влияние лишь начальный относительный уровень напряжений. Также была отмечена существенная нелинейность быстро натекающих деформаций ползучести.

Проводились также исследования деформаций последствия высокопрочных бетонов, т. е. ползучесть при разгрузке. Было доказано, что при

сжатии необратимость деформаций ползучести при разгрузке тем больше, чем выше был относительный уровень загрузки. К таким выводам в результате своих исследований приходили С.В. Александровский, Н.А. Колесников, О.М. Попкова [15, 19, 29] и другие.

Важным вопросом теории деформирования бетона является изучение поперечных деформаций. В общие уравнения объемного напряженного состояния входят коэффициент поперечной упруго-мгновенной деформации и коэффициент поперечной деформации ползучести. Исследованию коэффициента поперечной деформации ползучести посвящены работы О.Я. Берга и его последователей [35, 36, 37, 38, 39]. В описываемых экспериментах коэффициент поперечной деформации ползучести сначала возрастал, а затем снижался до уровня коэффициента поперечной упруго-мгновенной деформации. Отмечается, что подобный характер изменения данного коэффициента объясняется процессами уплотнения и разуплотнения бетона под действием длительного нагружения.

Что касается высокопрочных бетонов нового поколения, то их исследованиями в России занимались в основном в НИИЖБ и ЦНИИС.

В исследованиях Н.В. Смирнова [125], которые проводились на образцах высокопрочного бетона нового поколения с модификатором МБ-01, было установлено, что бетоны нового поколения с модификатором имеют меру ползучести ниже традиционных бетонов.

Проводились исследования составов с пылью рукавных фильтров, чему посвящена работа С.С. Каприелова, М.Г. Булгаковой и Я.Л. Вихмана [66]. В результате проведенных исследований установлено, что модуль упругости исследуемых составов ниже нормативного, а предельные деформации укорочения и удлинения оказались выше, чем у традиционных бетонов. Также было установлено, что повышение общего содержания вяжущего приводит к увеличению деформаций ползучести.

В работах Ф.А. Иссерса, М.Г. Булгаковой и Н.И. Вершининой [61, 62] исследовалось влияние содержания модификатора МБ10-01, в состав которого входят микрокремнезем и суперпластификатор С-3, на физико-механические и реологические свойства бетона.

В НИИСФ РААСН проводились исследования разновидностей высокопрочных бетонов под руководством Н.И. Карпенко. Е.Н. Кузнецов исследовал физико-механические и реологические свойства высокопрочных мелкозернистых бетонов нового поколения с применением органоминеральных модификаторов [64, 71, 94, 168]. Была установлена зависимость изменения деформаций ползучести от структуры цементного камня.

В работах А.А. Андрианова [23, 24, 25, 84] исследовались свойства высокопрочных легких бетонов, изготовленных с применением органоминеральных модификаторов. Было изучено влияние вида заполнителя и модификатора на основные прочностные и деформационные характеристики модифицированных высокопрочных легких бетонов.

Д.С. Ромкиным под руководством Н.И.Карпенко и С.С. Каприелова проводились комплексные исследования свойств высокопрочного крупнозернистого модифицированного бетона при кратковременном и длительном нагружении [81, 88, 90].

В результате представленного краткого обзора исследований высокопрочных бетонов следует вывод, что основная часть исследований касается традиционных бетонов. Исследований высокопрочных бетонов нового поколения на основе компонентов отечественного производства, которые являются основой для нового высокопрочного сталефибробетона, относительно немного.

1.3 Краткий обзор исследований характеристик свойств высокопрочного сталефибробетона

Исследованиям дисперсно-армированных бетонов и, в частности, сталефибробетона, посвящено большое количество научных работ как в России, так и за рубежом. Существенный вклад в решение различных экспериментально-теоретических задач по изучению фибробетонов в нашей стране был внесен В.В. Бабковым, Ю.М. Баженовым, Г.И. Бердичевским, В.М. Бондаренко, И.В. Волковым, А.А. Гвоздевым, Ю.В. Зайцевым, В.И. Корсуном, Б.А. Крыловым, Л.Г. Курбатовым, И.А. Лобановым, Р.Л. Маиляном, Р.А. Малининой, К.В. Михайловым, В.И. Морозовым, Ю.В. Пухаренко, Ф.Н. Рабиновичем, Б.Г. Скрамтаевым, К.В. Талантовой, В.П. Харчевниковым, Е.М. Чернышовым и другими исследователями. Исследования касались как вопросов производства и технологических особенностей фибробетонов, так и его свойств при различных режимах загрузки. Рассмотрим некоторые работы, посвященные данной тематике.

В работах К.В. Талантовой [135, 136, 137, 138] рассматриваются основные параметры производства сталефибробетонных смесей, которые оказывают влияние на их свойства. Автор выделяет такие аспекты, как состав и свойства компонентов бетонной смеси в отдельности и получаемого бетона в целом, характеристики и процент содержания фибры, характеристики контактной зоны между фиброй и бетоном, применяемые технологические приемы при производстве и использовании фибробетонной смеси, а также применяемые конструктивные решения при строительстве и проектировании.

В исследовании И.В. Волкова [52] отмечается, что на качество фибробетонов оказывают существенное влияние свойства заполнителя, такие как плотность, прочность, структура и форма зерен, их химический и минералогический состав.

Вид и количество введенной фибры играют ключевую роль в формировании свойств получаемого бетона. В исследовании [134] рассматривается влияние различных типов используемой фибры – токарной, проволочной, фрезерованной из сляба, фрезерованной из листа с анкерами – на свойства сталефибробетона. В качестве матрицы применялся бетон класса В30. Установлено, что наибольшую прочность на сжатие и растяжение при изгибе имеют образцы, содержащие проволочную фибру. Анализ различных типов используемой фибры проводится и в исследовании [32].

Исследование Ф.Н. Рабиновича [119] посвящено вопросам оптимального процента содержания фибры. Автором подобрано выражение для определения минимального процента армирования. Сделан вывод, что с повышением марки бетона и снижением прочностных показателей свойств фибры минимальный процент армирования повышается. При исследованиях применялся бетон марок М200-М400.

Влияние процента фибрового армирования исследуется в работе Ю.В. Пухаренко и В.Ю. Голубева [115]. Эксперименты проводились с использованием бетона класса В60. Выявлена зависимость прочности на растяжение при изгибе от коэффициента фибрового армирования, определены параметры сцепления фибры с бетоном. Установлено влияние введения фибры на повышение прочности бетона при сжатии и растяжении при изгибе.

Следует отметить, что максимальный процент дисперсного армирования, помимо конструктивных аспектов, диктуется технологией производства, так как сталефибробетон имеет свойство комкования при перемешивании. В исследовании [130] установлено, что количество и равномерность распределения стальной фибры в бетонной матрице возможно определять при помощи стандартного измерителя защитного слоя бетона.

Снижению негативного влияния комкования фибровых волокон при перемешивании способствует также подбор соответствующих геометрических

параметров волокна. Согласно работе Л.Г. Курбатова и Н.Ф. Рабиновича [95], с этой точки зрения оптимальная конфигурация фибры определяется отношением диаметра поперечного сечения волокна к его длине $\frac{d_f}{l_f} = 1/100$.

В работе Ф.Н. Рабиновича [118] предлагаются уравнения, позволяющие определить оптимальный диаметр фибры, соответствующий параметрам структуры бетона, а также приводятся коэффициенты для определения объемного содержания фибровой арматуры при заданном диаметре. Моделированию структуры бетона, армированного фиброй, посвящена также работа И.Г. Овчинникова [112].

В работе М.М. Холмянского, В.В. Курилина и А.Ф. Еднерала проводится исследование аморфной фибры – тонкой высокопрочной проволоки из аморфного сплава, разработанной в ЦНИИЧермет [145]. В качестве матрицы использовался мелкозернистый бетон. Интерес к проволоочной фибре вызван тем, что при уменьшении диаметра волокна улучшается сцепление фибры с бетоном. Отмечается, что для фибробетона с аморфной фиброй наблюдается существенное повышение прочности на растяжение по сравнению с обычным сталефибробетоном. Однако, стоимость такого типа фибры в несколько раз выше, чем фибры из стального листа, что ограничивает ее рациональное применение лишь особыми случаями, например, для конструкций в агрессивных средах.

Исследованию аморфной металлической фибры посвящена также работа Ю.В. Пухаренко, У.Х. Макдеева, В.И. Морозова и др. [116], в которой установлено, что добавление в состав аморфной металлической фибры способствует увеличению прочности бетона на сжатие, раскалывание, срез и изгиб, а также повышает сопротивляемость бетона при циклическом и длительном действии нагрузки.

О более совершенных свойствах сталефибробетона по сравнению с неармированной матрицей свидетельствуют результаты большого количества исследований при различных воздействиях. Исследованию свойств

сталефибробетона при сжатии, растяжении и кручении при воздействии кратковременных и длительных нагрузок в сравнении с бетонной матрицей посвящены работы А.В. Сакварелидзе [123, 124]. В них экспериментально подтверждено, что прочность сталефибробетона при данных видах нагружения выше, чем у обычного бетона. Результаты российских и зарубежных исследований [117, 135, 175 и др.] свидетельствуют о том, что введение в бетонную матрицу стальной фибры повышает трещиностойкость бетона.

По данным исследования В.И. Морозова и Ю.В. Пухаренко [111], дисперсное армирование, независимо от вида применяемого фибрового волокна, способно повысить ударостойкость бетона в несколько раз. Помимо этого, введение стальной фибры существенно снижает истираемость бетонных конструкций. С учетом этих факторов применение сталефибробетона становится особенно актуальным при возведении свайных фундаментов и полов промышленных зданий. Благодаря повышенной сопротивляемости сталефибробетона динамическим воздействиям данный материал с 1976 г. с успехом применяется при изготовлении свай [108].

О пониженной истираемости фибробетонных конструкций свидетельствуют также исследования изделий из сталефиброшлакобетона, применяемых в транспортном строительстве [146]. В этих исследованиях на примере тонкостенных кольцевых элементов без стержневой арматуры было показано, что такой тип армирования позволяет экономить до 30% бетона. Результаты экспериментальных исследований [147] дают возможность говорить о значительном снижении истираемости сталефиброшлакобетонных дорожных одежд при любом проценте армирования по сравнению с обычным бетоном.

В исследовании Б.С. Соколова [126] на основании результатов экспериментальных исследований цилиндрических сталефибробетонных образцов предложено описание механизма их разрушения при осевом сжатии, выявлены условия прочности образцов и выполнено компьютерное моделирование процессов их деформирования.

В работе [96] представлены результаты исследований сталефибробетонных образцов, изготовленных путем роликового формования. Исследовались образцы с различным процентом фибрового армирования, выпиленные из фрагментов плиты. Были проведены испытания на сжатие и растяжение с изгибом. Подтверждено значительное увеличение прочности при указанных видах нагружения по сравнению с бетонной матрицей.

В исследовании [40] изучалась работа преднапряженных ребристых плит с комбинированным армированием – продольные и поперечные ребра были армированы рабочей стержневой арматурой, а остальное армирование было фибровым. Отмечено медленное и плавное раскрытие трещин при нагружении.

В работах В.И. Корсуна и С.Н. Машталера [101, 171, 174 и др.] рассматривается воздействие повышенных (до $+200^{\circ}\text{C}$) температур на основные характеристики высокопрочного сталефибробетона. Исследуется влияние продолжительности нагрева и интенсивности фибрового армирования на прочность и деформации высокопрочного сталефибробетона.

Процент содержания фибры является одним из ключевых факторов, влияющих на стоимость получаемого фибробетона. В связи с этим особый интерес представляют исследования сталефибробетона с различным содержанием фибрового армирования, дающие возможность сопоставления полученных результатов и установления оптимального процента содержания фибры.

В работах А.В. Мишиной [77, 89, 106, 107 и др.] исследовался сталефибробетон с повышенным содержанием фибры. Изучалось изменение ползучести, усадки и основных физико-механических характеристик высокопрочного порошкового сталефибробетона в зависимости от его возраста.

Исследование сталефибробетона зарубежного производства с пониженным содержанием фибры представлено в работе [184].

Из зарубежных исследований следует также особо отметить обширную работу [177], в которой рассматриваются общие принципы включения фибры в работу бетона, вопросы сочетания фибры со стержневым и преднапряженным армированием, описывается связь на границе раздела фибры и бетонной матрицы.

Несмотря на большое количество публикаций и материалов по исследуемой теме, можно говорить о том, что исследований высокопрочного сталефибробетона на основе мелкозернистого высокопрочного самоуплотняющегося бетона из отечественных компонентов в качестве матрицы на современном этапе недостаточно для того, чтобы разработать полноценную систему нормируемых характеристик данного материала для практического применения в проектировании и строительстве. Имеющиеся разработки, в основном, касаются сталефибробетона рядовой прочности. В связи с этим возникает потребность в проведении комплексных исследований высокопрочного сталефибробетона на основе самоуплотняющейся смеси и последующем теоретическом описании полученных результатов с учетом современных требований и запросов проектирования и строительной индустрии.

Следует также отметить, что поведение изучаемого высокопрочного сталефибробетона при длительном воздействии нагрузки практически не исследовалось. В связи с этим, в первую очередь, необходимо обратить внимание на свойства исследуемых бетонов при длительном загрузении, сопряженные с такими сложными для изучения и систематизации явлениями, как ползучесть и усадка.

1.4 Физические основы ползучести бетона

Как известно, бетоны являются искусственным композитом, по-видимому, одним из первых, полученных в истории. Бетон представляет собой камневидный материал, который возникает в результате затвердевания бетонной смеси, состоящей из вяжущего, крупного и мелкого заполнителя, воды и специальных

добавок для улучшения свойств. Затвердевший бетон имеет довольно сложное строение, сказывающееся на его физико-механических и реологических свойствах. Для лучшего понимания поведения бетона при различных воздействиях и объяснения его упруго-пластических свойств необходимо более подробно рассмотреть строение получаемого композита.

В строении бетона выделяют две основные структурные компоненты – матрицу, представляющую собой условно-непрерывный по объему затвердевший цементно-песчаный раствор, и частые включения в нее зерен крупного заполнителя.

Структура затвердевшего бетона, видимая невооруженным глазом, носит название макроструктуры (рисунок 1.7, *а*). Она пронизана сложной сетью дефектов различного характера, среди которых – структурные трещины в матрице и на границе зерен крупного заполнителя, поры и капилляры, пустоты, разрыхленные пора́ми участки цементного камня и другие. С наличием и развитием трещин связаны такие свойства бетона, как физическая нелинейность деформирования, анизотропия, высокое сопротивление сжатию, низкое – растяжению и другие.

Следующий уровень структуры бетона – мезоструктура (рисунок 1.7, *б*). По существу он повторяет строение макроструктуры, но в более мелком масштабе. В качестве прерывной компоненты выступают частицы заполнителя, не превышающие 3-5 мм в диаметре, а матрицей является затвердевший цементный камень.

Третий уровень структуры бетона – так называемая микроструктура (рисунок 1.7, *в*). Роль «заполнителя» здесь играют оставшиеся незатворенными водой зерна цемента, в качестве матрицы выступают сросстки субмикроструктур. В микроструктуре бетона присутствует сложная сеть микротрещин, пор и капилляров, в которой заземлены газообразная и жидкая фазы, а также полужидкая (аморфная) фаза, называемая гелем. Именно с

особенностями микроструктуры цементного камня по современным научным представлениям связаны такие сложные свойства бетона, как ползучесть и усадка.

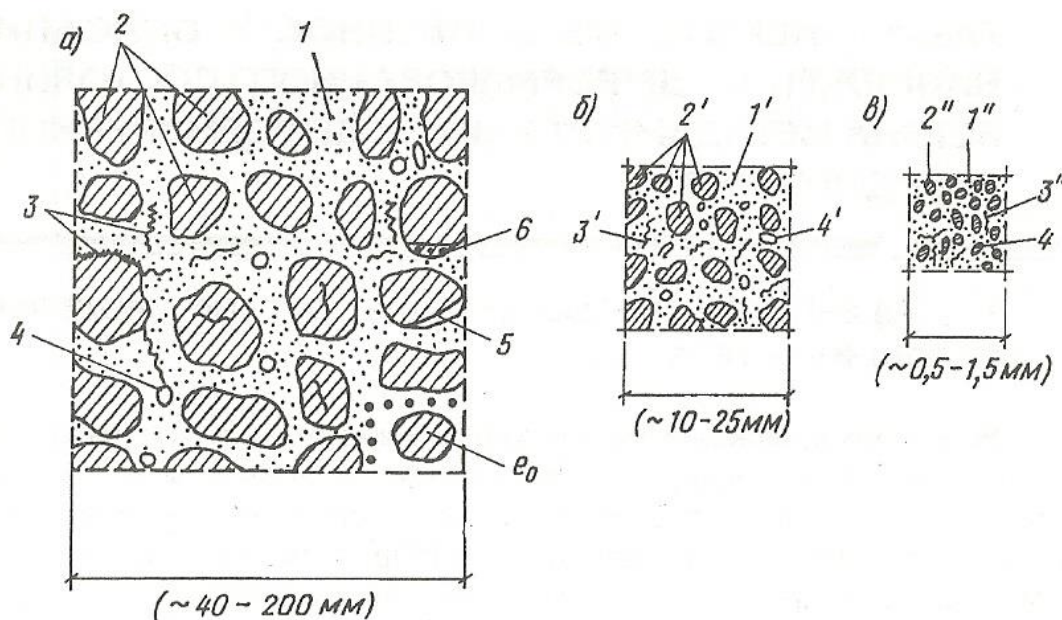


Рисунок 1.7 - Структура бетона и его компонент [86]:

а) макроструктура: 1 – матрица, 2 – зерна крупного заполнителя, 3 – структурные трещины в матрице и на границе зерен заполнителя, 4 – крупные поры и капилляры; 5 – пустоты под зернами крупного заполнителя, 6 – разрыхленная порами структура цементного камня;

б) мезоструктура: 1' – затвердевший цементный камень, 2' – частицы 3-5 мм, 3', 4' – мезоструктурные дефекты;

в) микроструктура: 1'' – сrostки субмикрoкpисталлов, 2'' – негидратированные зерна цемента, 3'' – микротрещины, 4'' – капиллярно-пористая структура твердой фазы с зацементированием жидкой и аморфной фазы

В этом плане особенностью исследуемых нами высокопрочных бетонов, в частности – мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона, является отсутствие зерен крупного заполнителя, то есть, их строение ограничивается уровнем «мезоструктуры». В связи с этим исследование реологических свойств цементного камня таких бетонов представляется особенно актуальным.

По мнению ряда исследователей [21], ползучесть цементного камня является следствием нескольких причин, из которых главную роль играют следующие:

- при малых уровнях напряжений ползучесть возникает вследствие вязкого течения аморфной фазы и действия сил капиллярного давления;
- при высоких уровнях напряжения к этому добавляются структурные изменения в виде образования и развития сети микротрещин, а также сдвигов в контактной зоне между отдельными участками кристаллических сростков;
- в процессе старения бетона на ползучесть начинает оказывать влияние изменение влажности геля вследствие его высыхания и сопутствующее этому наращивание объема кристаллического сростка.

Помимо этого, на ползучесть оказывает влияние совокупность других физических и химических факторов сложного характера. В частности, при длительном нагружении имеет место такое явление, как самозалечивание микротрещин – процесс многократного заполнения нерастворимыми новообразованиями (кристаллогидратами) появляющихся в бетоне трещин с шириной раскрытия до 0,4 мм при его эксплуатации в присутствии воды, в результате взаимодействия цементного камня с активными химическими компонентами добавки. При начале нагружения или изменении нагрузки на бетон проявление деформаций ползучести носит интенсивный характер. Это обусловлено с развитием системы пор и микротрещин. В процессе перераспределения нагрузки на «пространственный каркас» бетона и зерна заполнителя происходит локализация микротрещин и стабилизация деформаций ползучести. Чем выше уровень нагрузки, тем большее время нужно для самозалечивания структуры. Экспериментально доказано, что даже при незначительном превышении напряжениями величины длительного сопротивления бетона после длительного периода стабильного сопротивления (до нескольких сотен суток) начинается процесс бурного роста деформаций с последующим разрушением. Это связано с накоплением структурных повреждений, что в конечном итоге обуславливает невозможность самозалечивания структуры. В связи с этим учет ползучести при проектировании

является одним из важных факторов, влияющих на надежность и долговечность конструкций.

Согласно исследованию [114], основные факторы, влияющие на ползучесть бетона, можно разделить на три группы:

- факторы, определяемые исходными материалами (разновидность и тонкость помола цемента, гранулометрический состав песка, свойства крупного заполнителя, водоцементное отношение и др.);
- факторы, определяемые технологией изготовления бетона (продолжительность и качество перемешивания смеси, наличие и интенсивность вибрирования, продолжительность и условия хранения и др.);
- факторы, определяемые состоянием бетона в момент начала загрузки (температура и влажность среды, возраст при загрузке, размеры поперечного сечения элемента, уровень прикладываемой нагрузки).

Очевидно, что при изменении перечисленных факторов изменяются физико-механические и химические процессы, протекающие при твердении и нагружении бетона, что, в свою очередь, сказывается на его реологических свойствах.

Экспериментально подтверждено, что величина деформаций ползучести в общем случае зависит от действующих в образце напряжений σ , возраста бетона в момент загрузки t_0 и текущего времени определения деформаций бетона t .

Для объяснения природы ползучести было выдвинуто множество теорий различными исследователями. Рассмотрим некоторые из них, описываемые в исследовании [55].

Одной из первых таких теорий относится теория механического деформирования, или капиллярная теория Е. Фрейсинэ [144], начало которой было положено в работе [162]. Согласно данной теории бетон рассматривается

как псевдотвердое тело, состоящее из трех фаз – твердой, жидкой и газообразной. Деформации ползучести объясняются действием сил капиллярного давления. В данной теории не учитываются химические процессы, происходящие при твердении бетона. Деформации ползучести при этом должны быть полностью обратимыми, что не согласуется с опытными данными [50, 53, 54, 142].

А.А. Гвоздевым ползучесть бетона объяснялась процессом выжимания и фильтрации воды через поры бетона [57]. Впоследствии сам автор отмечал [58], что при подобном объяснении в случае одноосного сжатия после мгновенной деформации должно было бы происходить не только продольное, но и поперечное длительное укорочение, что не соответствует действительности.

В разработанной А.Е. Шейкиным теории вязкого деформирования [149, 150] структура бетона разделяется на цементный кристаллический сросток, обладающий упругостью и сопротивлением пластическому сдвигу, и гелевую составляющую, способную к вязкому течению под нагрузкой. При нагружении вследствие течения геля происходит перераспределение нагрузки на жесткую кристаллическую цементную составляющую, вследствие чего скорость деформаций ползучести снижается. Со временем происходит также упрочнение гелевой составляющей и повышение ее вязкости, что объясняет увеличение прочности бетона и повышение начального модуля упругости.

Теория вязкого деформирования была дополнена И.И. Улицким [142], допускавшим сдвиги в кристаллическом сростке и заполнителе только при высоких уровнях нагрузки (выше эксплуатационных). Возникающие при этом деформации относятся к пластическим. Согласно мнению И.И. Улицкого, проявление упруго-вязко-пластических свойств бетона происходит в первые несколько лет, а после завершения процессов твердения бетон ведет себя как упруго-пластический материал. Ползучесть рассматривается как результат совокупного действия многих факторов, одним из главных при этом считается перераспределение напряжений с цементного камня на зерна заполнителя.

В работах Дж. Глюклиха [163, 164] деформации ползучести разделяются на две составляющие – обратимые деформации ползучести с длительным временем затухания и необратимую (вторичную) ползучесть с коротким временем затухания. Вторичная ползучесть связывается с образованием и развитием внутренних трещин.

В разработанной И.Н. Ахвердовым [29, 30] модель цементного камня представляется как микробетон, в котором в качестве заполнителя выступают цементные ядра, а роль матрицы играют окаймляющие их новообразования меньшей плотности. В начальный период твердения эти новообразования обладают свойствами геля, а в последствии кристаллизуются, сохраняя содержание некоторого количества гидратной воды. При этом ползучесть цементного камня объясняется псевдовязким течением, сопровождающимся разрывом связей между микрокристаллами.

Наличие большого количества различных теорий ползучести, зачастую носящих гипотетический характер и порой противоречащих друг другу, говорит о сложности и неизученности данного явления. По выражению К.З. Галустова [55], бетон является материалом, «закоренелым в своей враждебности всяким простым правилам». В связи с этим, разработка точной физической модели ползучести и ее математическое описание еще предстоит исследователям. Для практических расчетов в настоящее время используются так называемые феноменологические подходы, позволяющие получить результаты, согласующиеся с экспериментальными данными с приемлемой точностью. Как отмечается в работе Н.Х. Арутюняна [28], остовом любой феноменологической теории ползучести являются соотношения между напряжениями и деформациями с учетом влияния времени. Отличие различных теорий состоит в характере этих соотношений. Рассмотрим основные разновидности современных феноменологических теорий ползучести.

1.5 Основные феноменологические теории ползучести

В современной теории сопротивления бетона деформации принято разделять на два вида:

- упруго-мгновенные деформации, проявление которых происходит одновременно с изменением нагрузки;
- запаздывающие деформации, или деформации ползучести, развитие которых продолжается после завершения изменения нагрузки.

Основные линейные феноменологические теории ползучести основываются на трех следующих гипотезах [55]:

1. Бетон рассматривается как изотропный материал.
2. При нагрузке постоянной величины между полными деформациями образца (состоящими из упругой составляющей и деформациями ползучести) и вызывающими их напряжениями существует линейная связь.
3. Деформации ползучести подчиняются принципу наложения воздействий (принципу суперпозиции). При этом общая деформация ползучести, вызываемая изменяющейся нагрузкой, равна сумме деформаций ползучести, вызываемых соответствующими приращениями напряжений. Согласно этому принципу также предполагается, что величина деформаций ползучести, вызванных конкретным приращением напряжений, не зависит от других приращений. На нее оказывает влияние лишь величина и длительность действия данного конкретного приращения.

Первая гипотеза при условии достаточно больших размеров образца по сравнению с размерами зерен заполнителя в целом хорошо подтверждается экспериментальными данными [49].

Вторая гипотеза подтверждается экспериментами при уровнях напряжений, не превышающих эксплуатационные нагрузки большей части

сооружений. Для сжатия этот уровень принимается равным $(0,4-0,5)R_b$, для растяжения – до $0,9R_{bt}$. Подтверждение данной гипотезы можно найти в [74, 75, 92] и др.

Наиболее разработанные теории ползучести можно разделить на две большие группы – линейные и нелинейные. Следует отметить, что вопрос о линейности и нелинейности деформаций по отношению к вызывающим их напряжениям является одним из ключевых в теории сопротивления бетона и на протяжении долгого времени вызывает научный и практический интерес. В целом, исследования по молекулярно-кинетической теории твердых тел дают основание говорить о том, что существующая связь между напряжениями и деформациями носит нелинейный характер, а линейные зависимости, в частности, закон Гука, являются первым приближением нелинейных уравнений механики реальных материалов [178]. Согласно этим представлениям, нелинейность присуща как деформациям ползучести, так и упруго-мгновенным деформациям. При этом проявление различных качеств деформирования происходит в разной мере в зависимости от свойств вызывающих их воздействий. В ряде исследований подчеркивается [44, 56, 143], что такое положение вещей должно отражаться уравнениями механического состояния бетонов, основанными на предпосылке о единой природе деформирования вне зависимости от характера и длительности воздействий. В связи с этим отмечается, что задача разработки единообразной методологии расчета бетона и железобетона на основе молекулярно-кинетической теории с выводом наиболее общих уравнений механического состояния материала еще стоит перед исследователями.

В современных феноменологических теориях в большинстве случаев постулируется линейность упруго-мгновенных деформаций. Деформации ползучести, согласно трактовкам различных исследователей, могут носить линейный и нелинейный характер. Большинство задач теории сопротивления бетона и железобетона решено на основе линейной теории ползучести. Однако, при больших уровнях напряжений такое допущение может приводить к

существенным погрешностям [42], вследствие чего возникает необходимость разработки нелинейных вариантов теории ползучести.

Третья гипотеза, весьма важная для теорий ползучести, в ряде случаев приводит к существенным расхождениям с данными экспериментов. Этому вопросу посвящено множество исследований [18, 41, 92, 97, 159, 167] и др. Анализ экспериментальных исследований свидетельствует о том, что при равномерном и ступенчато-возрастающем напряжении принцип суперпозиции соответствует реальному поведению бетона. При периодически изменяющихся нагрузках данный принцип приводит к существенным погрешностям, что должно учитываться в современных теориях ползучести.

В настоящее время существуют три основные разновидности феноменологических теорий ползучести:

- теория упругой наследственности;
- теория старения;
- наследственная теория старения.

Теория упругой наследственности является одной из первых теорий, связывающих напряжения и деформации, изменяющиеся во времени. Начало данной теории было положено Л. Больцманом [156], в дальнейшем ее развитие было дано В. Вольтерра [182]. На этой теории основываются работы А.Ю. Ишлинского [63], А.К. Малмейстера [99], Ю.Н. Работнова [120], А.Р. Ржаницына [121] и др.

Основное уравнение теории упругой наследственности конструируется в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E} \left[\sigma(t) - \int_0^t \sigma(\tau) K(t - \tau) d\tau \right], \quad (1.2)$$

где $\varepsilon(t)$ – полная относительная деформация образца; $\sigma(t)$ – действующее напряжение; E – модуль упругости; $K(t - \tau)$ – функция ползучести, называемая

также ядром ползучести; t – текущее время нагружения конструкции, τ – возраст нагружения образца.

Функция ползучести $K(t - \tau)$, согласно теории упругой наследственности, зависит только от времени, прошедшего с момента начала нагружения τ до момента наблюдения t ; при этом возраст бетона в момент нагружения никак не учитывается.

Функция удельных деформаций ползучести бетона, нагруженного в возрасте τ , называемая также мерой ползучести, при этом может быть представлена в виде:

$$C(t, \tau) = C(t - \tau). \quad (1.3)$$

Теория упругой наследственности инвариантна относительно начала отсчета, в ней учитывается только продолжительность нагружения. При этом кривые ползучести при различном возрасте нагружения могут быть получены одна из другой путем параллельного переноса вдоль оси времени. Указанные причины дают основание утверждать, что теория упругой наследственности в классической постановке применима лишь для бетона старого возраста.

Нелинейный вариант теории упругой наследственности был предложен П.И. Васильевым, согласно которому основное уравнение представляется в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} - \int_0^t F[\sigma(\tau)] K(t - \tau) d\tau, \quad (1.4)$$

где $K(t - \tau)$ – функция ползучести; $F[\sigma(\tau)]$ – функция, характеризующая нелинейный характер зависимости между напряжениями и деформациями.

Функция нелинейности по предложению Н.Х. Арутюняна [28] и П.И. Васильева [48] записывается в виде ряда:

$$F[\sigma(\tau)] = b_1\sigma + b_2\sigma^2 + \dots + b_m\sigma^m, \quad (1.5)$$

или в упрощенном виде:

$$F[\sigma(\tau)] = [1 + \xi\sigma(\tau_1)]\sigma(\tau_1), \quad (1.6)$$

где ξ – малый параметр, который зависит от марки бетона и относительного уровня напряжений.

Теория старения основывается на работах Х. Уитнея [183], Ф. Дишингера [160, 161] и Н.А. Буданова [47].

Интегральное уравнение теории старения представляется в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_0^t \frac{\sigma(\tau)}{E(t)} K(\tau) d\tau, \quad (1.7)$$

$$K(\tau) = E(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(t)} - C(\tau) \right]. \quad (1.8)$$

В общем случае модуль упругости и мера ползучести зависимы от времени наблюдения t . Функция ползучести бетона $K(\tau)$ в данной теории зависит только от возраста бетона при загрузении τ .

Мера ползучести бетона представляется следующим образом:

$$C(t, \tau) = C(t) - C(\tau). \quad (1.9)$$

Согласно этой теории, кривые деформаций ползучести бетона, загруженного в разном возрасте, практически афиноподобны. Кривая ползучести бетона, загруженного в данном возрасте, может быть получена из кривой ползучести того же бетона, загруженного в более раннем возрасте, путем отсечения ее части, соответствующей разности рассматриваемых возрастов.

Классическая теория старения применима для решения задач, в которых значение имеет конечное состояние образца вследствие ползучести.

Развитие теории старения в нелинейной постановке было дано Дейвенпортом и И.И. Улицким [140, 141] в виде зависимости:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\sigma}{E(\tau)dt} + [\alpha\sigma + \beta\sigma^m] \frac{dC}{dt}, \quad (1.10)$$

где α и β – постоянные коэффициенты.

Наследственная теория старения, или *теория упруго-ползучего тела*, сочетающая в себе черты двух предыдущих теорий, разработана Г.Н. Масловым [100] и Н.Х. Арутюняном [26, 27]. В дальнейшем разрабатывалась С.В. Александровским [22], А.А. Гвоздевым [56, 59], В.М. Бондаренко [44, 45], П.И. Васильевым [48, 50] и другими исследователями.

Основное уравнение теории упруго-ползучего тела при одноосном напряжении выглядит следующим образом:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau}^t \sigma(\tau) K(t, \tau) d\tau. \quad (1.11)$$

Ядро ползучести $K(t, \tau)$ определяется как

$$K(t, \tau) = \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau), \quad (1.12)$$

где $\delta(t, \tau)$ – полная продольная относительная деформация в момент времени t , вызванная единичным напряжением, приложенным в момент времени τ :

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau); \quad (1.13)$$

здесь $C(t, \tau)$ – мера ползучести, не зависящая от уровня нагрузки.

Мера ползучести представлена Н.Х. Арутюняном в виде:

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) f(t - \tau), \quad (1.14)$$

где $\varphi(\tau)$ – функция старения, $f(t - \tau)$ – функция, характеризующая наследственные свойства бетона. Эти функции представляются в виде:

$$\varphi(\tau) = C_0 + \sum_{k=1}^{k=n} \frac{A_k}{\tau}, \quad (1.15)$$

$$f(t - \tau) = 1 - e^{-\gamma(t-\tau)}, \quad (1.16)$$

где C_0, A_k – константы, зависящие от вида бетона.

Таким образом, теория упруго-ползучего тела учитывает как свойство старения материала, так и его наследственность.

Подводя итоги сравнения основных феноменологических теорий ползучести, В.М. Бондаренко делает следующие выводы [44]:

- теория упругой наследственности, в которой не учитывается влияние возрастных изменений на ползучесть, приводит к полной обратимости деформаций ползучести и преувеличенному восстановлению напряжений, но существенно преуменьшает релаксацию напряжений;

- теория старения, вследствие допущения о параллельности кривых ползучести, исключает обратимость деформаций ползучести и восстановление напряжений, резко преувеличивая при этом релаксацию напряжений;

- обе указанные теории представляют собой некоторые предельные случаи и дают существенные погрешности по сравнению с экспериментальными данными, причем на начальных этапах загрузки это в большей степени относится к теории старения, а на более поздних – к теории наследственности;

- наилучшее совпадение с опытными данными дает теория стареющей наследственности, которая занимает промежуточное положение между теорией упругой наследственности и теорией старения, удовлетворительно отражая обратимость деформаций ползучести, восстановление и релаксацию напряжений.

Особенности различных теорий ползучести и их сравнение согласно [44] при загрузке представлены на рисунке 1.8, *а*, при разгрузке – на рисунке 1.8, *б*.

Характеристика		Теория старения	теория наследственности	теория стареющей наследств.	
I	II	III	IV	V	VI
нагрузка	простая ползучесть	Однократное простейшее загрузе-ние в момент t_1			
		Деформации простой ползучести от t_1 до t			
		Однократное простейшее загрузе-ние в момент t_2			
		Деформации простой ползучести от t_2 до t			
	ползучесть	Ступенчатое загрузе-ние в моменты t_1 и t_2			
		Деформации ползучести при ступенчатом загрузе-нии от t_1 до t			

Рисунок 1.8, а - Сопоставление теорий ползучести при нагрузке [44]

		I	II	III	IV	V	VI
разгрузка	Простая обратная ползучесть			Однократное простейшее загрузе-ние обратного знака в t_2			
				Деформация прост-той ползучести обратного знака от t_2 до t .			
	Обратная ползучесть			Нулевое нагруже-ние - от t_2 до t			
				Обратимость деформаций ползучести			
	Восстановление напря-жений после разгрузки при неизменных деформациях						
				Релаксация напряжений			

Рисунок 1.8, б - Сопоставление теорий ползучести при разгрузке [44]

Теория наследственного старения, как наиболее полно согласующаяся с данными экспериментов, легла в основу большого количества практических методик расчета конструкций.

Основным вопросом в теории ползучести бетона является выбор функций модуля упругости $E(\tau)$ и меры ползучести $C(t, \tau)$.

Экспериментальные исследования [22, 48 и др.] говорят о том, что модуль упругости с увеличением возраста бетона возрастает, асимптотически приближаясь к своему предельному значению для старого бетона. Хорошую сходимость с данными экспериментов дает формула, предложенная Н.Х. Арутюняном [27]:

$$E(\tau) = E_0(1 - \beta e^{-\alpha\tau}), \quad (1.17)$$

где E_0 , β , α – подбираемые экспериментальным путем параметры.

Выражения для меры ползучести при линейной постановке задачи предлагались различными исследователями.

Весьма точно текущая мера ползучести описывается формулой С.В. Александровского:

$$C(t, \tau) = \Delta(\tau)[1 - e^{-\alpha(t-\tau)}] + \varphi(\tau) - \varphi(\tau) \left[\frac{(e^{\gamma\tau} - A_2)}{(e^{\gamma t} - A_2)} \right], \quad (1.18)$$

где $\varphi(\tau)$ – предельна мера ползучести; $\Delta(\tau)$ – мера быстронатекающей ползучести; параметры α и γ характеризуют, соответственно, скорость затухания быстронатекающей части деформаций ползучести и скорость затухания деформаций ползучести на длительных интервалах времени; параметр A_2 влияет на кривизну графиков мер ползучести в начале нагружения для бетона, загруженного в молодом возрасте.

При этом $\alpha \geq \gamma \geq 0$, $1 \geq A_2 \geq 0$.

Простая и в то же время эффективная форма выражения меры ползучести была предложена В.М. Бондаренко:

$$C(t, \tau) = C(\infty, \tau) \left[1 - \left(\left[\frac{C(\infty, \tau) - C(\tau, \tau)}{C(\infty, \tau)} \right]^{1-m} - \alpha(1-m)(t-\tau) \right)^{\frac{1}{1-m}} \right] \quad (1.19)$$

где $C(\infty, \tau)$ – предельная мера ползучести; $C(\tau, \tau)$ – начальная мера быстронатекающей ползучести; величина $\Delta C(\tau, \tau) = \frac{C(\infty, \tau) - C(\tau, \tau)}{C(\infty, \tau)}$ – дефицит начальной меры ползучести; α и m – эмпирические параметры скорости и торможения ползучести.

В практических расчетах широкое применение находит уравнение меры ползучести, предложенное И.Е. Прокоповичем и М.М. Заставой [114]:

$$C(t, \tau) = C(\infty, 28) \Omega(\tau) f(t - \tau), \quad (1.20)$$

где $C(\infty, 28)$ – предельное значение меры ползучести для бетона, загруженного в возрасте 28 суток; $\Omega(\tau)$ – функция, учитывающая влияние возраста бетона в момент загрузки (функция старения); $f(t - \tau)$ – функция, учитывающая развитие деформаций ползучести во времени.

Предельное значение меры ползучести определяется в соответствии с выражением:

$$C(\infty, 28) = C^N(\infty, 28) \xi_1 \xi_2, \quad (1.21)$$

где $C^N(\infty, 28)$ – нормативное значение предельной меры ползучести для бетона, загруженного в возрасте 28 суток и твердеющего в естественных условиях, принимается в зависимости от вида бетона по данным большого количества экспериментов; коэффициенты ξ_1 и ξ_2 , соответственно, учитывают параметры поперечного сечения элемента и влажность окружающей среды.

Функция старения принимается в виде:

$$\Omega(\tau) = 0,5 + de^{(-2\gamma_1\tau)}, \quad (1.22)$$

где параметры d и γ_1 зависят от модуля открытой поверхности элемента.

Выражение для функции, учитывающей нарастание меры ползучести во времени, предлагалось различными авторами. Как правило, применяется следующая зависимость:

$$f(t - \tau) = 1 - De^{-\alpha(t-\tau)} - Be^{-\gamma_1(t-\tau)}, \quad (1.23)$$

где α , B и D – постоянные коэффициенты.

Теория упруго-ползучего тела в нелинейной постановке развивалась различными исследователями.

П.И. Васильев в работе [50] основывается на следующих предпосылках:

- предполагается справедливым принцип наложения воздействий;
- между деформациями ползучести и функцией напряжений предполагается наличие пропорциональной зависимости;
- между упруго-мгновенными деформациями и вызвавшими их напряжениями предполагается линейно-пропорциональная связь;
- постулируется возможность пренебречь восстановлением деформаций ползучести после полного или частичного снятия нагрузки.

В соответствии с данными предпосылками при постоянном напряжении деформация ползучести может быть выражена как

$$\varepsilon_n(t, \tau) = F(t)\varphi(\sigma), \quad (1.24)$$

где $F(t)$ – аналитическое выражение для кривой ползучести при $\sigma = 1$.

В случае переменного напряжения уравнение полных деформаций будет иметь вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_0^{\sigma_{max}} \varphi'(\sigma) F(T) d\sigma, \quad (1.25)$$

где E – модуль мгновенных деформаций; $\varphi'(\sigma)$ – производная функции $\varphi(\sigma)$; T – длительность приложения элементарного напряжения $d\sigma$. Выражение для производной функции $\varphi(\sigma)$ предлагается П.И. Васильевым в виде:

$$\varphi'(\sigma) = B + Ae^{-\alpha\sigma}, \quad (1.26)$$

где коэффициенты A , B и α определяются на основании экспериментальных данных.

Для небольших промежутков времени функция $F(t)$ может быть описана зависимостью:

$$F(t) = C(1 - e^{-\gamma t}). \quad (1.27)$$

Предложенные конструкции не учитывают старение материала и обратимость деформаций ползучести. В исследованиях Н.Х. Арутюняна предложено более общее уравнение, учитывающее данные факторы:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_{\tau}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} \right] d\tau - \int_{\tau}^t \sigma(\tau) f[\sigma(\tau)] \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau. \quad (1.28)$$

Функция нелинейности может быть представлена в виде выражения, предложенного П.И. Васильевым в [50]:

$$f[\sigma(\tau)] = K(\tau) + A(\tau)[\sigma(\tau)]^m, \quad (1.29)$$

или по предложению В.М. Бондаренко [44]:

$$f[\sigma(\tau)] = a + b \left[\frac{\sigma(\tau)}{R(\tau)} \right]^m. \quad (1.30)$$

В работе [42] В.М. Бондаренко, отмечая необходимость учета нелинейности упруго-мгновенных деформаций, предлагает следующую конструкцию выражения нелинейного деформирования бетона:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} F_M[\sigma(\tau)] - \int_{\tau}^t \sigma(\tau) F_n[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau, \quad (1.31)$$

где $F_M[\sigma(\tau)]$ – функция нелинейности для упруго-мгновенных деформаций; $F_{II}[\sigma(\tau)]$ – функция нелинейности для деформаций ползучести; $C^*(t, \tau)$ – мера ползучести, учитывающая изменение модуля упругости во времени, по предложению С.В. Александровского принимается в виде:

$$C^*(t, \tau) = C(t, \tau) + \frac{1}{E(\tau)} - \frac{1}{E(t)}. \quad (1.32)$$

А.А. Гвоздевым и К.З. Галустовым была развита так называемая двухкомпонентная теория ползучести бетона [55], более подробно рассматривающая обратимость и необратимость деформаций ползучести и учитывающая случаи несоблюдения принципа наложения воздействий. Данная теория основывается на следующих предпосылках:

- бетон обладает однородностью и изотропными свойствами;
- деформации бетона складываются из упругой составляющей, обратимых деформаций ползучести (последствия) и необратимых деформаций первого рода;
- упруго-мгновенные деформации находятся в линейной зависимости от напряжений, в том числе, при высоких уровнях нагрузки;
- длительные деформации ползучести, подчиняющиеся принципу наложения воздействий, линейно зависят от напряжений и включают в себя обратимые деформации и необратимые деформации второго рода, обусловленные старением бетона;
- необратимые деформации первого рода, являющиеся причиной несоблюдения принципа наложения воздействий, нелинейно зависят от вызывающих их напряжений;
- развитие деформаций ползучести стареющего бетона определяется в первую очередь уровнем напряжений по сравнению с прочностью бетона;

- при действии нагрузок в эксплуатационном диапазоне компоненты деформаций ползучести при сжатии и растяжении одинаковы.

В соответствии с указанными гипотезами основное уравнение двухкомпонентной теории ползучести при одноосном напряжении представляется в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \frac{R_b(t)}{E(t)} \int_{\tau}^t S(\tau) K(t, \tau) d\tau + \int_0^{S_{max}} f(S) F[T(S, t)] dS, \quad (1.33)$$

где S – отношение действующих напряжений к прочности бетона (уровень напряжений); $R_b(t)$ – призменная прочность бетона в момент времени t ; T – суммарная длительность действия уровня напряжений S к моменту времени t ; $K(t, \tau)$ – ядро деформаций ползучести, подчиняющихся принципу наложения воздействий, которое включает необратимые деформации второго рода.

При постоянном уровне напряжений, приложенных в момент времени τ , необратимая деформация может быть представлена как:

$$\varepsilon_n(t) = F(t - \tau) \int_0^S f(S) dS. \quad (1.34)$$

Для старого бетона, при постоянных модуле упругости и призменной прочности, полные продольные деформации могут быть выражены следующим образом:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_{\tau}^t \sigma(t) K(t - \tau) d\tau + \int_0^{\sigma_{max}} f(\sigma) F[T(\sigma, t)] d\sigma, \quad (1.35)$$

где ядро ползучести выражается как

$$K(t - \tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E} + C_{об}(t - \tau) \right]; \quad (1.36)$$

здесь $C_{об}(t - \tau)$ – мера обратимой ползучести.

Приведенные варианты нелинейной теории упруго-ползучего тела и их разновидности позволяют описывать деформирование бетона при длительном нагружении с высокой точностью. Однако, для практики проектирования

применение данных аппаратов может вызывать значительные вычислительные трудности. В связи с этим разработаны некоторые частные подходы к решению инженерных задач, которые, тем не менее, позволяют с достаточной точностью описать стадии деформирования бетонных элементов вплоть до разрушения. Одним из перспективных направлений для практического применения является построение диаграмм-изохрон при эталонных режимах нагружения.

1.6 Методика построения диаграмм-изохрон при эталонных режимах нагружения

Как показывают многочисленные эксперименты, на процесс деформирования бетона в момент времени t существенное влияние оказывают два фактора – возраст, в котором было произведено нагружение (обозначим его t_0), и длительность нагружения ($t - t_0$). Рассмотрим стандартную диаграмму деформирования бетона при одноосном сжатии, построенную в осях «деформация – уровень нагрузки». При длительном нагружении на диаграмму деформирования все большее влияние начинают оказывать деформации ползучести, что приводит к смещению точек диаграммы в направлении от начала отсчета вдоль оси деформаций. Помимо этого, длительное воздействие высоких уровней нагрузки $\eta(t, t_0)$ на образец приводит к снижению его длительной прочности, вследствие чего происходит снижение ординаты вершины диаграммы деформирования. Если все точки диаграммы деформирования бетона получены при одинаковом времени нагружения ($t - t_0$), то такую диаграмму называют **диаграммой-изохроной** (от др.-греч. ἴσος - «равный» + χρόνος - «время») при заданном времени нагружения.

В качестве эталонных режимов нагружения рассматриваются две ситуации [76, 80]:

1. При *жестком режиме нагружения* нагрузка прилагается скачкообразно; ее изменение от нуля до проектного значения происходит непродолжительное

время (в пределах 1 часа после начала загрузки) и затем достигнутый уровень сохраняется постоянным в течение времени $(t - t_0)$.

2. При *мягком режиме нагружения* нагрузка линейно возрастает на протяжении всего времени нагружения $(t - t_0)$. Разновидностью данного режима является ситуация, при которой происходит линейное возрастание деформаций в течение времени $(t - t_0)$. При этом скорость возрастания напряжений или деформаций в среднем сохраняется близкой к постоянной.

На рисунке 1.9, *а* представлено построение диаграммы-изохроны при жестком режиме нагружения. Здесь во второй четверти координат показан характер прикладываемой нагрузки 4 (по схемам *OBC*, *OMN*, *OSH*), а в первой четверти – соответствующая диаграмма-изохрона 1 жесткого режима нагружения.

На рисунке 1.9, *б* в первой четверти координат показаны разновидности диаграмм-изохрон мягкого режима нагружения. Во второй четверти показано изменение напряжений 5, при котором получена диаграмма-изохрона 2, а в четвертой четверти – изменение деформаций 6, которому соответствует диаграмма-изохрона 3. Отметим, что в последнем случае при плавном изменении деформаций диаграмма-изохрона включает в себя нисходящую ветвь, что дает возможность для наиболее полного изучения деформируемости материала.

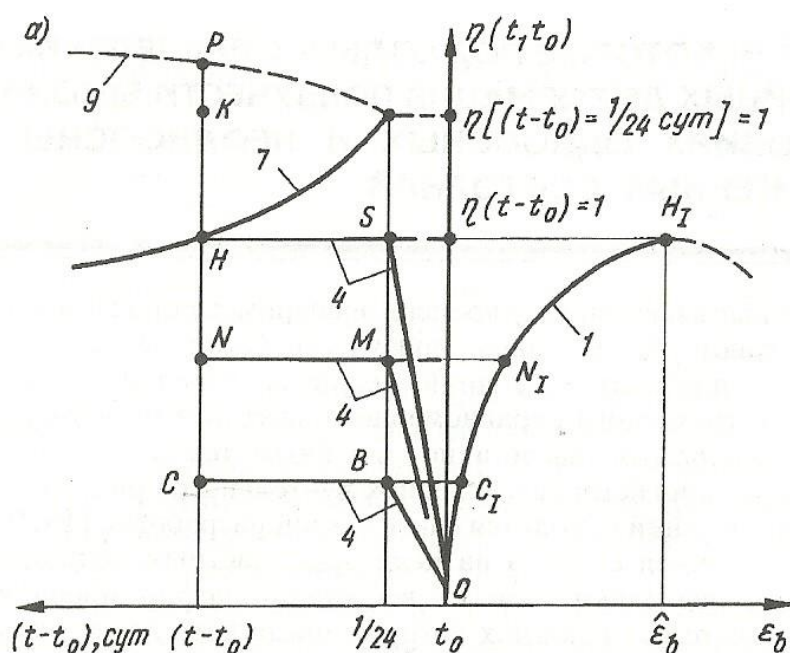


Рисунок 1.9, а - Построение диаграмм-изохрон при жестком режиме нагружения [86]:

1 – диаграмма-изохрона, 4 – характер изменения нагрузки, 7 – кривая долговременной прочности при жестком режиме нагружения, 9 – кривая набора прочности во времени

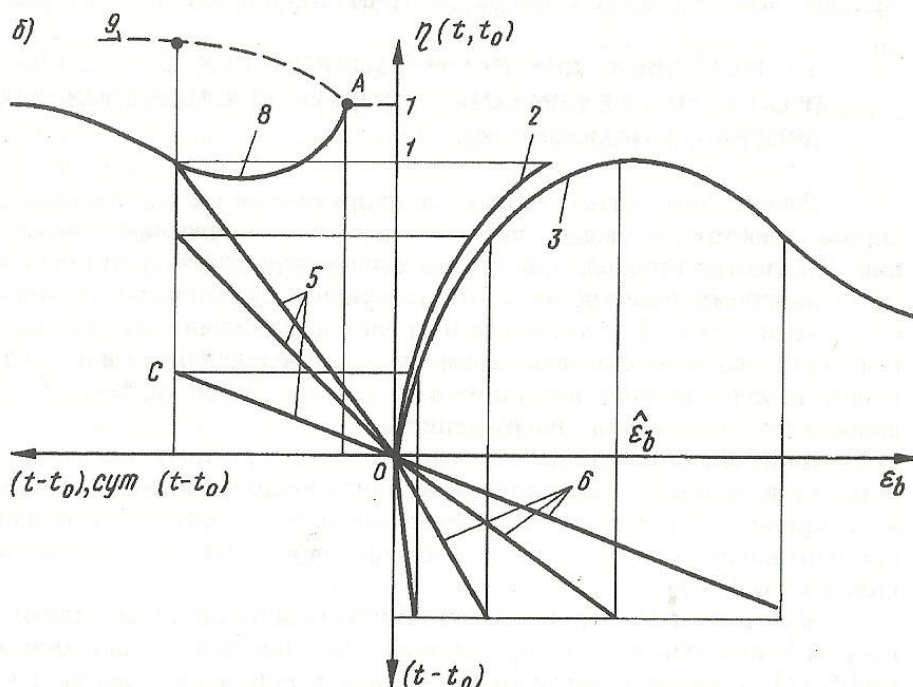


Рисунок 1.9, б - Построение диаграмм-изохрон при мягких режимах нагружения [86]:

2, 3 – диаграммы-изохроны, 5 – характер изменения нагрузки, 6 – характер изменения деформаций, 8 – кривая долговременной прочности при мягком режиме нагружения, 9 – кривая набора прочности во времени

Ключевым фактором при построении диаграмм-изохрон является длительность нагружения ($t - t_0$). Последовательно изменяя момент наблюдения t , будем приходить к новым диаграммам-изохронам, в результате чего получим веер кривых, наглядно показывающий, как изменяется характер деформирования в зависимости от длительности и уровня прикладываемой нагрузки.

Впервые идея построения диаграмм-изохрон для бетона была использована, по всей видимости, П.И. Васильевым в работе [48]. В дальнейшем диаграммы-изохроны рассматривались в работе В.М. Бондаренко [44]. В исследованиях [76, 80] на основании опытов М.С. Боришанского и Х. Раша [179] было рассмотрено построение диаграмм-изохрон для различных режимов нагружения при регулировании скорости роста напряжений и деформаций; полученные диаграммы представлены на рисунке 1.10.

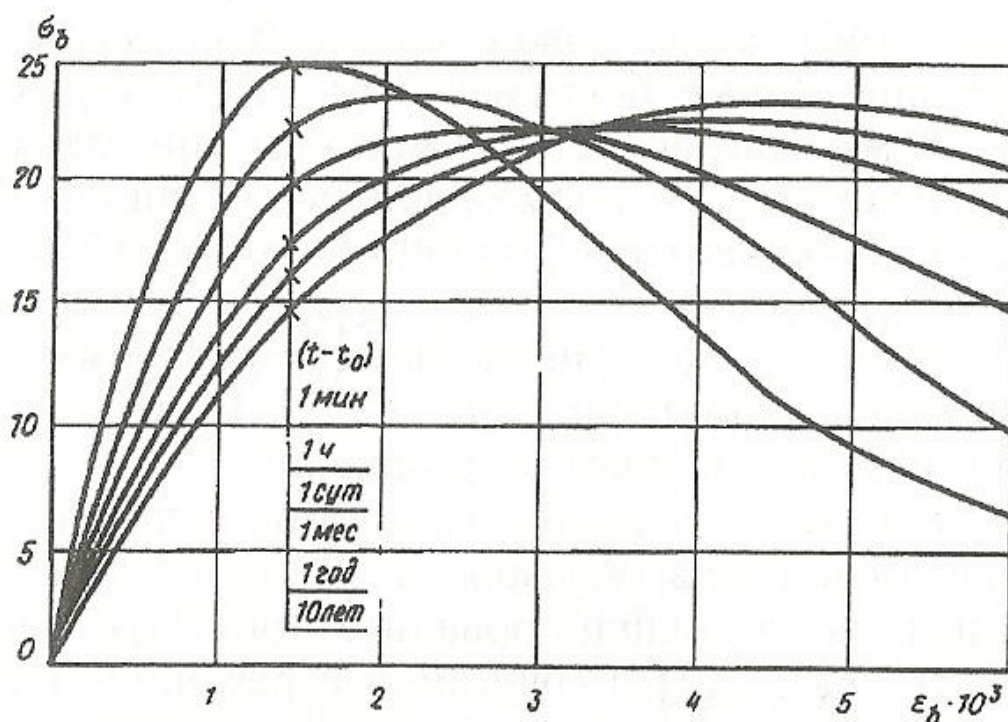


Рисунок 1.10 - Диаграммы-изохроны при осевом сжатии бетона с контролем скорости роста деформаций [86]

В работе [91] представлено теоретическое обоснование методики построения диаграмм-изохрон для бетона и разработан подход, применимый для широкого спектра практических задач. Развитие этого подхода дано в [85, 86]. В

исследованиях А.Н. Петрова и С.Н. Карпенко методика диаграмм-изохрон была применена для высокопрочных бетонов нового поколения. В работе [113] А.Н. Петров отмечает, что применение диаграммного подхода с построением диаграмм-изохрон при расчете инженерных конструкций из железобетона позволяет избежать трудностей, возникающих при решении задач на основе нелинейных теорий ползучести.

Важным аспектом при построении диаграмм-изохрон является учет изменения прочности бетона при длительном нагружении. Многочисленные экспериментальные исследования [60, 98, 152 и др.] говорят о том, что воздействие на образец сжимающих напряжений высокого уровня приводят к снижению его прочности. При этом вершины диаграмм-изохрон выходят на некоторую кривую, называемую *кривой длительной прочности*, или *кривой длительного сопротивления*. На конфигурацию этой кривой влияет множество факторов, в том числе – режим нагружения и возраст, в котором образец был нагружен.

При жестком режиме нагружения после участка интенсивного снижения прочности кривая длительного сопротивления стабилизируется на некотором начальном уровне прочности, составляющем в среднем $(0,7...0,9)R_b$. Соответствующая кривая показана на рисунке 13, а под номером 7.

При мягком режиме нагружения кривую длительного сопротивления можно разбить на два участка. В начале загрузки, как и при жестких режимах, наблюдается снижение прочности под нагрузкой. При достаточной длительности наблюдения характер кривой зависит от возраста загрузки и условий внешней среды. Если бетон загружен в молодом возрасте и условия внешней среды способствуют набору прочности, то длительное сопротивление повышается (кривая 8 на рисунке 13, б). Для зрелого бетона и при неблагоприятных внешних условиях кривая длительного сопротивления продолжает снижение.

Следует также отметить, что если уровень напряжений в образце ниже единицы, то реальная прочность бетона может оказаться выше кривой длительной прочности. Указанные особенности характера длительной прочности объясняются тем, что на реальную прочность оказывают влияние два противоположных процесса – разрушительный, связанный с нарушением микроструктуры бетона при высоких уровнях напряжений, и созидательный, характеризующийся набором прочности во времени (кривая 9 на рисунке 13, *а, б*). Соотношение этих процессов формирует характер длительной прочности бетона.

Кривая длительного сопротивления может быть определена единообразной зависимостью:

$$R_{b,ser}(t, t_0) == R_{b,ser}(t_0) \left\{ [0,95 - 1,57 \cdot 10^{-2} \ln(t - t_0)] \gamma_t + \frac{\bar{\gamma}_{b2}(1-\gamma_t)}{1-(1-\bar{\gamma}_{b2})e^{-4\gamma_1(t-t_0)}} \right\}, \quad (1.37)$$

где для жесткого режима нагружения $\gamma_t = 1$;

для мягкого режима нагружения

$$\gamma_t = \frac{1}{1+e^{1,5(t-t_0)/(t_1-4,5)}}, \quad t_1 = 365(1 - e^{-8 \cdot 10^4 t_0}). \quad (1.38)$$

Коэффициент $\bar{\gamma}_{b2}$ вводится для учета возраста бетона и влияния внешней среды. При благоприятных для нарастания прочности условиях принимается как

$$\bar{\gamma}_{b2} = 0,85 + 2,39e^{-0,16t} + 0,178e^{-0,015t_0}. \quad (1.39)$$

Для обычных и неблагоприятных условий твердения $\bar{\gamma}_{b2}$ вычисляется по формуле

$$\gamma_{b2} = 0,85 + 1,44e^{-0,12t_0}. \quad (1.40)$$

Технически построение диаграмм-изохрон выполняется при помощи формулы, подобной аналитической записи диаграмм деформирования бетона при кратковременном нагружении. При этом входящие в нее величины заменяются на аналогичные характеристики, вычисленные для текущего момента времени

нагружения ($t - t_0$). Отметим, что в случае сжатия при времени нагружения $t - t_0 = 1$ ч диаграмма-изохрона должна переходить в эталонную диаграмму при кратковременном сжатии, получаемую при испытании стандартных образцов нагрузкой, возрастающей с постоянной скоростью роста деформаций или напряжений до максимального значения за 1 ч.

Для любого времени нагружения (от 5 мин до ∞) аналитическая запись диаграммы-изохроны конструируется в виде:

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t, t_0)}{E_b(t, t_0) \nu_b(t, t_0)}, \quad (1.41)$$

где значения коэффициента изменения секущего модуля вычисляются как:

$$\nu_b(t, t_0) = \hat{\nu}_b(t, t_0) + [\nu_0(t, t_0) - \hat{\nu}_b(t, t_0)] \sqrt{1 - \omega \eta(t, t_0) - (1 - \omega) \eta^2(t, t_0)}, \quad (1.42)$$

$$\omega = 2 - 2,5 \hat{\nu}_b(t, t_0); \quad (1.43)$$

уровень нагрузки определяется относительно длительно длительного сопротивления по формуле:

$$\eta(t, t_0) = \frac{\sigma_b(t, t_0)}{R_b(t, t_0)}. \quad (1.44)$$

Модуль упругости $E_b(t, t_0)$ может определяться по-разному – заменяться на начальный модуль $E_b(t_0)$, заменяться на модуль текущего момента времени нагружения $E_b(t)$ или заменяться на усредненный модуль упругости в интервале времени нагружения. Выбор того или иного варианта зависит от упрощения в построениях и от действующего режима нагружения.

При построении диаграмм-изохрон задача сводится к определению граничных значений коэффициента секущего модуля в начале диаграммы $\nu_0(t, t_0)$ и в ее вершине $\hat{\nu}_b(t, t_0)$, входящих в формулу (1.42). Способ определения этих величин зависит от режима нагружения.

Для жесткого режима нагружения деформации образца к моменту времени t определяются как

$$\varepsilon_b(t) = \sigma_b(t_0) \left[\frac{1}{E_b(t_0)\nu_b} + f_C C(t, t_0) \right] = \frac{\sigma_b(t_0)}{E_b} \left[\frac{\alpha_E(t_0)}{\nu_b} + f_C \varphi(t, t_0) \right], \quad (1.45)$$

где E_b – эталонный модуль упругости бетона в возрасте 28 суток;

$$\alpha_E(t_0) = \frac{E_b}{E_b(t_0)}; \quad (1.46)$$

ν_b – коэффициент изменения секущего модуля при краткосрочном сжатии;

$C(t, t_0)$ – мера линейной ползучести;

f_C – функция нелинейности;

$\varphi(t, t_0)$ – характеристика ползучести, определяемая соотношением

$$\varphi(t, t_0) = E_b C(t, t_0). \quad (1.47)$$

В выражении (1.45) в квадратных скобках первое слагаемое определяет упруго-мгновенную составляющую деформации, а второе – деформацию ползучести.

Характеристика ползучести традиционно представляется в виде

$$\varphi(t, t_0) = \varphi f(t - t_0), \quad (1.48)$$

где $\varphi = \varphi(\infty, t_0)$ – предельная характеристика линейной ползучести. Выражение для определения предельной характеристики ползучести конструируется следующим образом:

$$\varphi = \varphi^N \xi_1 \xi_2 \Omega(t_0), \quad (1.49)$$

где коэффициенты ξ_1 и ξ_2 вводятся для учета, соответственно, влияния влажности среды и условий влагообмена со средой; параметр φ^N представляет собой предельную функцию для бетонов, находящихся в эталонных условиях, и зависит преимущественно от вида бетона.

Функции $f(t - t_0)$ и $\Omega(t_0)$, соответственно, учитывают развитие деформаций ползучести во времени и влияние возраста нагружения на характеристику ползучести. Эти коэффициенты могут быть вычислены по формулам (1.22) и (1.23) с заменой τ на t_0 .

Функция нелинейности представляется в виде:

$$f_c = 1 + v_c \eta^4(t_0), \quad (1.50)$$

где v_c – параметр, зависящий от класса бетона.

Приравнивая выражения для вычисления деформаций (1.45) и (1.41) с учетом граничных условий, получаем искомые величины для восходящей ветви диаграммы при жестком режиме нагружения:

$$v_0(t, t_0) = \frac{\alpha_E(t_0)}{1 + \varphi(t, t_0)}, \quad (1.51)$$

$$\hat{v}_b(t, t_0) = \frac{\hat{v}_b \alpha_E(t_0)}{\alpha_E(t_0) + \hat{v}_b \hat{f}_c \varphi(t, t_0)}, \quad (1.52)$$

где $\hat{f}_c$ – значение функции нелинейности в вершине диаграммы.

Получение нисходящей ветви диаграммы деформирования при жестком режиме нагружения возможно лишь в случае регулирования скорости приложения напряжений вблизи ее вершины.

При мягком режиме нагружения выражение для определения деформаций в общем случае имеет вид

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t)}{\bar{E}_b} \left[\frac{1}{v_b} - \int_{t_0}^t \frac{\sigma_b(\tau)}{\sigma_b(t)} \frac{\partial \varphi(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau - v_c \int_{t_0}^t \frac{\sigma_b(\tau)}{\sigma_b(t)} \eta^4(\tau) \frac{\partial \varphi(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \right], \quad (1.53)$$

где $\bar{E}_b$ – усредненный модуль упругости в интервале времени $(t - t_0)$;

v_b – коэффициент изменения секущего модуля эталонной диаграммы кратковременного деформирования, зависящий только от уровня напряжений.

В выражении (1.53) в квадратных скобках второе слагаемое $\varphi_l(t, t_0) = - \int_{t_0}^t \frac{\sigma_b(\tau)}{\sigma_b(t)} \frac{\partial \varphi(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau$ учитывает линейную составляющую деформаций ползучести, а третье слагаемое $\varphi_n(t, t_0) = -v_c \int_{t_0}^t \frac{\sigma_b(\tau)}{\sigma_b(t)} \eta^4(\tau) \frac{\partial \varphi(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau$ вводится для учета нелинейной составляющей.

Экспериментально установлено [86], что приемлемую сходимость с опытными данными можно получить, используя следующее выражение для определения деформаций при мягком режиме нагружения:

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t)}{E_b} \left[\frac{1}{v_b} + [1 + kv_c \eta^4(t, t_0)] \varphi_l(t, t_0) \right], \quad (1.54)$$

$$\text{где } k \approx \left[0,74 + 0,26 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 \right]^4 \quad (1.55)$$

Выражение для $\varphi_l(t, t_0)$ принимается в виде:

$$\varphi_l(t, t_0) = 0,5\varphi(1 + e^{-2\gamma_1(t-t_0)})(1 - 0,8e^{-\gamma_1(t-t_0)})\Delta(t, t_0), \quad (1.56)$$

где $t_0 = 28$ сут.

Множитель $\Delta(t, t_0)$ вводится для учета влияния быстронатекающей ползучести. При $t - t_0 > 1$ сут $\Delta(t, t_0) = 1$; при $t - t_0 \leq 1$ сут данный множитель определяется как

$$\Delta(t, t_0) = \sqrt{1 + 0,314 \ln(t - t_0)} \quad (1.57)$$

Приравнивая (1.54) и (1.41), получим искомые выражения граничных коэффициентов изменения секущего модуля при мягком режиме нагружения:

$$v_0(t, t_0) = \frac{\alpha_E(t_0)}{1 + \varphi_l(t, t_0)}, \quad (1.58)$$

$$\hat{v}_b(t, t_0) = \frac{\hat{v}_b \alpha_E(t_0)}{\alpha_E(t_0) + \hat{v}_b f_c \varphi_l(t, t_0)}, \quad (1.59)$$

где $\varphi_l(t, t_0)$ вычисляется по формуле (1.56).

На рисунке 1.11 представлены диаграммы-изохроны, построенные для тяжелого бетона класса В40, загруженного в возрасте 28 суток.

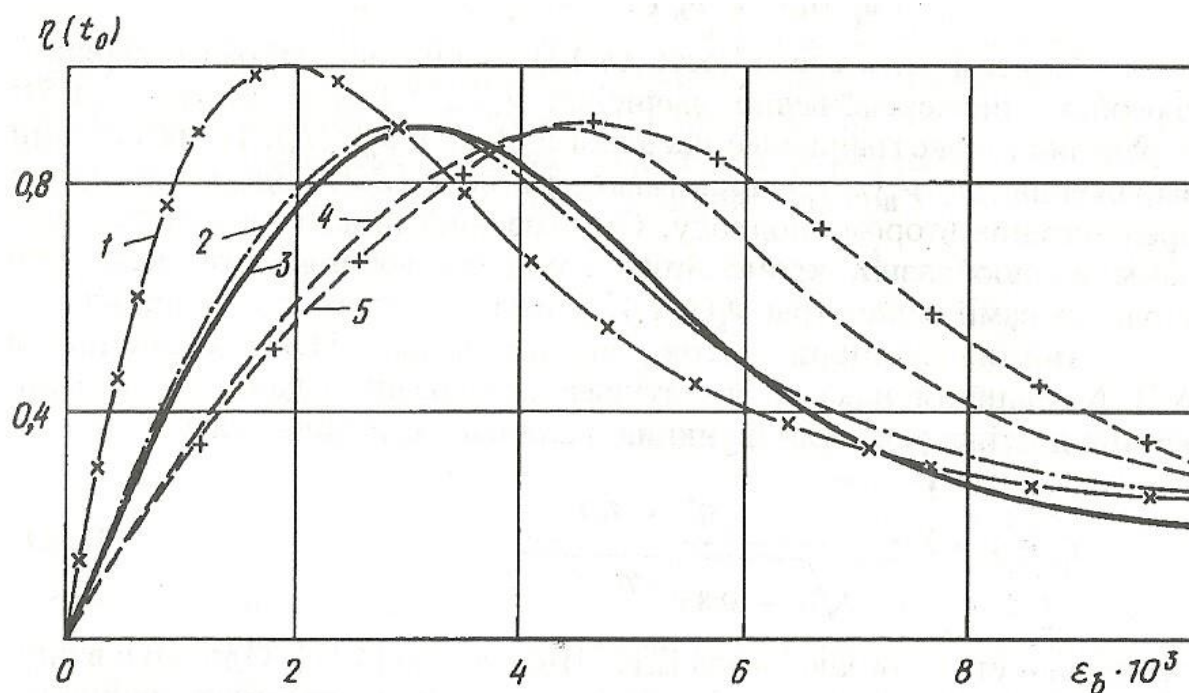


Рисунок 1.11 - Построение диаграмм-изохрон при сжатии [86]:

1- эталонная диаграмма (диаграмма при кратковременном сжатии); 2, 3 – изохроны при мягком режиме нагружения для $t - t_0 = \infty$; 4, 5 – изохроны при жестком режиме нагружения для $t - t_0 = \infty$

Диаграммы-изохроны могут быть с успехом использованы при расчете стержневых систем. Методика диаграмм-изохрон может быть адаптирована к случаям двухосного и трехосного напряженного состояния элемента. В связи с этим весьма актуальным представляется рассмотрение применимости описываемых зависимостей для высокопрочного сталефибробетона, что требует проведения комплекса экспериментальных исследований.

1.7 Учет влияния масштабного фактора на физико-механические и реологические свойства бетона

Масштабным фактором называют зависимость свойств материала от того, в каких объемах эти свойства проявляются. Для бетона влияние масштабного фактора на характеристики его свойств объясняется, в первую очередь,

неоднородным влагоудалением по объему конструкции при высыхании, что приводит к более благоприятным условиям набора прочности во внутренних, более влажных объемах. При этом формируется неоднородное объемное напряженное состояние в конструкции со сжимающими напряжениями во внутренних объемах и с растягивающими в наружных из-за неоднородных деформаций усадки цементного камня.

Влияние масштабного фактора на характеристики свойств высокопрочного бетона из отечественных компонентов исследовалось В. И. Корсуном, А. В. Корсуном, А. В. Волковым. Результаты исследований были представлены в работах [93, 170, 172, 173] и др.

В указанных исследованиях для оценки влияния масштабного фактора на характеристики механических и реологических свойств высокопрочного бетона был использован феноменологический метод, основанный на установлении соотношений между характеристиками свойств на образцах разной массивности и соответствующими характеристиками, полученными на образцах стандартных размеров, принятых равными 150x150x600 мм. В качестве обобщенной характеристики для учета масштабности конструкций принимается модуль открытой поверхности M_0 , определяемый как отношение площади открытой для высыхания поверхности образцов к их объему.

Моделирование различных условий высыхания бетона осуществлялось на образцах – бетонных призмах с размерами 100x100x400 мм, 150x150x600 мм и 250x250x650 мм с различными вариантами гидроизоляции и значениями модуля открытой поверхности $M_0 = 45 \text{ м}^{-1}$, $M_0 = 30 \text{ м}^{-1}$, $M_0 = 16 \text{ м}^{-1}$ и $M_0 = 8 \text{ м}^{-1}$ (рисунок 1.12).

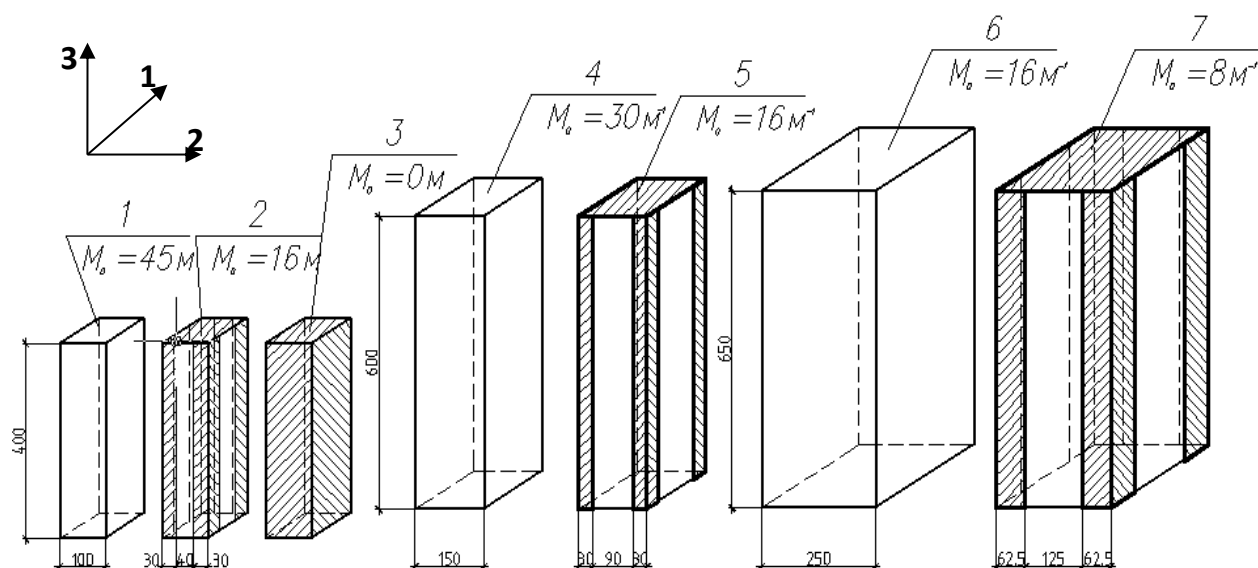


Рисунок 1.12 - Размеры, нумерация и схемы гидроизоляции образцов-призм в исследованиях В. И. Корсуна

Относительные деформации усадки высокопрочного модифицированного бетона в условиях нормальной температуры измерялись на образцах-призмах различных размеров 4-х серий бетонирования с различным модулем открытой поверхности M_0 . Деформации усадки образцов различной массивности имеют различный период стабилизации в продольном и поперечном направлениях в количественном отношении, развиваются неодинаково, их конечные величины зависят от размеров опытных образцов, а также модуля открытой поверхности M_0 (рисунки 1.13 – 1.14).

С увеличением размеров и уменьшением M_0 опытных образцов увеличивается период стабилизации деформаций и снижаются их предельные величины. При этом значения деформаций усадки для образцов с разными размерами, но одинаковыми $M_0 = 16 \text{ м}^{-1}$ (типы 2, 5 и 7, рисунок 1.12) по своим абсолютным величинам примерно одинаковы.

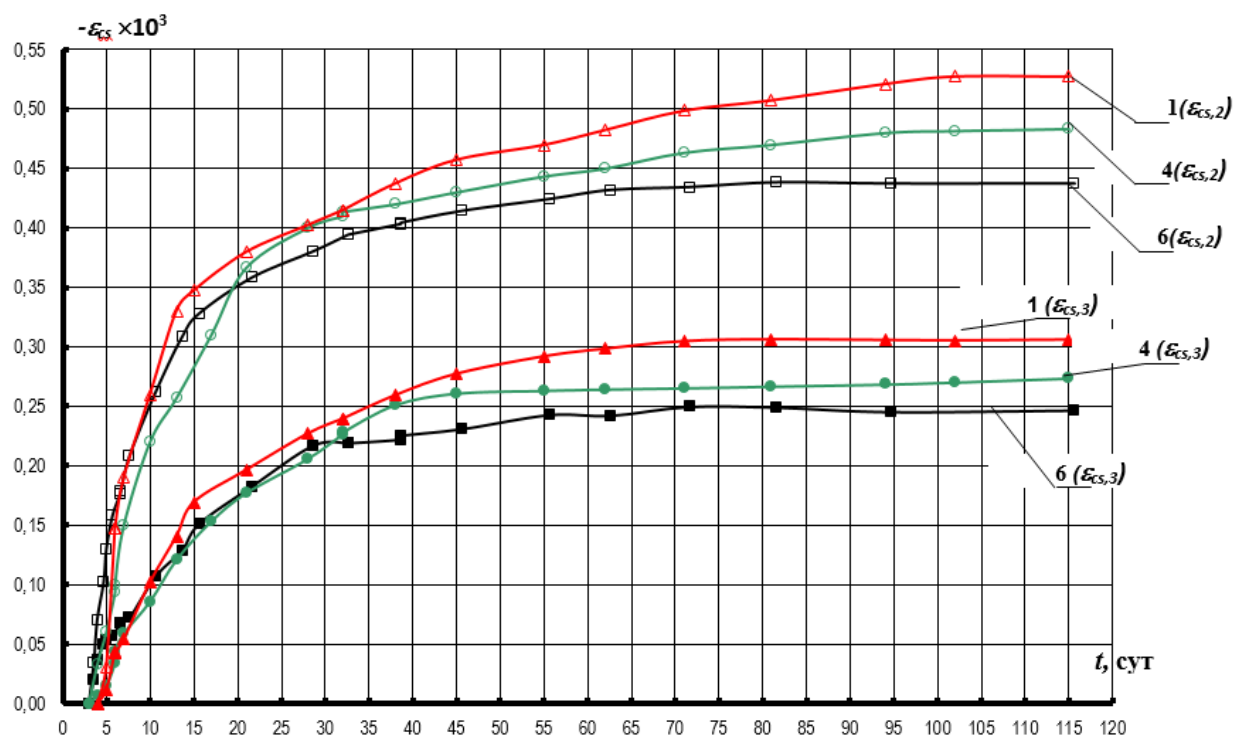


Рисунок 1.13 - Влияние размеров опытных образцов и модуля открытой поверхности на относительные деформации усадки высокопрочного модифицированного бетона в условиях нормальной температуры:

1, 4, 6 - образцы серии 2 размерами 100×100×400 мм, 150×150×600 мм, 250×250×650 мм согласно рисунку 1.12

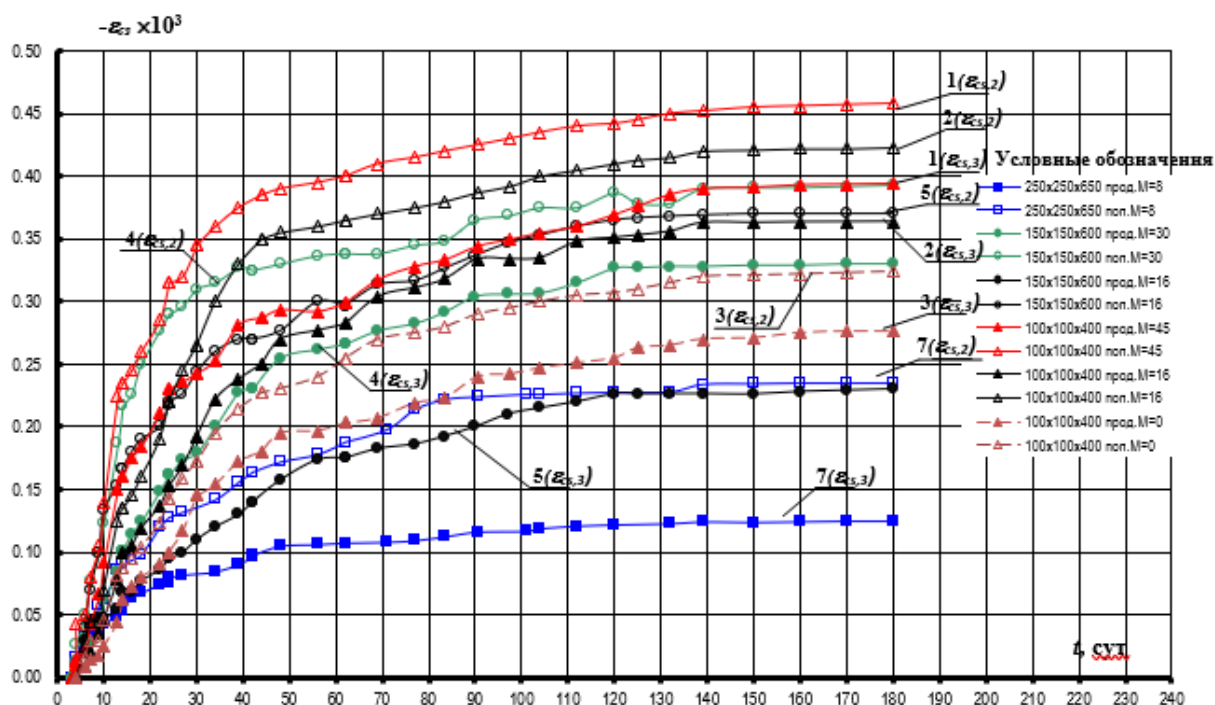


Рисунок 1.14 - Влияние размеров опытных образцов и модуля открытой поверхности на относительные деформации усадки высокопрочного модифицированного бетона в условиях нормальной температуры:

1...7 - образцы серии 3 размерами 100×100×400 мм, 150×150×600 мм, 250×250×650 мм согласно рисунку 1.12

Также отмечается, что относительные деформации аутогенной усадки полностью изолированных образцов с размерами 100x100x400 мм с $M_0 = 0 \text{ м}^{-1}$ (тип 3, рисунок 1.12) составляют 45÷50% от деформаций неизолированных образцов-близнецов с $M_0 = 45 \text{ м}^{-1}$, что свидетельствует о достаточно большой составляющей аутогенной усадки, характерной для самоуплотняющихся бетонных смесей с малым В/Ц, равным около 0,23.

Результаты экспериментальных исследований ползучести высокопрочного модифицированного бетона в условиях осевого сжатия при уровнях длительного нагружения $\eta_l = \sigma_{l,3}/R_b = 0,3 \div 0,6$ (рисунки 1.15 – 1.16) свидетельствуют о существенном влиянии на предельные величины деформаций ползучести бетона массивности, модуля открытой поверхности M_0 , уровня длительного сжатия и возраста бетона в момент нагружения.

Для линейных относительных деформаций ползучести отмечается тенденция к увеличению их предельных величин с ростом модуля открытой поверхности M_0 бетонных образцов. При этом линейные деформации ползучести с одинаковым модулем открытой поверхности $M_0 = 16 \text{ м}^{-1}$, но разными размерами поперечного сечения имеют близкие по своим абсолютным значениям величины (рисунки 1.15, 1.16).

Значения удельных деформаций (мер) ползучести, полученные по результатам экспериментальных исследований, представлены на рисунке 1.16. Изменение предельных величин мер ползучести в зависимости от уровня нагружения и модуля открытой поверхности имеют характер, аналогичный изменению линейных относительных деформаций ползучести. При этом так же, как и для линейных деформаций ползучести, отмечается тенденция к увеличению мер ползучести с ростом модуля открытой поверхности M_0 бетонных образцов, а для образцов с различными размерами и одинаковым модулем открытой поверхности ($M_0 = 16 \text{ м}^{-1}$) эти величины практически совпадают (рисунки 1.15, 1.16).

Результаты анализа экспериментальных данных свидетельствуют о разной скорости затухания деформаций ползучести в зависимости от массивности бетонных образцов: с ростом M_0 наблюдается увеличение периода стабилизации деформаций.

С увеличением возраста образцов к моменту нагружения длительным обжатием для исследованных уровней нагружения характерно снижение абсолютных величин деформаций ползучести вследствие старения бетона (рисунок 1.15).

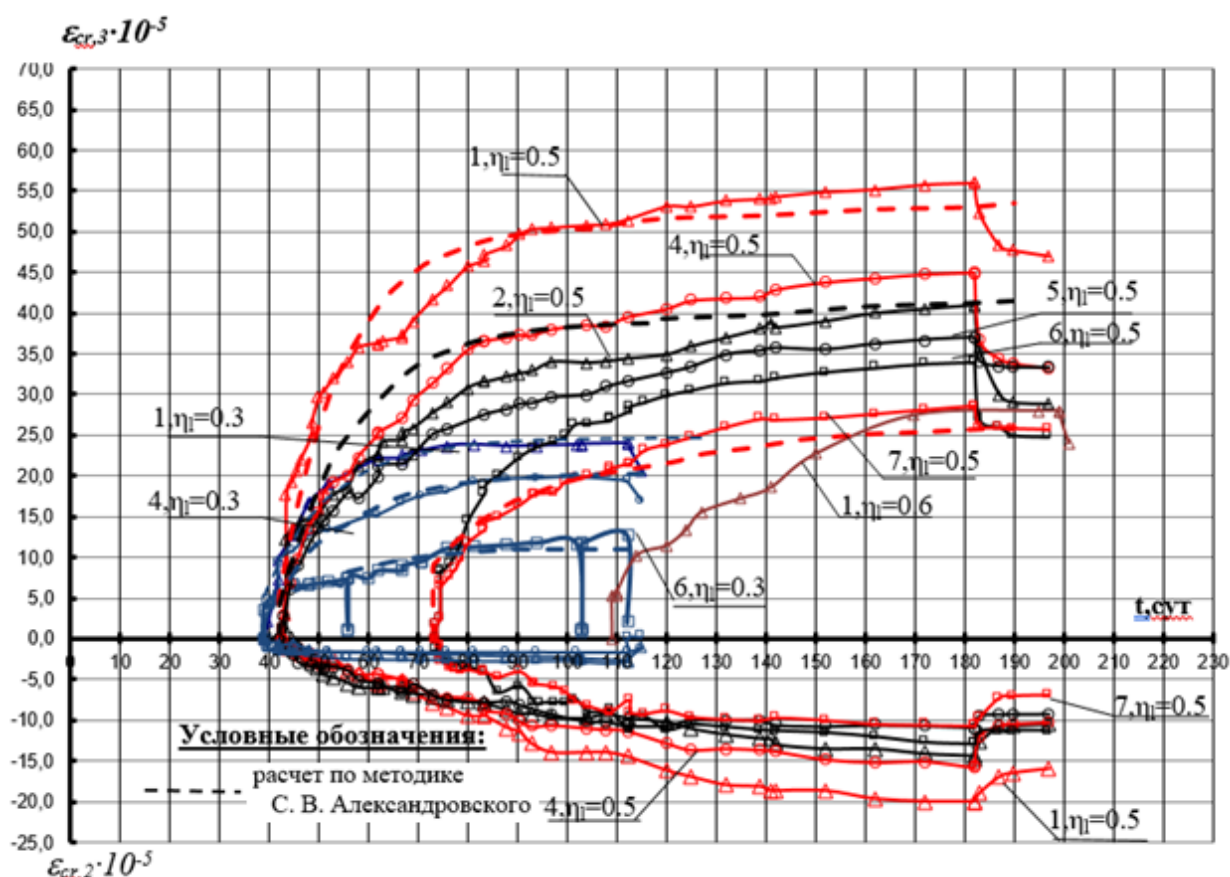


Рисунок 1.15 - Продольные и поперечные деформации ползучести в условиях нормальной температуры при уровнях нагружения $\eta_l = \sigma/R_b = 0,3 \div 0,6$: 1, 4, 6 – не гидроизолированные образцы размерами 100×100×400 мм, 150×150×600 мм, 250×250×650 мм согласно рисунку 1.12; 2, 5, 7 – то же, частично гидроизолированные

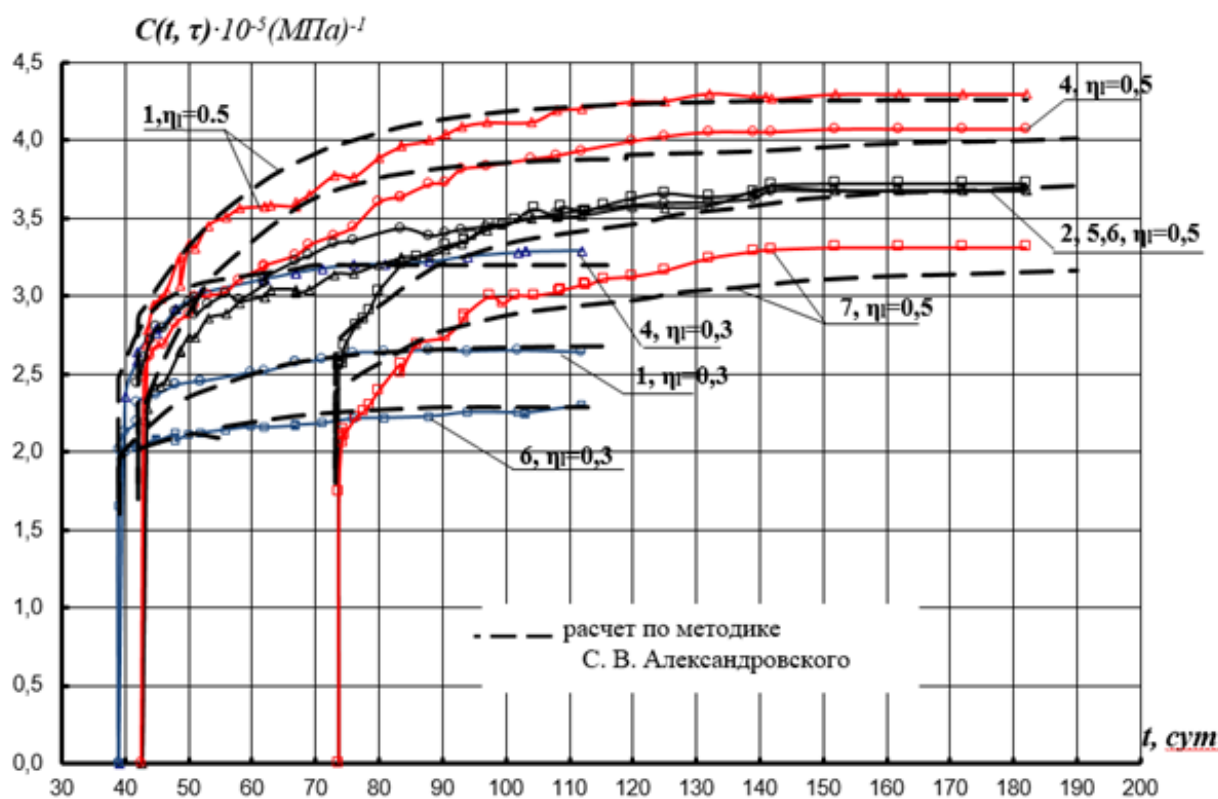


Рисунок 1.16 - Значения удельных деформации ползучести бетона в условиях нормальной температуры при уровнях длительного осевого сжатия $\eta_l = \sigma_3/R_b = 0,3 \dots 0,6$.
Условные обозначения смотреть рисунок 1.15

Зависимость прочности бетона на осевое сжатие и начального модуля упругости от объема и размеров элементов конструкций в работе [93] рекомендуется учитывать по формулам (1.60 – 1.62):

$$R_b(t, M_0) = R_b \gamma_{bt}(t) \gamma_{b, M_0}; \quad (1.60)$$

$$E_b(t, M_0) = E_b \beta_b(t); \quad (1.61)$$

$$\text{где } \gamma_{b, M_0} = 1,3 - 0,3 \left(\frac{M_0}{30} \right); \quad (1.62)$$

$\gamma_{bt}(t)$, $\beta_b(t)$ - коэффициенты учета влияния размеров образцов на прочность и модуль упругости соответственно, принимаемые согласно работе [93].

Характер изменения коэффициента γ_{b, M_0} в зависимости от модуля открытой поверхности M_0 представлен на рисунке 1.17.

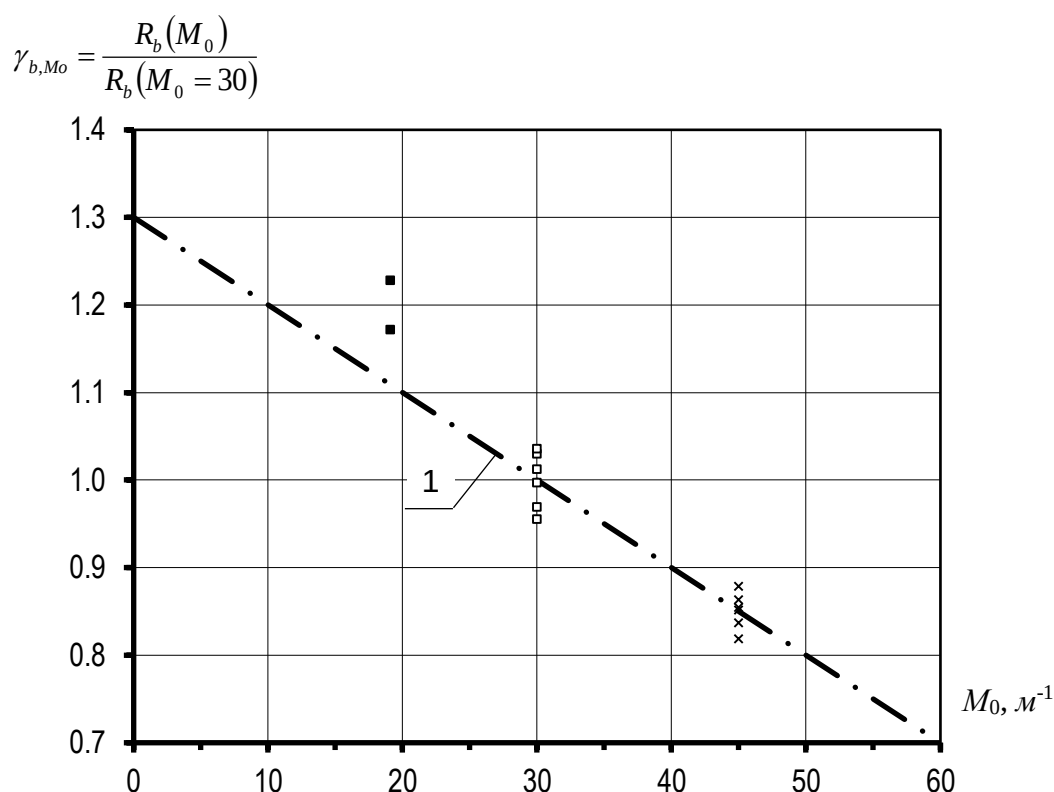


Рисунок 1.17 - Влияние масштабного фактора на прочность образцов-призм [93]:

■, □, × – опытные значения прочности;
1 – расчет по формулам (1.60), (1.62)

Влияние масштабного фактора на предельные значения деформаций усадки бетона $\varepsilon_{bs}(\infty, t_w)$, где t_w – возраст бетона в момент окончания влажностного хранения, в расчетах для условий нормальной температуры с достаточной точностью описываются с помощью функции γ_{cs,M_0} , по предложению в работе [93] вычисляемой в зависимости от величины модуля открытой поверхности M_0 по формуле (1.63):

$$\varepsilon_{bs}(\infty, t_w, M_0) = \varepsilon_{bs}(\infty, t_w, M_0 = 30) \gamma_{cs,M_0} \quad (1.63)$$

где $\varepsilon_{bs}(\infty, t_w, M_0 = 30)$ – предельные значения деформаций усадки образцов бетона эталонных размеров 150x150x600 мм ($M_0 = 30 \text{ м}^{-1}$);

γ_{cs,M_0} – функция учета влияния массивности образцов на деформации усадки:

$$\gamma_{cs,M_0} = \frac{\varepsilon_{bs}(M_0)}{\varepsilon_{bs}(M_0=30)} = \left(\frac{M_0}{30}\right)^{1/2} \quad (1.64)$$

Характер изменения функции γ_{cs, M_0} в зависимости от модуля открытой поверхности M_0 представлен на рисунке 1.18.

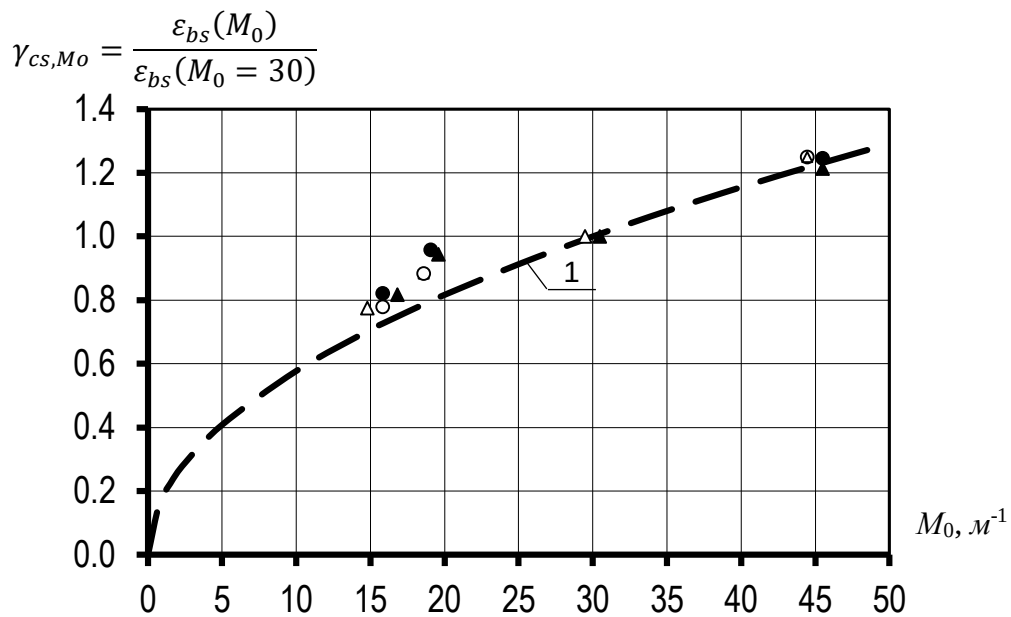


Рисунок 1.18 - Влияние масштабного фактора на деформации усадки [93]:

- , △ – опытные значения относительных деформаций усадки в продольном направлении;
 ●, ▲ – то же, в поперечном направлении;
 1 – расчет по формуле (1.64)

Влияние масштабного фактора на предельные значения удельных деформаций (мер) ползучести бетона $C(\infty, \tau)$, где τ – возраст бетона в момент нагружения, в расчетах для условий нормальной температуры с достаточной точностью описываются с помощью функции γ_{cs, M_0} , вычисляемой в зависимости от величины модуля открытой поверхности M_0 по формуле (1.65):

$$C(\infty, \tau, M_0) = C(\infty, \tau, M_0 = 30) \gamma_{cs, M_0} \quad (1.65)$$

где $C(\infty, \tau, M_0 = 30)$ – предельные значения деформаций ползучести образцов бетона эталонных размеров 150x150x600 мм ($M_0 = 30 m^{-1}$);

γ_{cs, M_0} – функция учета влияния массивности конструкции (масштабного фактора) на предельные значения удельных деформаций ползучести бетона в зависимости от модуля открытой поверхности M_0 :

$$\gamma_{c,M_0} = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_0}{30} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.66)$$

Характер изменения функции γ_{cs,M_0} в зависимости от модуля открытой поверхности M_0 представлен на рисунке 1.19.

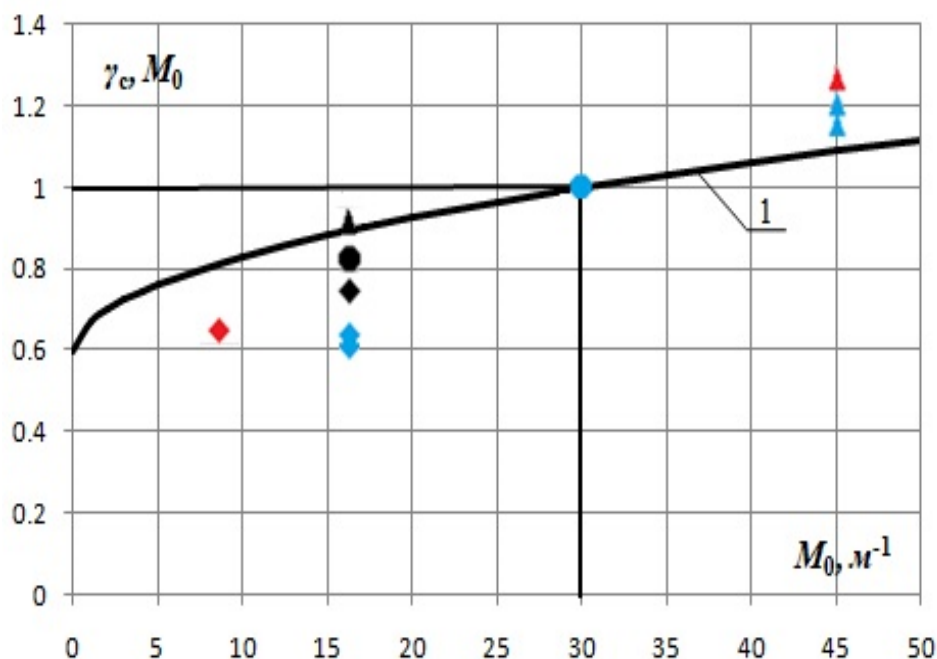


Рисунок 1.19 - Влияние масштабного фактора на относительные значения предельных величин удельных деформаций ползучести высокопрочного бетона в условиях нормальной температуры при $\eta_1 = 0.3$ по данным [172]

1 – теоретическая кривая по формуле (1.66)

Влияние масштабного фактора рекомендуется учитывать при расчете конструкций из высокопрочного сталефибробетона и мелкозернистого высокопрочного бетона, исследуемых в данной работе. При этом влияние размеров конструкций на величины прочности, начального модуля упругости, предельные значения деформаций усадки и мер ползучести следует учитывать в зависимости от модуля открытой поверхности M_0 при помощи представленных в данном разделе зависимостей.

1.8 Выводы по главе 1

1. Высокопрочный сталефибробетон является новым конструкционным материалом, обладающим высокими прочностными характеристиками, которые выделяют его среди постоянно появляющихся в строительстве инновационных материалов и технологий. В основе ВСФБ лежит сверхвысокопрочная матрица, которая представляет собой так называемый порошок бетон, и дисперсное армирование с использованием стальной фибры в количестве $\sim 120-150 \text{ кг/м}^3$. Уникальные свойства ВСФБ – снижение хрупкости по сравнению с бетонами без дисперсного армирования, высокая трещиностойкость, повышенное сопротивление растяжению и другие – делают этот материал весьма привлекательным для использования в различных областях строительства, в том числе, при возведении высотных и мостовых сооружений. Однако, до настоящего времени данный материал не находит широкого применения в российском строительстве. Основные причины этого – относительно высокая стоимость и отсутствие достаточно полной нормативной и экспериментальной базы.

2. Большинство экспериментальных исследований высокопрочных бетонов относится, в основном, к так называемым традиционным бетонам. Исследований высокопрочных бетонов нового поколения с применением комплексных модификаторов, на основе которых производится высокопрочный сталефибробетон, сравнительно немного.

3. Исследования сталефибробетона в большинстве случаев выполнены для образцов с матрицей класса по прочности до В40. Общая картина свойств сталефибробетона повышенной прочности еще требует изучения и дополнения. В нашей стране исследования физико-механических и реологических свойств высокопрочного сталефибробетона на основе российских компонентов проводились для бетона с повышенным содержанием фибры. Исследований ВСФБ с содержанием фибры на нижнем пороге эффективности практически нет.

4. Возникает необходимость расширения экспериментально подтвержденной базы данных о свойствах ВСФБ, изготовленного по разработанной в России технологии с применением отечественных компонентов. При этом должны учитываться современные запросы проектирования. Как известно, в настоящее время в практике проектирования широко применяются диаграммные методы расчета, позволяющие отразить реальную работу материалов и конструкций под нагрузкой. Для бетона, как упруго-пластического материала, весьма важным фактором является учет длительности действия нагрузок. Для решения этой задачи может быть использована методика, пригодная для широкого практического применения – построение диаграмм-изохрон материала при эталонных режимах нагружения, позволяющих определять деформации в зависимости от уровня прикладываемой нагрузки в любой момент времени нагружения. Для разработки указанной методики применительно к ВСФБ необходимы данные о спектре его физико-механических и реологических свойств при кратковременном и длительном нагружении, в частности – необходимо исследовать вопрос применимости в отношении ВСФБ разработанных ранее для неармированного бетона подходов к описанию меры ползучести.

5. Возраст бетона оказывает существенное влияние на его свойства. В связи с этим при проведении экспериментальных исследований возникает необходимость рассмотрения изменения характеристик бетона в зависимости от его возраста в момент начала наблюдения или приложения нагрузки.

6. Таким образом, представляется актуальным проведение комплексных экспериментальных исследований свойств ВСФБ нового поколения с применением комплексного модификатора из компонентов отечественного производства в сравнении с неармированной матрицей (МВБ). При этом основными факторами, влияющими на свойства исследуемого бетона, являются:

- продолжительность нагружения (кратковременное для определения основных механических характеристик свойств и длительное в течение времени t для определения реологических характеристик свойств бетона);
- дозировка фибрового армирования при проведении кратковременных испытаний для определения минимального эффективного содержания фибры;
- виды напряженных состояний для определения механических характеристик свойств бетона (осевое сжатие, осевое растяжение, растяжение при изгибе);
- возраст бетона к моменту начала нагружения ($t_0 = 7, 28, 100$ суток);
- уровни прикладываемой нагрузки при длительном нагружении для изучения нелинейности реологических характеристик свойств бетона в зависимости от нагрузки.

7. По полученным в результате экспериментальных исследований данным на основе теоретического анализа и математического моделирования необходимо разработать аналитические зависимости, позволяющие описать характеристики свойств исследуемого бетона с учетом указанных факторов влияния.

ГЛАВА 2 МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СВОЙСТВ ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА И МЕЛКОЗЕРНИСТОГО ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

2.1 Программа экспериментальных исследований

На основании обзора существующих данных по изучаемой теме было определено актуальное направление дальнейших экспериментальных исследований. Необходимо провести всестороннее изучение свойств высокопрочного сталефибробетона на основе смеси из отечественных компонентов при минимальном эффективном содержании стальной фибры и сравнить его работу с мелкозернистым высокопрочным бетоном. Для этого был проведен комплекс экспериментов, направленных на изучение полного спектра физико-механических и реологических свойств исследуемых составов. Эксперименты проводились лабораторией «Проблемы прочности и качества в строительстве» НИИСФ РААСН совместно с лабораторией химических добавок НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Имеющийся за рубежом опыт производства высокопрочного сталефибробетона основан, в основном, на применении сравнительно жестких смесей. Отличительная особенность исследуемых бетонов от зарубежных аналогов заключается в составах смесей и их реологических свойствах. Данные смеси содержат в своём составе в качестве добавок поликомпонентный органоминеральный модификатор вместо микрокремнезёма и суперпластификатора, а в качестве микронаполнителя, вместо мелкого кварцевого песка, обычный песок с максимальной крупностью зерен 5 мм. Благодаря этому исследуемые бетонные смеси отличаются высокой подвижностью и сегрегационной устойчивостью. Указанные обстоятельства определили необходимость исследования физико-технических характеристик этих составов.

Проведенные эксперименты можно разделить на три основных этапа. На первом этапе производился подбор оптимального состава для получения матрицы – мелкозернистого высокопрочного бетона и исследовались основные параметры полученных смесей. Подбор соотношения компонентов производился лабораторией химических добавок НИИЖБ им. А.А. Гвоздева при участии И.А. Чилина в соответствии с рекомендациями и под руководством С.С. Каприелова. Полученный оптимальный состав смеси был принят за основу для дальнейших исследований.

На втором этапе исследовалось влияние дозировки стальной фибры на свойства сталефибробетона. На основании анализа основных физико-механических свойств полученных бетонов был установлен минимальный порог эффективного содержания фибры, что соответствует наибольшему экономическому эффекту. Данные исследования проводились совместно лабораторией химических добавок НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и лабораторией «Проблемы прочности и качества в строительстве» НИИСФ РААСН.

Третий этап включал в себя комплекс экспериментов по изучению физико-механических и реологических свойств полученного на основании первых двух этапов сталефибробетона с рациональным содержанием фибры в сравнении с матрицей – мелкозернистым высокопрочным бетоном без фибры. Были построены диаграммы деформирования исследуемых составов при кратковременном сжатии вплоть до разрушающей нагрузки, а также получены данные о ползучести и усадке бетона в зависимости от его возраста и других ключевых факторов. Эксперименты проводились лабораторией «Проблемы прочности и качества в строительстве» НИИСФ РААСН и МГСУ под руководством Н.И. Карпенко и И.М. Безгодова при участии автора диссертации. Полученные результаты были подвергнуты всестороннему анализу и легли в основу настоящей диссертационной работы.

2.2 Характеристики компонентов для приготовления бетонных смесей

Для приготовления бетонных смесей с учетом результатов исследований [65, 68, 70, 72] использовались следующие компоненты:

- портландцемент марки ПЦ 500 Д0 Н производства ОАО «Новоросцемент», завода Пролетарий, со средним значением прочности в возрасте 28 суток 53,9 МПа, соответствующий ГОСТ 31108-2020 [7] и ГОСТ 30515-2013 [6];

- песок кварцевый, мытый I класса, крупный, имеющий модуль крупности $M_{кр} = 2,5 \dots 2,8$, соответствует ГОСТ 8736-2014 [8];

- органо-минеральный модификатор МБ 3-50К в качестве активного микронаполнителя, соответствующий ТУ 5743-323-36554501-2014, содержащий в своем составе микрокремнезем, золу-унос, суперпластификатор на основе поликарбоксилатов;

- минеральный порошок неактивированный МП-1 в качестве инертного микронаполнителя, соответствующий ГОСТ Р 52129-2003 [9], получен путем помола известняковых горных пород, максимальная крупность зерен составляет менее 1,25 мм;

- вода затворения, соответствующая ГОСТ 23732-2011 [3].

Для получения сталефибробетона в состав смеси вводилась латунированная фибра прямого профиля из высокоуглеродистой стали, выпускаемая по ТУ ВУ-400074854.628-209. Характеристики исследуемой фибры приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 - Характеристики образцов стальной фибры

Наименование характеристики	Значение
Длина L, мм	13
Номинальный диаметр D, мм	0,3
Индекс фибры, L/D	43,3
Минимальное временное сопротивление разрыву, Н/мм ²	1000
Модуль упругости, ГПа	200000

Данный тип фибры выбран на основе результатов исследований различных типов фибрового армирования, проводившихся в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева [139, 148]. Фибробетонная смесь, полученная с применением данного типа фибры, благодаря своей сегрегационной и седиментационной устойчивости, может применяться при возведении монолитных конструкций.

2.3 Обоснование оптимального состава смеси для приготовления бетонной матрицы

Первый этап исследований, который проводился лабораторией химических добавок НИИЖБ им. А.А. Гвоздева [70, 73, 169], был нацелен на оптимизацию состава матрицы бетона. На этом этапе были определены удобоукладываемость, средняя плотность, пористость, водоотделение, сохраняемость бетонной смеси в соответствии с требованиями ГОСТ 10181-2014 [2]. Параметрами оценки оптимальности состава служили такие характеристики, как подвижность смесей, показателем которой служит расплыв стандартного конуса (РК), и пределы прочности полученного бетона при сжатии (R) и растяжении при изгибе (R_{tt}). В качестве изменяемых параметров выступали дозировка смешанного вяжущего (смесь цемента и модификатора) и содержание заполнителя.

Прочность на сжатие (R) определялась по образцам-кубам с ребром 100 мм, прочность на растяжение при изгибе (R_{tt}) – по образцам-призмам размером 100×100×400 мм. Данные характеристики определялись в соответствии с ГОСТ 10180-2012 [1].

Помимо этого, по специально разработанной методике было произведено исследование сегрегационной устойчивости (однородности) смеси с добавлением стальной фибры. Данная методика заключается в определении равномерности распределения фибровых волокон в различных зонах растекающейся сквозь преграду бетонной смеси.

Результаты указанных выше исследований показали, что все образцы исследуемых бетонных смесей, как с введенной в состав фиброй, так и без нее, имели высокую подвижность – распływ стандартного конуса в диапазоне 70 - 75 см, обладали сегрегационной устойчивостью и отличались повышенной связностью-нерасслаиваемостью, что дает основание классифицировать их как самоуплотняющиеся. Этот аспект является ключевым, так как открывает возможность использования данных смесей при монолитном строительстве.

Для исследований физико-механических и реологических свойств высокопрочного сталефибробетона и его матрицы при кратковременном и длительном нагружении на основании указанных исследований был принят состав смеси, представленный в таблице 2.2. Там же указаны основные параметры данного состава.

Таблица 2.2 - Состав и свойства бетонной смеси для исследований свойств бетона

Основные компоненты смесей, кг/м ³				В/Ц	Объем АКМ, м ³ /м ³	РК см	Прочность бетона в 28 сут, МПа	
Цемент	МБ-50К	Заполнитель*	Вода				R	R _{tt}
900	360	870/430	200	0,22	0,82	75	145,0	13,8
* Перед чертой указана общая масса заполнителя, за чертой – содержание в нем фракций не более 0,63 мм								

2.4 Влияние дозировки фибры на процессы деформирования исследуемых бетонов при кратковременном нагружении

Вид стальной фибры и ее количество, введенное в матрицу, способно оказать на прочностные и деформационные характеристики бетона весьма существенное влияние. В задачи второго этапа исследований входило изучение физико-механических характеристик мелкозернистого бетона (МББ) и сталефибробетона (ВСФБ) с различной дозировкой выбранного типа стальной

фибры при различных видах нагружения - осевом сжатии, осевом растяжении и растяжении при изгибе.

С этой целью на втором этапе исследований были изготовлены четыре серии образцов. Для определения призмной прочности (R_b), модуля упругости при осевом сжатии (E_b) и прочности на растяжение при изгибе (R_{bt}) были изготовлены образцы-призмы размером 100×100×400 мм. Для определения прочности при осевом растяжении (R_{bt}) были изготовлены образцы-восьмерки сечением 70×70 мм. Каждый вид нагружения исследовался по трем образцам. Кубиковая прочность (R) в каждой серии определялась по 6 образцам-кубам с ребром 100 мм. Серия 1 изготавливалась без стальной фибры, а серии 2, 3, 4 армировались выбранным типом прямой латунированной стальной фибры.

По результатам первого этапа исследований был установлен оптимальный состав матрицы, представленный в первой строке таблицы 2.3. В серии 2, 3, 4 была введена стальная фибра в количестве, соответственно, 80 кг/м³, 120 кг/м³, 150 кг/м³, что соответствует 1%, 1,5%, 2% по массе (строки 2, 3, 4 таблицы 2.3). На основании определения физико-механических характеристик полученных составов определялся нижний «порог эффективности» выбранной фибры. Определение этого параметра важно с экономической точки зрения, поскольку процент содержания фибры играет существенную роль в стоимости получаемого сталефибробетона.

Таблица 2.3 - Содержание компонентов в исследуемых составах

№ серии	Основные компоненты смесей, кг/м ³				
	Цемент	МБЗ-50К	Песок с $M_{кр} = 2,5$	Фибра	Вода
1	900	360	860	0	190
2	900	360	860	80	190
3	900	360	860	120	190
4	900	360	860	150	190

Следует отметить, что ранее были выполнены исследования сталефибробетона с повышенным содержанием фибры 180 кг/м^3 [33, 107]. В них было показано, что такое содержание является некоторым верхним «порогом эффективности», при котором достигаются лучшие показатели по подвижности смесей и прочности сталефибробетона. Повышение указанных дозировок приводит к снижению подвижности смесей и не способствует приросту прочности.

Методика и результаты проведенных исследований влияния дозировки фибры на характеристики бетонов при кратковременном нагружении изложены в [78].

2.4.1 Методика исследований влияния дозировки фибры на характеристики исследуемых бетонов при кратковременном нагружении

Испытания проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 10180-2012 и ГОСТ 24452-80 [4]. Все образцы после распалубки выдерживались в камере нормального твердения в течение 2-х месяцев, после чего подготавливались к испытаниям. Был произведен обмер и взвешивание образцов. Затем к ним приклеивались при испытании на сжатие маяки для измерения продольных и поперечных деформаций, а при испытаниях на растяжение при изгибе – маяки для установки приборов при измерении деформаций по нижней растянутой грани образца.

Для измерения деформаций использовались индикаторы часового типа с ценой деления $0,001 \text{ мм}$, устанавливаемые в съемные рамки. Для измерения деформаций при осевом сжатии и осевом растяжении использовались четыре индикатора, по количеству граней образца. При испытаниях на центральное сжатие дополнительно устанавливались индикаторы для определения поперечных деформаций.

Осевое растяжение является наиболее сложным видом испытаний для высокопрочных бетонов. Сложность заключается в возможности захвата образца устройством, связанным с испытательной машиной, и центровки его по физической оси. Без регистрации деформаций по граням образца можно получить неоднородное поле напряжений, что приведет к преждевременному разрушению образца. В описываемых экспериментах захват образца-восьмерки за гантели осуществлялся с помощью самозажимного устройства, которое закреплялось через шарнир Гука в испытательной машине. Центрирование осуществлялось в соответствии с показаниями индикаторов по граням.

На рисунке 2.1 изображена схема установки индикаторов при испытании на сжатие. На рисунке 2.2 показаны образцы в момент испытания на осевое растяжение, на рисунке 2.3 - при растяжении с изгибом.

Нагружение образцов осуществлялось ступенями. При испытании на сжатие выдержка на ступени составляла 5 минут, а при испытаниях на растяжение и растяжение при изгибе – 2 минуты ввиду отсутствия пластических деформаций при данных видах нагружения. Замер деформаций при испытаниях на сжатие производился до уровня нагрузки $(0,8...0,9)R_b$, после чего приборы снимались, во избежание их повреждения из-за высокой хрупкости бетона. По полученным данным были построены диаграммы деформирования образцов при сжатии, растяжении и растяжении при изгибе.

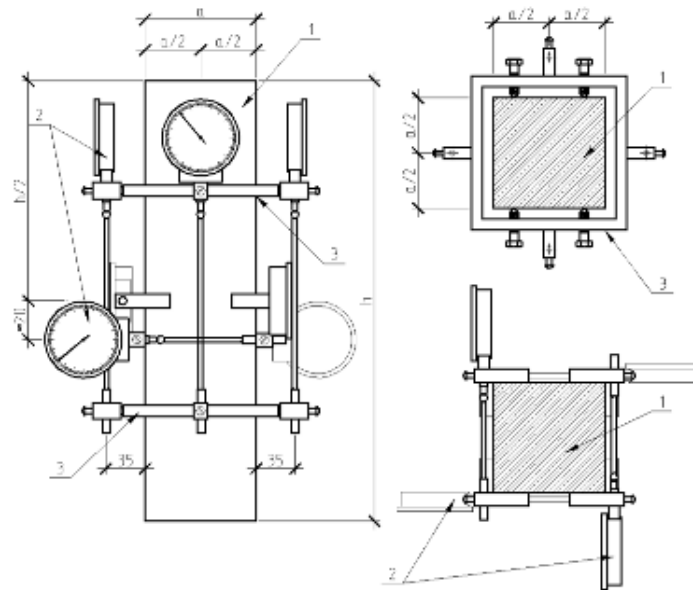


Рисунок 2.1 - Схема крепления измерительных приборов при испытании бетонного образца на сжатие (1 – бетонный образец; 2 – измерительный прибор (МИГ-0,001); 3 – рамка для крепления измерительного прибора)



Рисунок 2.2 - Испытание бетонного образца на осевое растяжение [78]



Рисунок 2.3 - Испытание бетонного образца на растяжение при изгибе [78]

2.4.2 Анализ результатов исследований влияния дозировки фибры на характеристики бетона при кратковременном нагружении

Результаты исследований влияния дозировки фибры на характеристики МВБ и ВСФБ при различных режимах кратковременного нагружения представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 - Результаты исследований влияния дозировки фибры на характеристики МВБ и ВСФБ по данным [78]

№ серии	Содержание фибры		γ , кг/м ³	Осевое сжатие						Осевое растяжение		Растяжение при изгибе	
	(кг/м ³)	%		R , МПа	R_b , МПа	$K_b = \frac{R_b}{R}$	$\hat{\varepsilon}_b \times 10^5$	$E_b \times 10^{-3}$, МПа	μ_b	R_{bt} , МПа $(\sigma_{bt\ cr}$, МПа)	$\hat{\varepsilon}_{bt} \times 10^5$ $(\varepsilon_{bt\ cr} \times 10^5)$	R_{btf} , МПа, $\sigma_{btf(0,2)}^*$, МПа $(\sigma_{btf\ cr}$, МПа)	$\hat{\varepsilon}_{btf\ cr} \times 10^5$ $(\varepsilon_{btf\ cr} \times 10^5)$
1	0	0	2210	127,3	108,9	0,855	315	43,5	0,301	4,57 (4,57)	11,91 (11,91)	8,75 (8,75)	24,5 (24,5)
2	80	1,0	2171	119,8	86,3	0,720	315	37,0	0,277	3,77 (3,77)	13,70 (13,70)	9,1 (8,7)	39,8 (29,63)
3	120	1,5	2302	132,0	115,4	0,874	354,7	44,4	0,278	4,80 (4,80)	13,34 (13,34)	16,52 14,4* (9,0)	31,1 (26,16)
4	150	2,0	2306	132,6	114,4	0,863	354,7	44,0	0,273	5,98 (5,33)	43,97 (15,89)	17,40 15,2* (9,6)	38,4 (29,83)

Примечание: значения R_{btf} , равные 14,4* и 15,2*, соответствуют ширине раскрытия трещин 0,2 мм.

Анализ влияния фибрового армирования на кубиковую и призмную прочность сталефибробетона (таблица 2.4) говорит о том, что существенного увеличения прочности при сжатии по сравнению с неармированным бетоном не наблюдается. Коэффициент призмной прочности k_b варьируется в пределах 0,855...0,874. Что касается деформационных характеристик, можно отметить незначительное повышение модуля упругости E_b и снижение коэффициента поперечной деформации μ_b по мере увеличения процента содержания фибры. Однако, введение фибрового армирования существенно сказывается на характере разрушения при сжатии. Образцы неармированного бетона разрушаются мгновенно и взрывообразно, а разрушение образцов бетона с фибровым армированием происходит плавно с постепенным растрескиванием.

Необходимо отметить выброс из логической закономерности серии №2 с 1% армирования. Для данной серии, кроме пониженной плотности, наблюдается существенное снижение призмной прочности и модуля упругости.

Анализируя влияние процента армирования на прочность при центральном растяжении (рисунок 2.4), деформации, соответствующие началу трещинообразования, а также диаграммы $\sigma - \epsilon_b$ при центральном растяжении (рисунок 2.5, таблица 2.4), следует отметить, что с увеличением количества введенной стальной фибры, начиная с 1,5% по массе, происходит ее активное влияние на деформативность и прочность бетона при осевом растяжении. В случае 1% армирования фиброй происходит хрупкое разрушение. При увеличении дозировки фибры повышается трещиностойкость, а после образования трещин существенно изменяется процесс разрушения, становясь более плавным по сравнению с 1% армированием. Фибра принимает на себя нагрузку и начинает вытягиваться из матрицы. Таким образом, 1% армирования является промежуточным значением, когда фибра только начинает влиять на характер разрушения и деформирования. Увеличение содержания фибры более 2% должно увеличивать прочность и деформации растяжения ВСФБ, соответствующие моменту образования трещин.

Из рисунка 2.4 и таблицы 2.4 можно сделать вывод, что введение стальной фибры оказывает больший эффект на несущую способность в случае растяжения при изгибе, чем при осевом растяжении. Временное сопротивление растяжению при изгибе растет по мере увеличения процента армирования, существенное увеличение начинается с 1,5% армирования.

Следует отметить ряд особенностей диаграмм деформирования в случае растяжения при изгибе (рисунок 2.6, таблица 2.4). При том, что момент образования трещин матрицы и дисперсно-армированного бетона по данным эксперимента незначительно отличается, ширина раскрытия трещин в фибробетоне меньше. В таблице 2.4 указаны деформации $\varepsilon_{bt(cr)}$ и $\varepsilon_{btf(cr)}$, возникающие в момент начала трещинообразования. Там же приведены напряжения $\sigma_{bt(0.2)}$, $\sigma_{btf(0.2)}$, соответствующие раскрытию трещин 0,2 мм.

Сравнивая характер разрушения образцов, испытанных на растяжение при изгибе, можно отметить тот факт, что разрушение образцов матрицы и сталефибробетона с 1% армирования происходит хрупко, и зарегистрировать деформацию после образования трещин затруднительно, а при 1,5 и 2,0% наблюдается постепенный рост раскрытия трещин, достигающий около 0,5 мм при потере несущей способности.

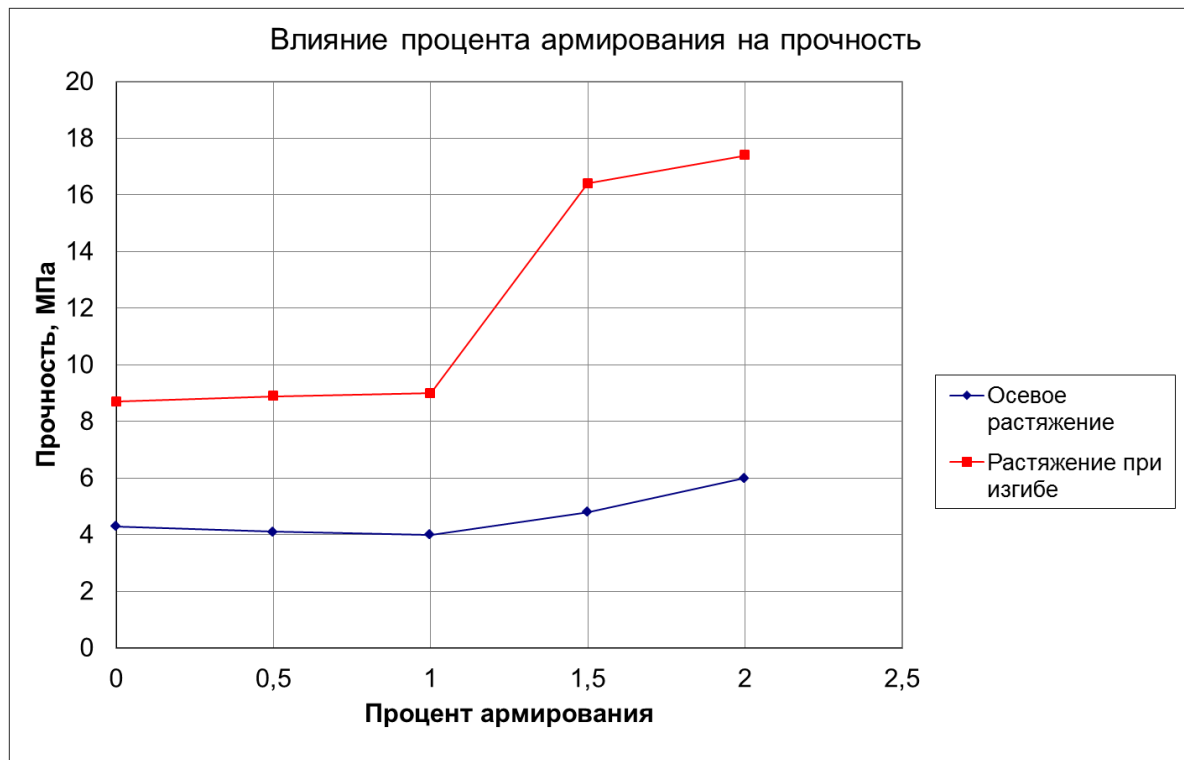


Рисунок 2.4 - Влияние процента армирования на прочность при осевом растяжении и растяжении при изгибе по данным [78]

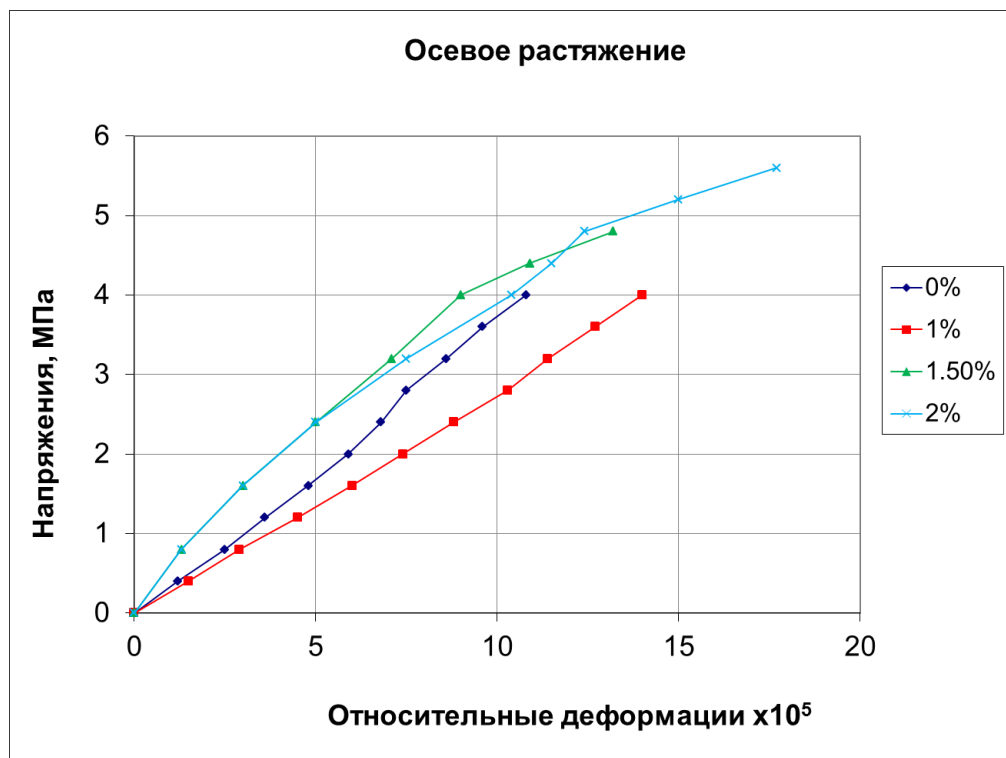


Рисунок 2.5 - Диаграмма деформирования при осевом растяжении по данным [78]

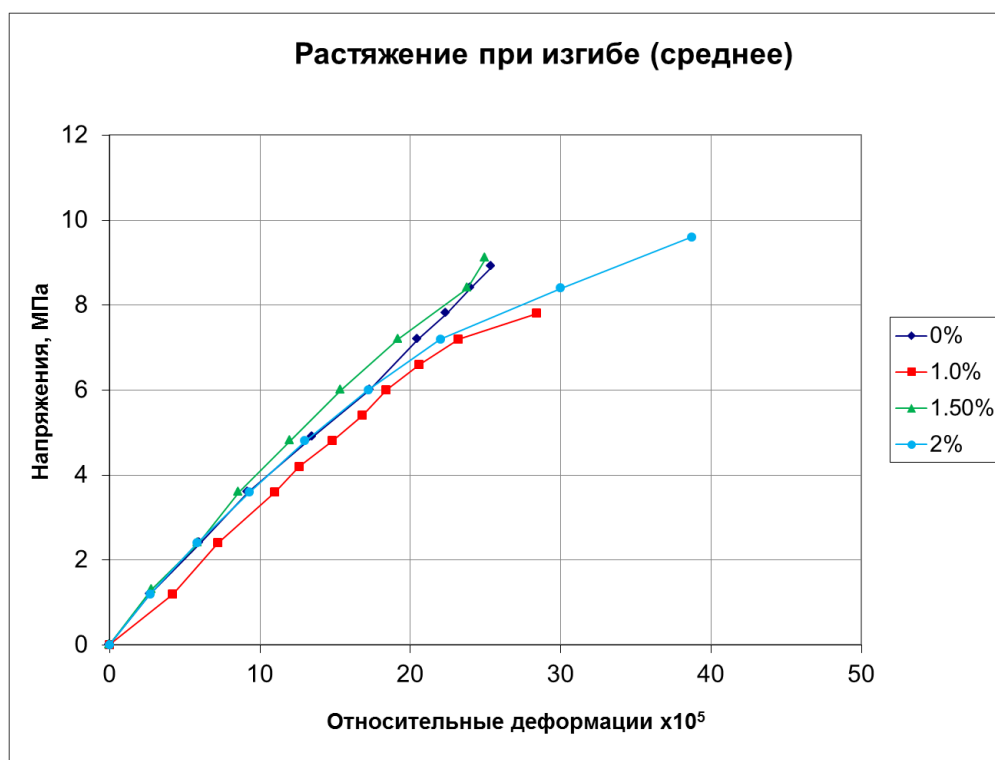


Рисунок 2.6 - Диаграмма деформирования $\sigma_{tf} - \varepsilon_{tf}$ в случае растяжения при изгибе по данным [78]

Согласно СП 63.13330.2018 [13], для высокопрочных бетонов классов по прочности на сжатие выше В60 вводится понижающий коэффициент условий работы $\gamma_{b,br} = (360 - B) / 300$ к расчетным сопротивлениям осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} . Для исследуемого класса бетона В120 данный коэффициент должен составлять 0,86.

С учетом пластического характера разрушения ВСФБ, необходимость введения указанного коэффициента при расчете на сжатие отпадает. Благодаря этому, принимая во внимание некоторое увеличение призмочной прочности при введении фибрового армирования, расчетные значения прочности на сжатие ВСФБ по сравнению с неармированным бетоном могут быть увеличены на 22%. При повышении класса бетона это увеличение будет еще более существенным.

Согласно таблице 2.4, при введении в состав фибры в количестве 120 кг/м³ – 150 кг/м³ прочность ВСФБ на растяжение увеличивается на 5 - 30% по сравнению с матрицей, при этом деформации в момент начала трещинообразования ε_{btr}

возрастают на 12% – 33%, что также снимает необходимость введения коэффициента $\gamma_{b,br}$ к расчетному сопротивлению на растяжение R_{bt} .

Следует обратить внимание на тот факт, что согласно данным таблицы 2.4 для образцов серий №1, №2, №3 прочность на растяжение R_{bt} и соответствующие предельные относительные деформации $\hat{\varepsilon}_{bt}$ совпадают со значениями прочности и относительных деформаций в начале трещинообразования, а для образца серии №4 (с содержанием 2% фибрового армирования) прочность на растяжение и соответствующие относительные деформации превышают аналогичные характеристики в момент образования трещин, т. е. процесс деформирования образца продолжается после появления трещин. В момент разрушения образцов данной серии ширина раскрытия трещин составила (0,038...0,047) мм.

Особого внимания заслуживают данные по сопоставлению прочности на растяжение при изгибе R_{btf} для сталефибробетона и его матрицы. Согласно данным таблицы 2.4, значения R_{btf} для ВСФБ увеличиваются по сравнению с аналогичными характеристиками для неармированного бетона на 89 – 99%. Такое увеличение связано с тем, что после образования первых трещин в растянутой зоне неармированного бетона происходит разрушение образца, в то время как образец ВСФБ продолжает деформироваться и воспринимать более высокую нагрузку с последующим значительным раскрытием трещин. В таблице 2.4 в скобках в графе данных R_{btf} для ВСФБ представлены значения напряжений ($\sigma_{tf,cr}$), соответствующие моменту трещинообразования, а для серий №3 и №4 приведены также напряжения $\sigma_{btf(0,2)}^*$, соответствующие ширине раскрытия трещин 0,2 мм (значения 14,4 МПа и 15,2 МПа). При этом разрушение образца происходит при более высоких значениях ширины раскрытия трещин. Для серии №4 это значение составило 0,5 мм. В графе деформаций для образцов ВСФБ представлены максимальные относительные деформации $\hat{\varepsilon}_{btf}$, соответствующие исчерпанию прочности, а также относительные деформации $\varepsilon_{btf,cr}$, соответствующие началу

образования трещин. При этом деформации $\hat{\varepsilon}_{btf}$ сопоставимы по значению с предельными деформациями ВСФБ при сжатии.

Указанные особенности деформирования дисперсно-армированного бетона дают существенное преимущество при проектировании изгибаемых элементов по сравнению с армированием стержневой арматурой.

Из вышесказанного можно сделать вывод, что введение стальной фибры в количестве 1,5% соответствует минимальному «порогу эффективности», при котором в значительной степени начинают проявляться положительные свойства дисперсного армирования. Таким образом, для исследуемой фибры минимальное рациональное содержание составляет 1,5% по массе (120 кг/м³).

2.5 Исследование физико-механических и реологических свойств исследуемых бетонов при рациональном содержании фибры

На третьем этапе исследований проводилось изучение физико-механических и реологических свойств ВСФБ, армированного минимальным эффективным количеством стальной фибры 1,5% по массе, установленным по результатам второго этапа исследований. Наряду с испытаниями ВСФБ проводились аналогичные опыты с матрицей для сравнения работы армированного и неармированного бетона.

Методика и результаты кратковременных испытаний исследуемых бетонов на сжатие с построением диаграмм деформирования вплоть до разрушения описаны в [129].

Методика и результаты длительных испытаний исследуемых бетонов с определением реологических характеристик описаны в [78, 79, 110, 128, 176].

2.5.1 Методика кратковременных испытаний исследуемых бетонов на сжатие с получением диаграмм деформирования

Определение предельных относительных деформаций в вершине диаграммы деформирования, соответствующих исчерпанию прочности, вызывает ряд затруднений. В нормативной базе отсутствует единая методика определения данных параметров. Как правило, при стандартном испытании с применением индикаторов часового типа нагрузку доводят до значения $(0,7...0,9)R_b$, а затем датчики снимаются во избежание их повреждения при разрушении образца. Определение предельных деформаций проводится путем экстраполяции, в результате чего полученные значения могут существенно отличаться от реальных значений. Регистрации деформаций с помощью тензорезисторов позволяет приблизиться к предельному состоянию ближе, но и здесь вследствие быстрых деструктивных процессов корректно зарегистрировать предельные деформации затруднительно.

Описываемые эксперименты для получения полных диаграмм деформирования при напряжениях вплоть до предела прочности на сжатие проводились по специальной методике [33, 34]. Для проведения испытаний было использовано устройство, состоящее из трубы и двух крышек (рисунок 2.7). Образец устанавливается внутрь устройства таким образом, чтобы между трубой и верхней крышкой оставался зазор, равный $0,3...0,5$ мм. На образец наклеивается четыре продольных и четыре поперечных тензорезистора, подключенных к регистратору. Труба, служащая датчиком силы, изготовлена из дюралюминия Д16Т, который обладает высоким пределом текучести ($\sigma_T = 320$ МПа) и низким модулем упругости ($E = 70000$ МПа), что обуславливает его чувствительность к деформации. Толщина трубы выбирается в зависимости от разрушающей нагрузки для испытываемого бетона таким образом, чтобы предел прочности образца на сжатие не превышал предела упругой работы трубы. На трубу также наклеивается четыре последовательно соединенных продольных тензорезистора, что позволяет регистрировать усилия независимо от центровки трубы. Перед

испытанием труба тарируется путем определения взаимосвязи между нагрузкой и изменением сопротивления тензорезисторов.

Методика испытания состоит в следующем. Нагружение осуществляется ступенями, равными 8 – 12 ступеням при стандартном испытании, с пятиминутной выдержкой. На начальной стадии испытания труба выключена из процесса благодаря наличию зазора, что позволяет получить физико-механические характеристики бетона. После соприкосновения крышки с трубой нагрузка распределяется между бетоном образца и металлом трубы. При приближении к пределу прочности на сжатие бетона труба начинает воспринимать основную часть нагрузки и гасит энергию разрушения.



Рисунок 2.7 - Устройство для определения предельных деформаций МВБ и ВСФБ при сжатии [34]

Методика обработки результатов эксперимента состоит в следующем. После исчезновения зазора между верхней крышкой и трубой часть общей нагрузки передается на трубу. Для определения нагрузки, действующей на образец, из общего значения нагрузки в соответствии с полученной тарировочной зависимостью вычитается нагрузка, передающаяся на трубу. Затем, с учетом площади поперечного сечения образца, по полученному значению нагрузки определяется соответствующее напряжение.

2.5.2 Методика длительных испытаний исследуемых бетонов при рациональном содержании фибры

Исследование влияния стальной фибры на характеристики ползучести и усадки исследуемых бетонов проводилось по двум сериям образцов-призм с размерами 70×70×280 мм. Первая серия представляла собой неармированную матрицу, а во вторую серию вводился выбранный тип стальной фибры в количестве 1,5% по массе в соответствии с результатами второго этапа исследований. При проведении испытаний учитывались требования ГОСТ 24544-2020 [5].

Распалубка образцов производилась через двое суток, после чего они помещались в камеру нормального твердения. Программа испытаний предусматривала загрузку образцов обеих серий в возрасте 7, 28 и 100 суток. Перед осуществлением нагружения образцы соответствующего возраста извлекались из камеры нормального твердения, производились их обмер и взвешивание для определения плотности бетона. К торцам образцов приклеивались стальные пластины толщиной 30...35 мм, на боковые поверхности прикреплялись маяки для измерения поперечных деформаций. Для поддержания температурно-влажностного режима бетона образцы изолировались двумя слоями парафина. Для установки приборов измерения продольных деформаций использовались съемные рамки. Измерение продольных и поперечных деформаций производилось при помощи индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 и 0,001 мм.

Перед длительным нагружением проводились кратковременные испытания образцов каждой серии для данного возраста, в результате которых определялась призмная прочность и другие физико-механические характеристики бетона.

По значениям полученной средней призмной прочности были определены величины нагрузок для длительных испытаний соответственно уровням $0,3R_b$, $0,6R_b$ и $0,8R_b$. Для поддержания проектного усилия в течение длительного

времени были закачаны воздушно-масляные баллоны. Нагружение осуществлялось 200-тонными домкратами. Контроль уровня нагрузки осуществлялся при помощи манометров.

Деформации усадки измерялись на двух образцах без нагрузки, находившихся рядом с загруженными образцами. В помещении, где проводились испытания, поддерживались постоянными температура и влажность, данные параметры контролировались при помощи психрометра.

Длительное нагружение производилось в течение 180 суток, затем образцы разгружались и измерялись деформации последствия в течение 60 суток.

На рисунках 2. 8 - 2.10 показаны испытания образцов из СВФБ при уровнях напряжений $0,3R_b$, $0,6R_b$ и $0,8R_b$ в установках для замера деформаций ползучести, а на рисунке 2.11 показаны аналогичные образцы при замере деформаций усадки.



Рисунок 2.8 - Определение деформаций ползучести ВСФБ при уровне напряжений $0,3R_b$

[78]



Рисунок 2.9 - Определение деформаций ползучести ВСФБ при уровне напряжений $0,6R_b$
[78]



Рисунок 2.10 - Определение деформаций ползучести ВСФБ при уровне напряжений $0,8R_b$
[78]



Рисунок 2.11 - Определение деформаций усадки ВСФБ [78]

2.5.3 Анализ результатов кратковременных испытаний исследуемых бетонов на сжатие

Результаты испытаний для построения полных диаграмм деформирования МВБ и ВСФБ при рациональном содержании фибры по методике [34] представлены в таблице 2.5. Вид полных диаграмм $\sigma-\varepsilon$ для продольных и поперечных деформаций приведен на рисунке 2.12.

Таблица 2.5 - Результаты испытаний МВБ и ВСФБ с получением полных диаграмм деформирования при сжатии по данным [129]

МВБ													
Продольные	σ , МПа	10,7	21,4	32,1	42,8	53,5	64,2	74,9	85,6	90,95	96,30	101,65	107,0
	$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
	$\varepsilon_{b1} \times 10^5$	28	56	83	110	140	171	202	235	252	271	288	308
Поперечные	σ , МПа	10,7	21,4	32,1	42,8	53,5	64,2	74,4	85,6	90,95	96,30	101,65	107
	$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
	$\varepsilon_{b2} \times 10^5$	7	14	21	28	35	44	54	97	73	82	95	120
ВСФБ													
Продольные	σ , МПа	12,19	24,4	36,6	48,8	60,0	73,1	85,3	97,5	103,6	109,7	115,8	121,9
	$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
	$\varepsilon_{b1} \times 10^5$	30	60	90	122	154	187	221	258	276	299	326	352
Поперечные	σ , МПа	12,19	24,4	36,6	48,8	60,0	73,1	85,3	97,5	103,6	109,7	115,8	121,9
	$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
	$\varepsilon_{b2} \times 10^5$	7	15	23	30	39	50	60	71	79	90	102	140

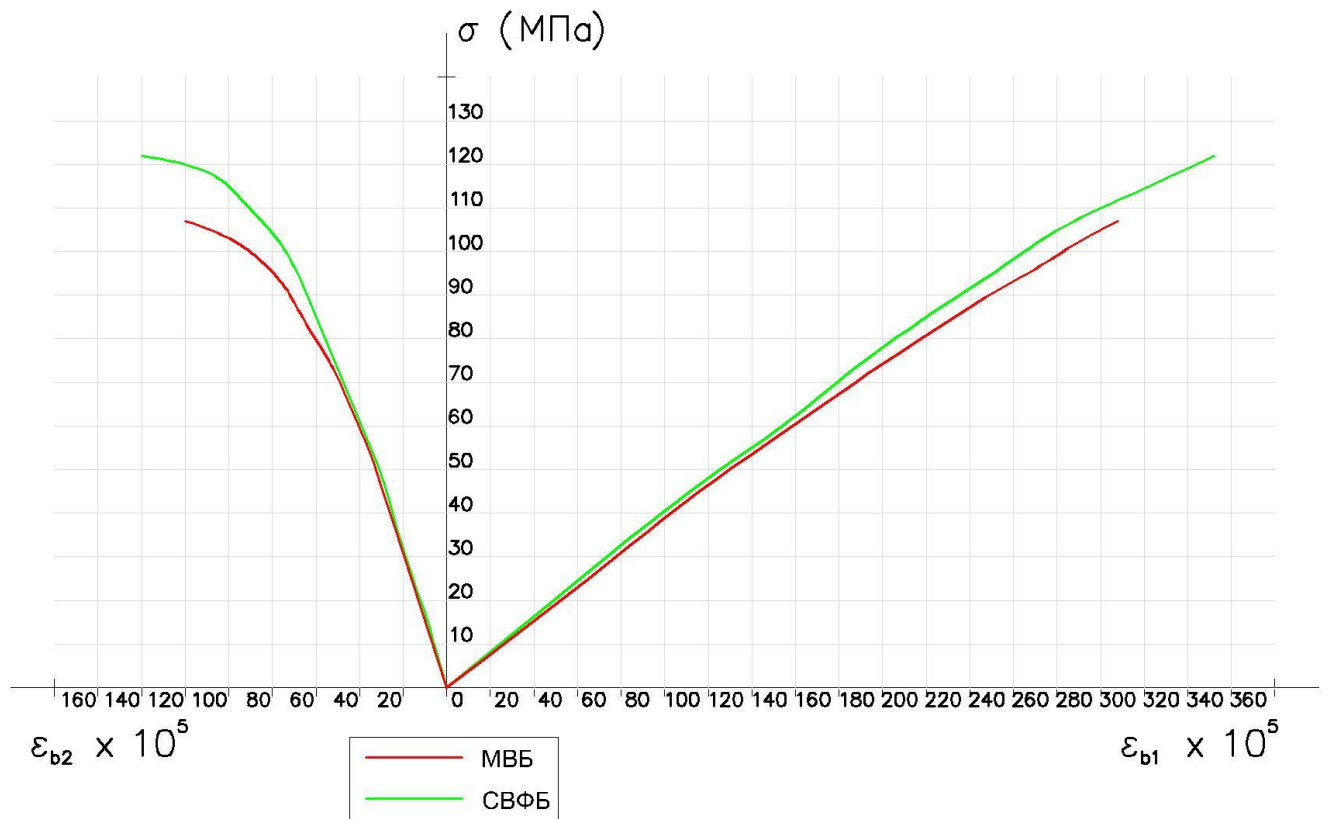


Рисунок 2.12 - Диаграммы деформирования ВСФБ и МВБ [129]

Сопоставление диаграмм деформирования МВБ и ВСФБ при сжатии (рисунок 2.12, таблица 2.5), а также анализ характера изменения приращений модуля деформаций (ΔE_b), коэффициента поперечной деформации ($\Delta \mu_b$) и суммы объемных деформаций ($\sum \Delta Q$) на ступенях нагружения (таблицы 2.6 – 2.8, рисунки 2.13 – 2.15) свидетельствует о том, что введение стальной фибры в состав бетона способствует сдерживанию деформаций при нагружении. На начальном этапе нагружения данный эффект незначителен, но при высоких уровнях нагрузки его влияние сказывается весьма существенно, в особенности на поперечных деформациях. Возникает так называемый «эффект обоймы», при котором по мере возрастания поперечных деформаций фибровое армирование начинает воспринимать часть нагрузки, передаваемой на бетонную матрицу, за счет чего происходит снижение предельных поперечных деформаций, повышение верхней границы трещинообразования и сдерживание процесса разрушения образца. Надо полагать, что влияние данного эффекта будет проявляться более активно при снижении класса бетонной матрицы и увеличении содержания фибрового армирования.

Таблица 2.6 - Изменение приращений модуля деформации на ступенях нагружения по данным [129]

$\Delta E_b \text{ МПа} \times 10^{-3}$												
$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
МВБ	41,5	41,5	41,5	41,0	39,5	38	36	33	31	29	26,5	24
ВСФБ	42,5	42,5	42,5	42,5	41	39,5	35,5	33	31	28	25	18

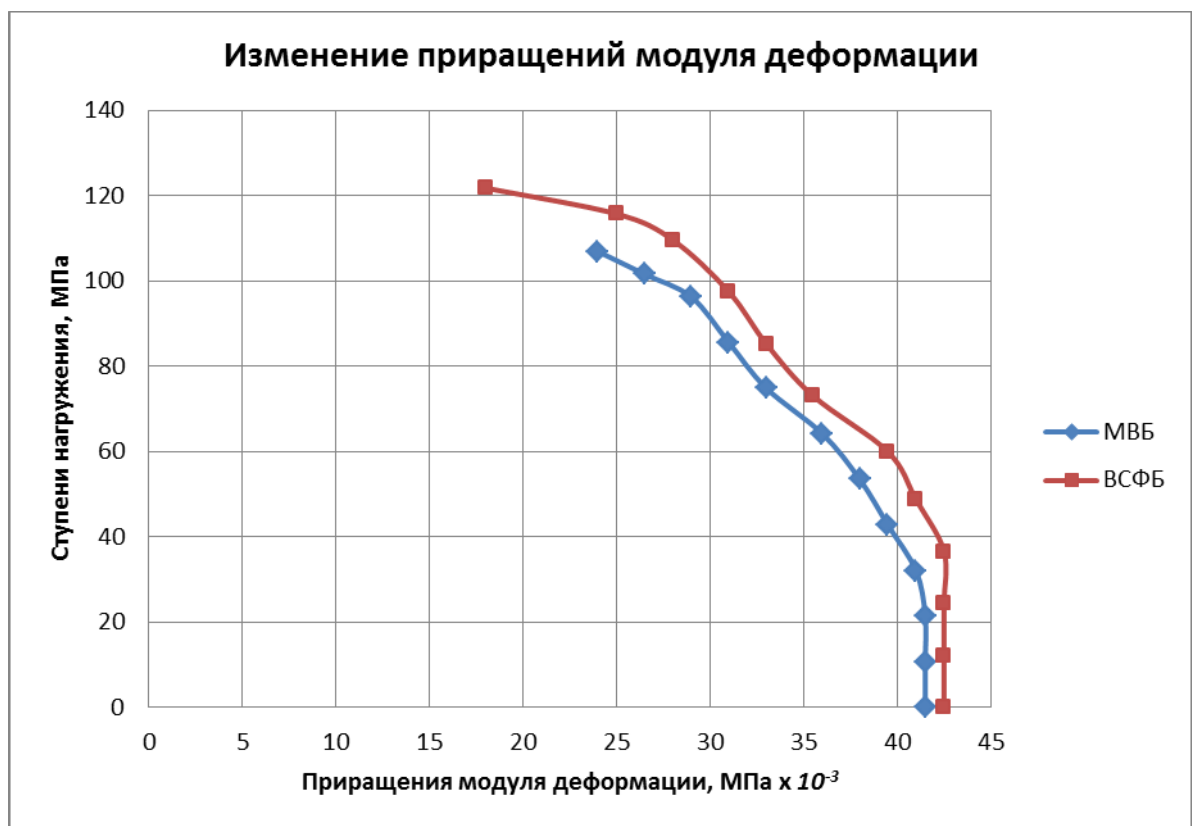


Рисунок 2.13 - Характер изменения приращений модуля деформаций $\Delta E_b \text{ МПа} \times 10^{-3}$ ($\Delta E_b = \Delta \sigma_b / \Delta \varepsilon_{b1}$, где $\Delta \sigma_b$, $\Delta \varepsilon_{b1}$ - приращения, соответственно, напряжений и продольных деформаций на ступенях нагружения) по данным [129]

Таблица 2.7 - Изменение коэффициента поперечных деформаций на ступенях нагружения по данным [129]

$\Delta\mu_b$												
$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
МВБ	0,26	0,26	0,26	0,26	0,27	0,29	0,31	0,35	0,395	0,47	0,59	0,8
ВСФБ	0,26	0,26	0,26	0,26	0,27	0,28	0,3	0,33	0,37	0,43	0,51	0,7

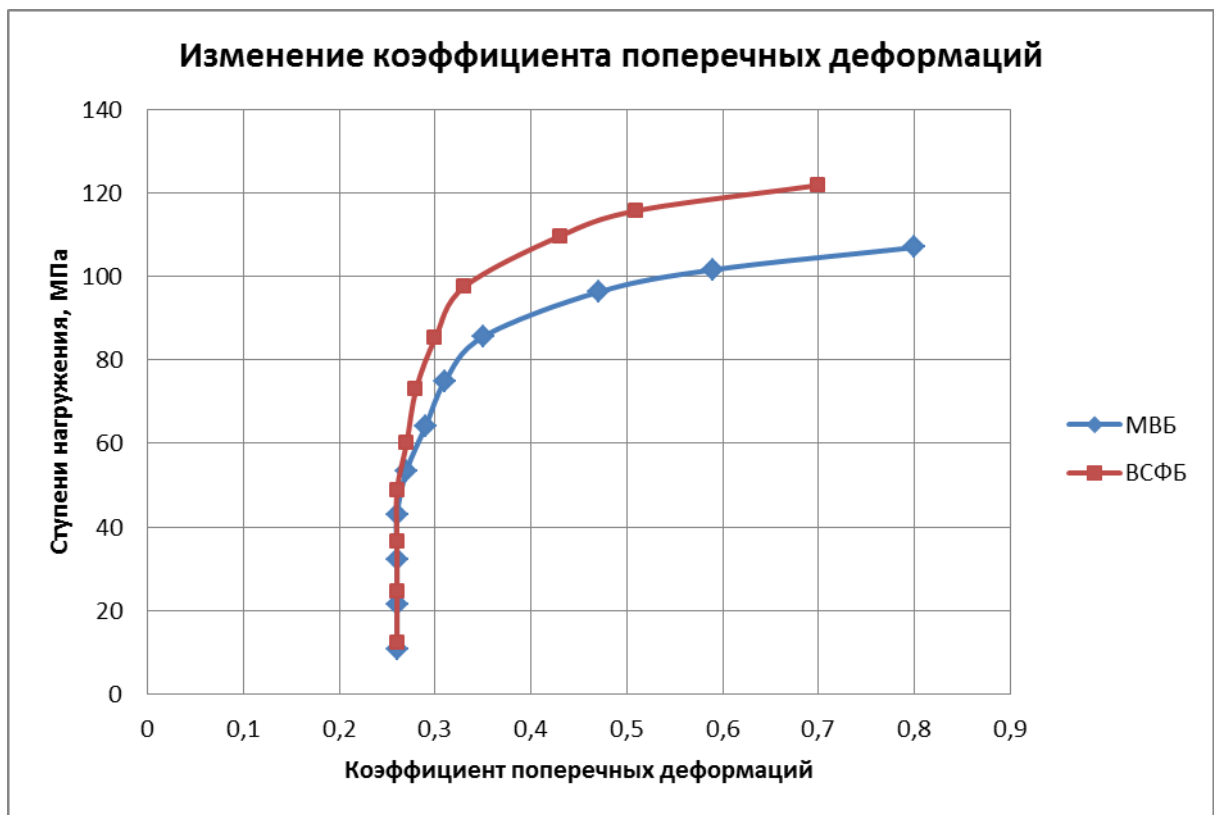


Рисунок 2.14 - Характер изменения коэффициента поперечных деформаций $\Delta\mu_b$ ($\Delta\mu_b = \Delta\varepsilon_{b2} / \Delta\varepsilon_{b1}$, где $\Delta\varepsilon_{b2}$, $\Delta\varepsilon_{b1}$ - приращения, соответственно, поперечных и продольных деформаций на ступенях нагружения) по данным [129]

Таблица 2.8 - Изменение объемных деформаций на ступенях нагружения по данным [129]

$\sum \Delta Q \times 10^5$												
$\frac{\sigma}{R_b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
МВБ	16	29	43	56	71	83	94	105	110	110	103	80
ВСФБ	15	32	47	60	77	93	105	115	119	121	114	100

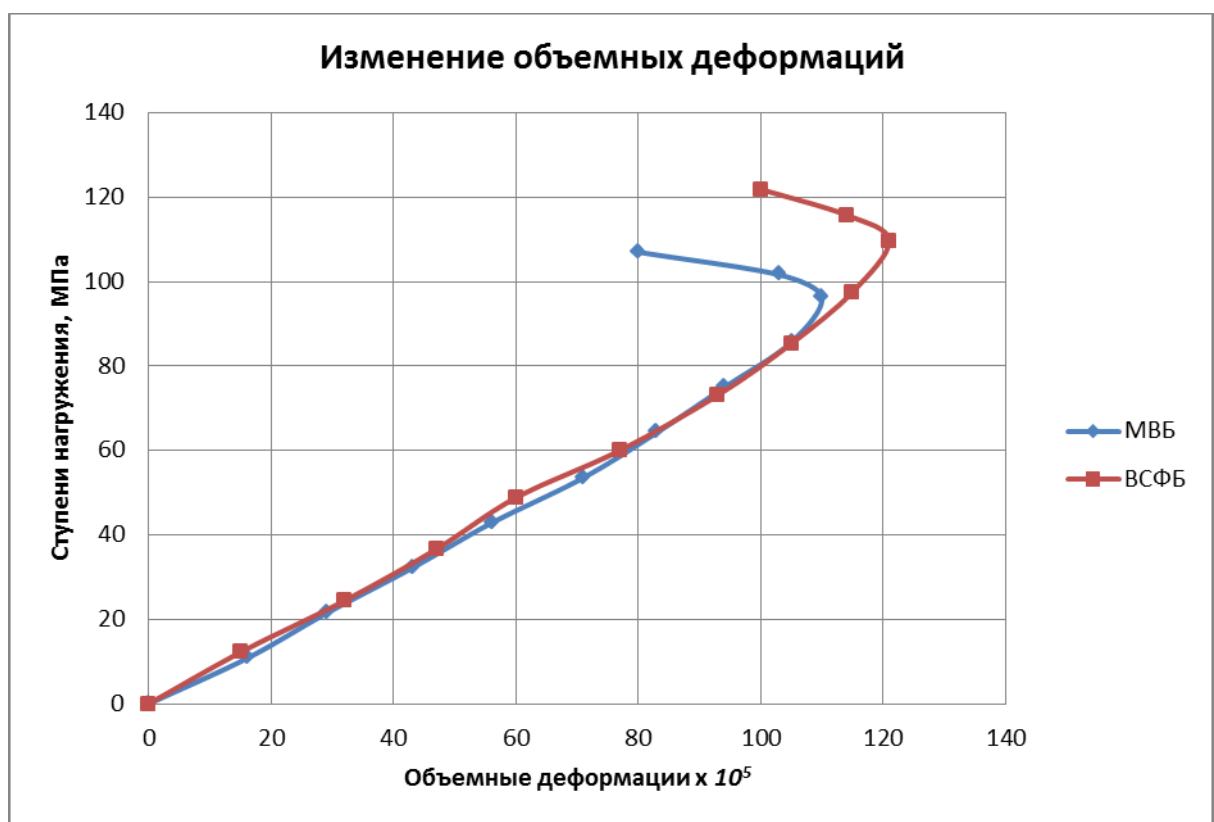


Рисунок 2.15 - Характер изменения объемных деформаций $\sum \Delta Q \times 10^5$ на ступенях нагружения по данным [129]

Методика, предложенная И.М. Безгодовым [34] по оценке полных диаграмм деформирования бетона, позволяет получить закон изменения деформаций от относительного уровня напряжений и тем самым рекомендовать вариант прогнозирования предельных деформаций для испытаний, проводимых в стандартных условиях, с замером деформаций до уровня $(0,7 \dots 0,9) R_b$. В описываемых экспериментах предельная относительная деформация от $0,7 R_b$ до

$1,0 R_b$ определялась в соответствии с методикой И.М. Безгодова [34] по зависимости вида

$$\hat{\varepsilon}_b = \frac{1,06\varepsilon_n}{\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)^{1,1}} \quad (2.1)$$

где ε_n – относительная деформация, соответствующая уровню $(0,7 \dots 0,9) R_b$.

В таблице 2.9 приводятся данные экспериментальных значений $\hat{\varepsilon}_b$ и значений $\hat{\varepsilon}_b$, полученных по формуле (2.1). Расхождение этих значений составляет 1,1% – 5,1%, что указывает на возможность применения формулы (2.1) при определении $\hat{\varepsilon}_b$ для построения диаграмм деформирования до уровней $(0,7 \dots 0,9) R_b$.

Таблица 2.9 - Сопоставление экспериментальных данных с результатами вычисления по формуле (2.1)

Вид бетона	$\hat{\varepsilon}_b \times 10^5$ по данным исследования полных диаграмм	$\hat{\varepsilon}_b \times 10^5$ по формуле 2.1	Расхождение
МВБ	315,0	318,8	+1,1
ВСФБ	354,7	336,8	-5,1

2.5.4 Анализ результатов длительных испытаний

Полученные физико-механические характеристики образцов мелкозернистого бетона и высокопрочного сталефибробетона при рациональном содержании фибры в зависимости от возраста загрузки приведены в таблице 2.10.

Таблица 2.10 - Физико-механические характеристики образцов для длительных испытаний по данным [78]

Возраст, сут.	Вид бетона	R_b , МПа	E_b МПа $\times 10^{-3}$	ν_b
7	МВБ	80,3	30,8	0,281
	СВФБ	87,2	37,5	0,276
28	МВБ	102,7	38,2	0,295
	СВФБ	111,5	43,1	0,299
100	МВБ	104,7	37,4	0,291
	СВФБ	117,3	44,3	0,285
240	МВБ	108,9	39,0	0,289
	СВФБ	122,8	44,0	0,290

На основании данных об относительных деформациях ползучести высокопрочного сталефибробетона при рациональном содержании фибры и его матрицы, полученных в результате проведенных экспериментальных исследований, были построены кривые изменения ползучести во времени для образцов при уровнях нагружения $0,3R_b$, $0,6R_b$ и $0,8R_b$.

Кривые относительных деформаций ползучести образцов МВБ во времени (до 180 суток), загруженных в возрасте 7, 28 и 100 суток, приведены соответственно на рисунках 2.16 - 2.18. Аналогичные кривые деформаций ползучести СВФБ приведены на рисунках 2.19 - 2.21.

Кривые деформаций усадки МВБ и СВФБ в зависимости от времени наблюдения показаны соответственно на рисунках 2.22 – 2.23.

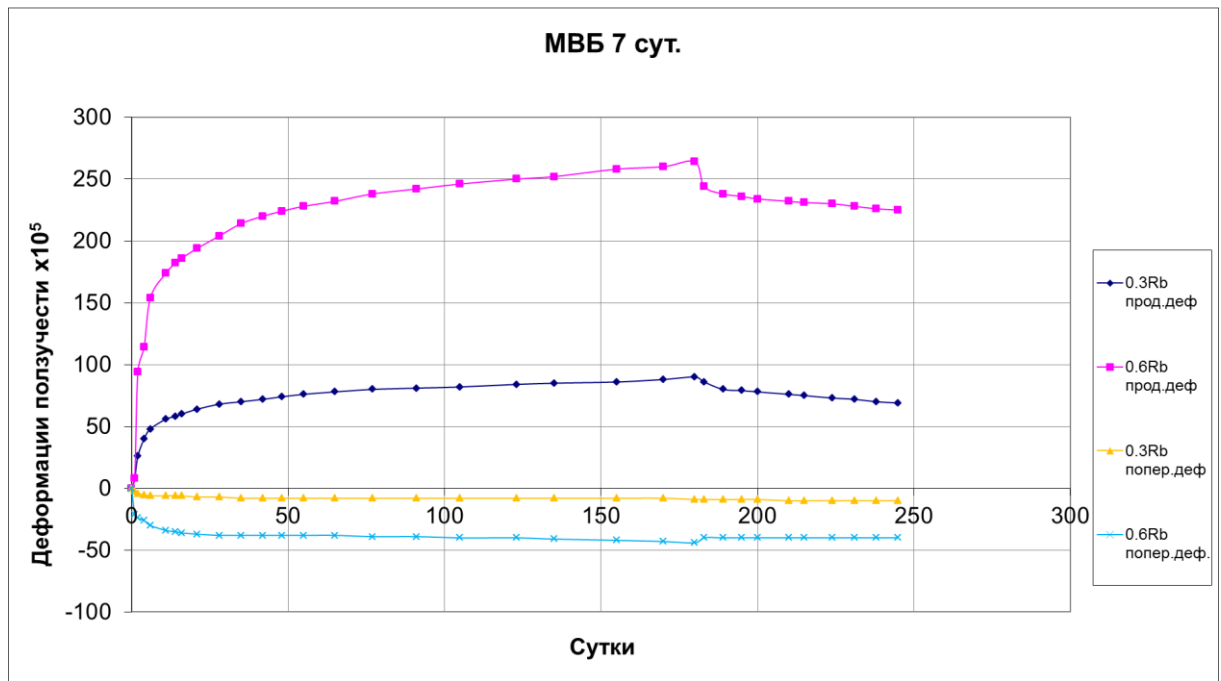


Рисунок 2.16 - Кривые относительных деформаций ползучести МВБ, нагруженного в возрасте 7 суток [78, 110]

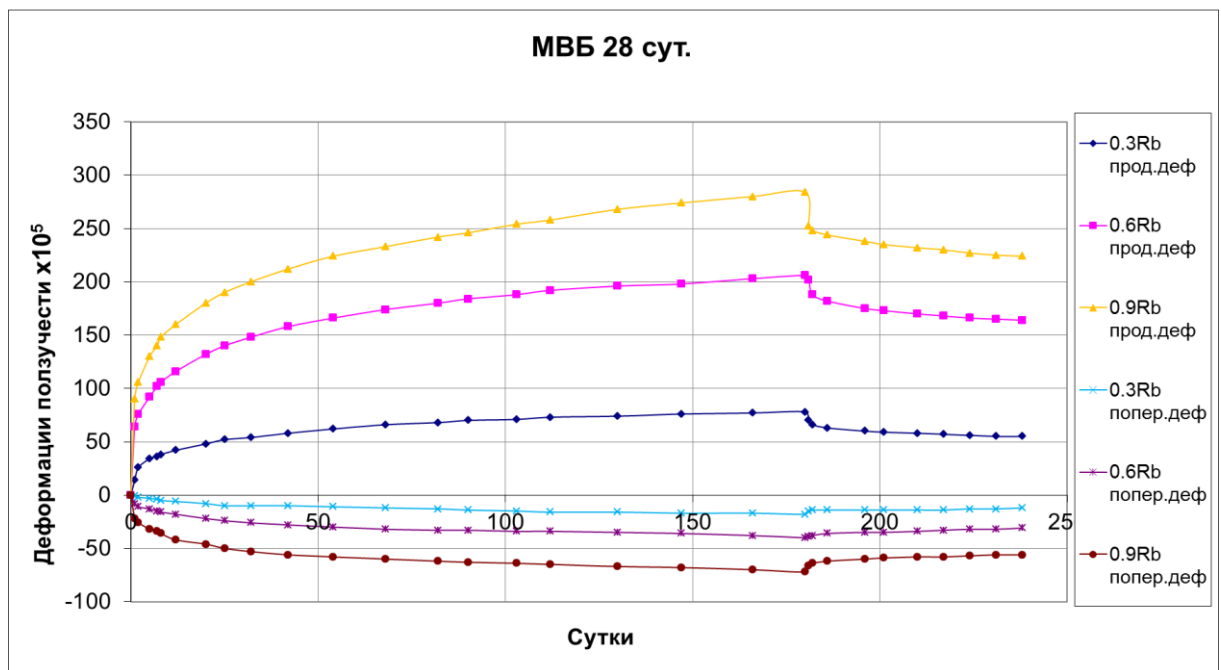


Рисунок 2.17 - Кривые относительных деформаций ползучести МВБ, нагруженного в возрасте 28 суток [78, 110]

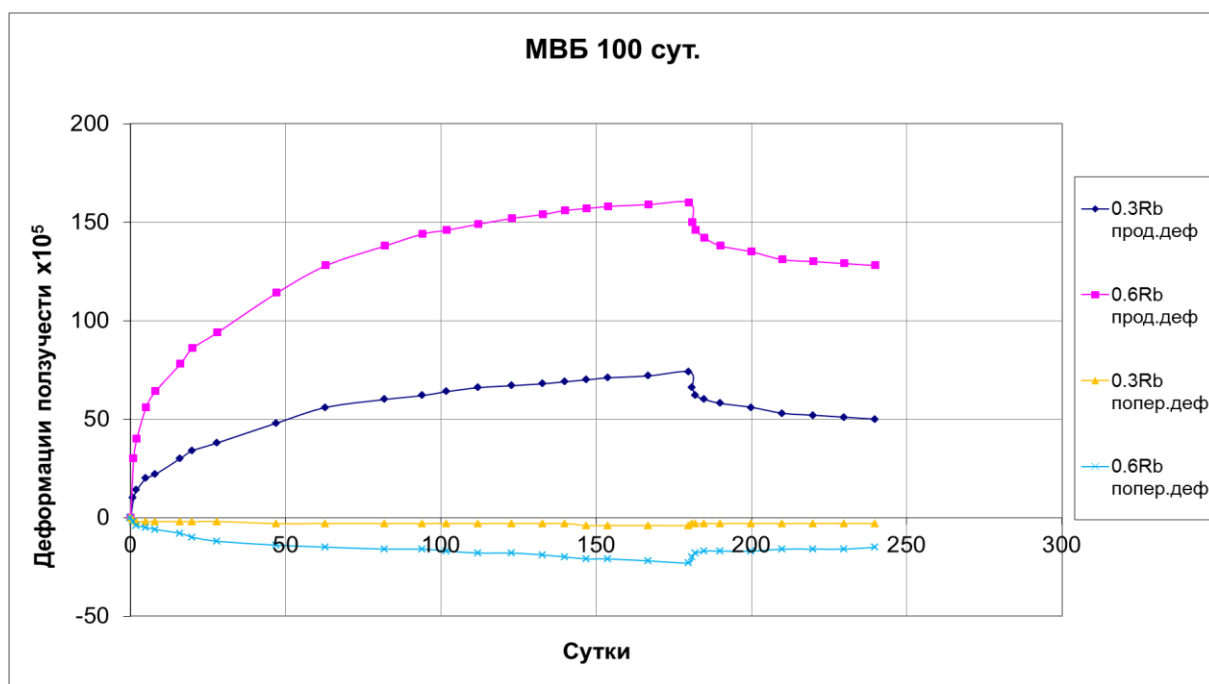


Рисунок 2.18 - Кривые относительных деформаций ползучести МВБ, загруженного в возрасте 100 суток [78, 110]

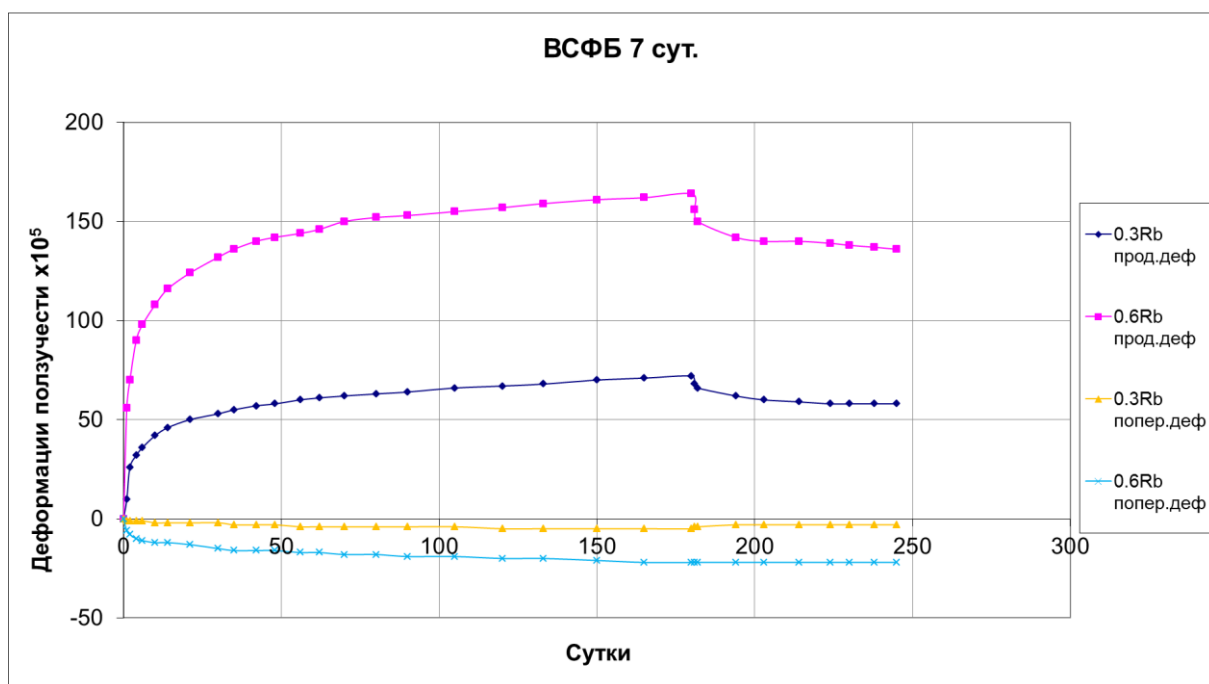


Рисунок 2.19 - Кривые относительных деформаций ползучести ВСФБ, загруженного в возрасте 7 суток [78, 110]

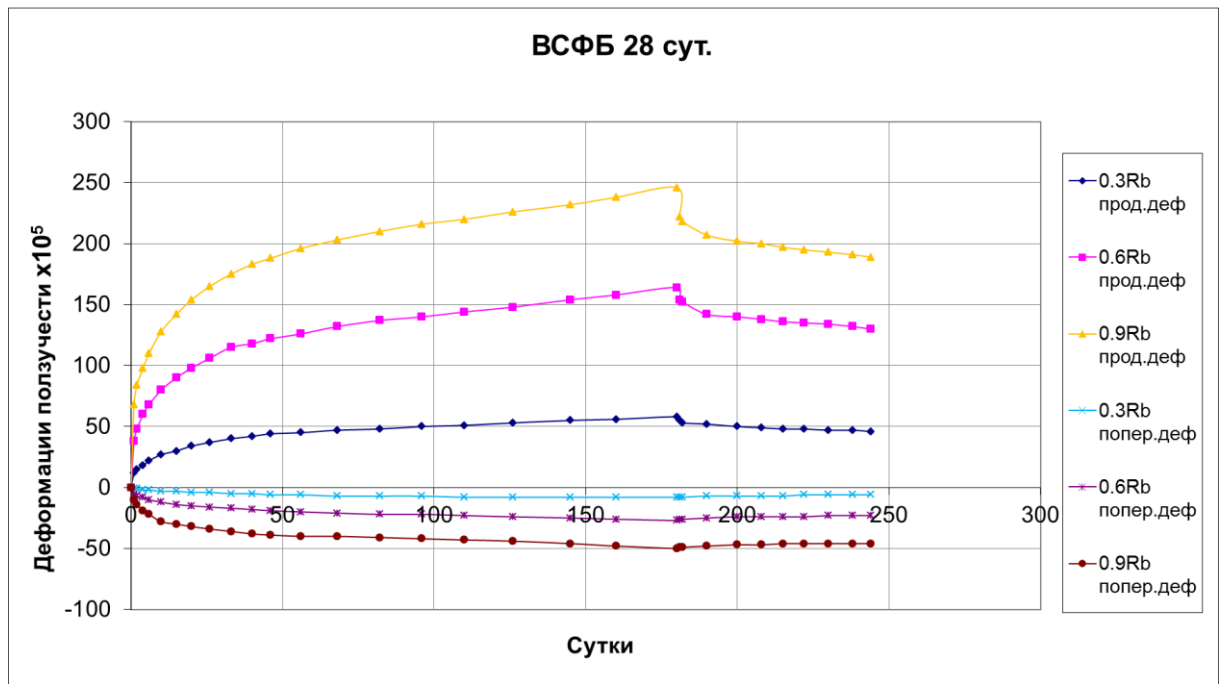


Рисунок 2.20 - Кривые относительных деформаций ползучести ВСФБ, загруженного в возрасте 28 суток [78, 110]

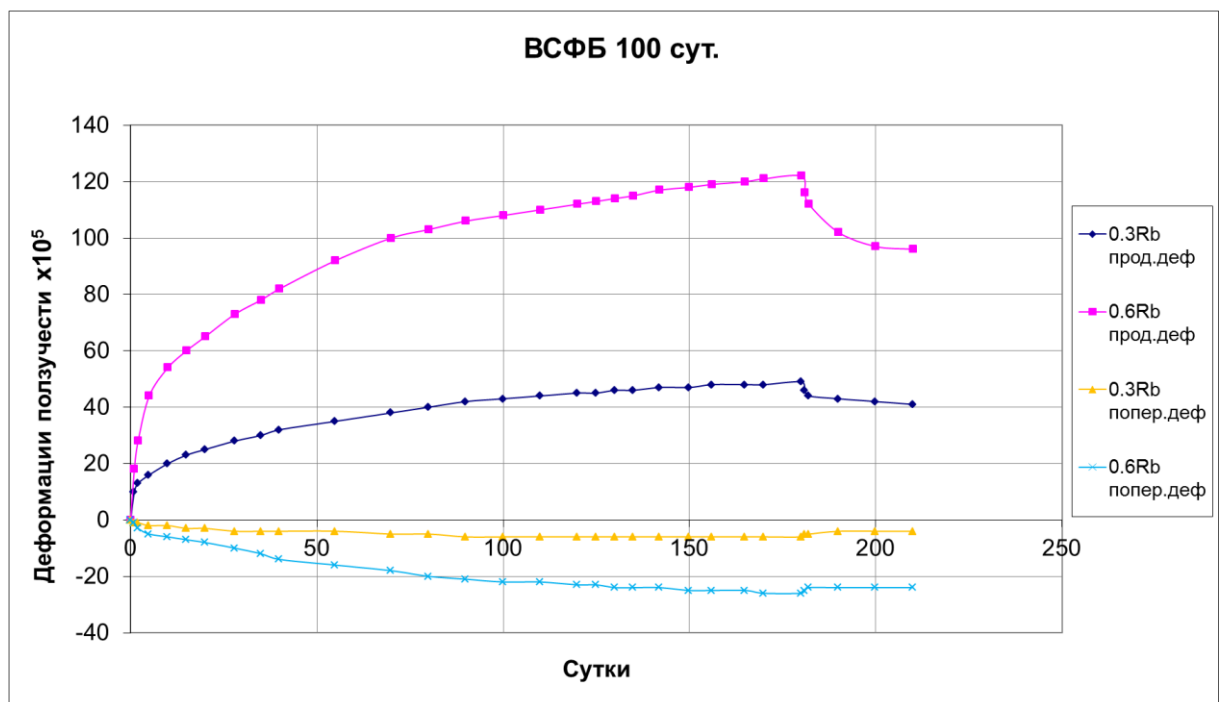


Рисунок 2.21 - Кривые относительных деформаций ползучести ВСФБ, загруженного в возрасте 100 суток [78, 110]

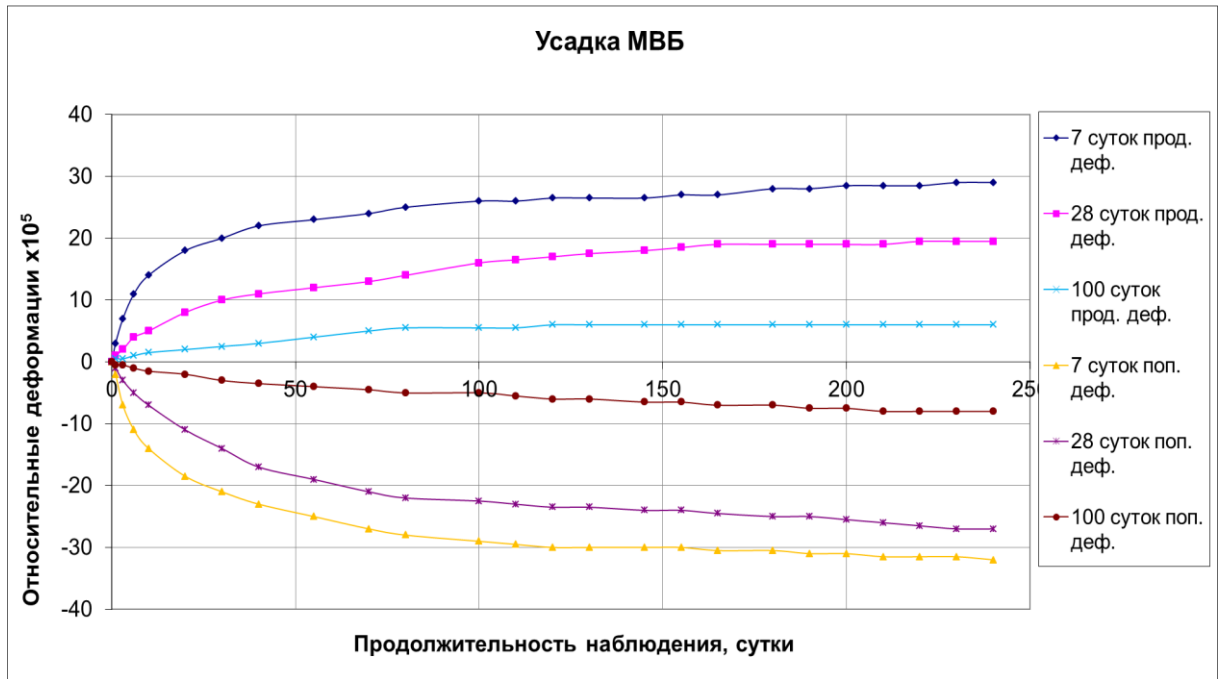


Рисунок 2.22 - Деформации усадки МВБ для образцов в возрасте 7, 28 и 100 суток [78, 79]

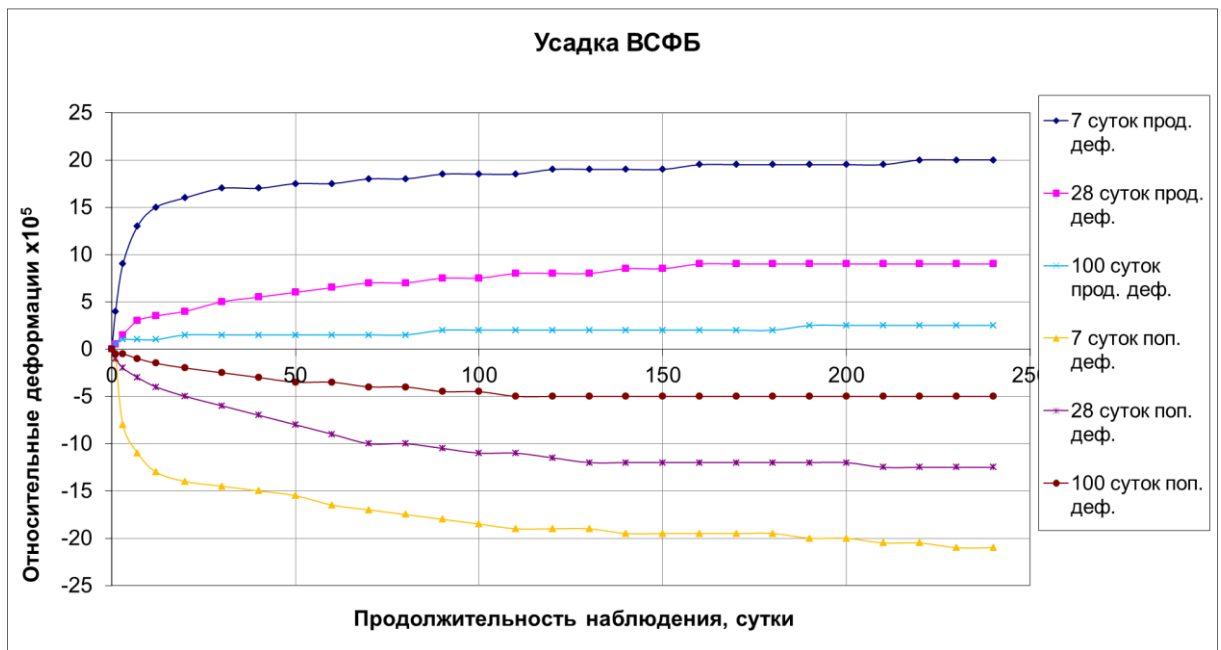


Рисунок 2.23 - Деформации усадки ВСФБ для образцов в возрасте 7, 28 и 100 суток [78, 79]

На основании полученных кривых относительных деформаций ползучести $\varepsilon_{br}(t, \tau)$, показанных на рисунках 2.16 – 2.21, были построены диаграммы изменения мер ползучести в соответствии с зависимостью

$$C(\eta, t, \tau) = \varepsilon_{br}(t, \tau) / \sigma_b(\tau), \quad (2.2)$$

где $\sigma_b(\tau)$ - напряжения, соответствующие $0,3R_b$, $0,6R_b$ и $0,8R_b$, которые прикладывались к образцам в возрасте $\tau = 7 \text{ сут.}$, $\tau = 28 \text{ сут.}$, $\tau = 100 \text{ сут.}$, t – текущее время нагружения образца ($t \geq \tau$).

Помимо этого, по методике ГОСТ 24544-2020 были определены предельные относительные деформации ползучести $\varepsilon_{br}(\infty, \tau)$ для теоретического времени нагружения $t = \infty$, а в соответствии с зависимостью (2.2) – соответствующие им предельные меры ползучести $C(\eta, \infty, \tau)$. Результаты построения графиков ползучести и теоретической обработки этих данных представлены в главе 4 настоящей диссертации.

В таблице 2.11 приведены значения продольных (ε_{b1}^n) и поперечных (ε_{b2}^n) деформаций ползучести образцов, замеренных в возрасте 180 суток, мгновенно-упругих деформаций ε_{b1}^y , ε_{b2}^y , замеренных в начале загрузки, а также значения общих деформаций ($\varepsilon_{b1}^y + \varepsilon_{b1}^n$) и ($\varepsilon_{b2}^y + \varepsilon_{b2}^n$) при загрузке образцов в возрасте 7, 28 и 100 суток.

В таблице 2.12 приведены значения обратимых продольных ($\varepsilon_{b1(p)}^n$) и поперечных ($\varepsilon_{b2(p)}^n$) деформаций ползучести за время разгрузки $t = (240 - 180)$ суток, а также аналогичных $\varepsilon_{b1(p)}^y$, $\varepsilon_{b2(p)}^y$ упруго-мгновенных обратимых деформаций ползучести в начале разгрузки ($t = 180$) суток. Также приводятся общие обратимые деформации ($\varepsilon_{b1(p)}^y + \varepsilon_{b1(p)}^n$), ($\varepsilon_{b2(p)}^y + \varepsilon_{b2(p)}^n$).

Обозначения к таблице 2.13:

ε_{b1}^y - продольные упругие деформации, определяемые в момент загрузки;

ε_{b1}^n - продольные деформации ползучести в возрасте 180 суток;

ε_{b2}^y - поперечные упругие деформации, определяемые в момент загрузки;

ε_{b2}^n - поперечные деформации ползучести, определяемые в возрасте 180 суток.

Обозначения к таблице 2.14:

$\varepsilon_{b1(p)}^y$ – продольные упругие деформации, определяемые в момент разгрузки (в возрасте 180 суток);

$\varepsilon_{b1(p)}^n$ – продольные деформации обратной ползучести в возрасте 240 суток (за время 240 – 180 = 60 суток);

$\varepsilon_{b2(p)}^y$ – поперечные упругие деформации, определяемые в момент разгрузки (в возрасте 180 суток);

$\varepsilon_{b2(p)}^n$ – поперечные деформации обратной ползучести, определяемые в возрасте 240 суток (за время 240 – 180 = 60 суток).

2.6 Выводы по главе 2

По результатам проведения комплексных экспериментальных исследований новых видов мелкозернистого высокопрочного бетона (МВБ) на основе отечественных компонентов с применением поликомпонентного органо-минерального модификатора серии МБ и изготовленного на его основе высокопрочного сталефибробетона (ВСФБ) с различным содержанием фибры формулируются следующие выводы.

1. Оптимальный состав смеси для изготовления образцов принят на основании первого этапа исследований, проведенного в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева. Все исследованные образцы бетонных смесей показали высокую подвижность – расплыв стандартного конуса в диапазоне 70 - 75 см, отличаются повышенной связностью-нерасслаиваемостью, что приравнивает их к категории самоуплотняющихся. Образцы смесей с введенной в состав стальной фиброй обладают достаточной для применения на практике сегрегационной устойчивостью.

2. На втором этапе исследований совместно с НИИЖБ им. А.А. Гвоздева были проведены испытания по определению прочностных и деформационных характеристик исследуемого МВБ и изготовленного на его основе ВСФБ при кратковременном нагружении в части значений прочности на сжатие, осевое растяжение, растяжение при изгибе, начального модуля упругости при различных дозировках прямой латунированной стальной фибры $\varnothing$ 0,3 мм и длиной 13 мм. Были изготовлены четыре серии образцов с содержанием фибры 0 кг/м³, 80 кг/м³, 120 кг/м³, 150 кг/м³ (соответственно 0%, 1%, 1,5%, 2% содержания фибры по массе).

3. Существенного прироста кубиковой и призмной прочности ВСФБ по сравнению с МВБ не наблюдается, однако, при этом изменяется характер разрушения – с хрупкого взрывного для бетона без фибры на квазипластичный с постепенным растрескиванием для ВСФБ. Наблюдается незначительная

тенденция к повышению модуля упругости и снижению коэффициента поперечной деформации с ростом дозировки фибры.

4. Прочность ВСФБ на осевое растяжение с увеличением количества фибры в диапазоне 1,5 - 2% по массе увеличивается на 5 - 30%, при этом деформации, соответствующие началу трещинообразования, возрастают на 12% – 33% по сравнению с МВБ. При 1% армирования разрушение при осевом растяжении происходит хрупко, начиная с 1,5% - носит пластический характер.

5. Наибольший эффект на несущую способность оказывает введение фибры при испытании на растяжение при изгибе с резким возрастанием начиная с 1,5% (прирост прочности при 1,5% армирования составляет 89% по сравнению с МВБ). При этом образцы МВБ при образовании первых трещин в растянутой зоне разрушаются, а образцы ВСФБ при содержании фибры 1,5 - 2% продолжают деформироваться при увеличении нагрузки с последующим существенным раскрытием трещин, достигающим ширины около 0,5 мм при потере несущей способности.

6. На основании полученных экспериментальных данных определен минимальный «порог эффективности» для исследуемого типа фибры, составляющий 1,5% по массе (120 кг/м^3), при котором в значительной степени начинают проявляться наиболее важные свойства сталефибробетона – повышение прочности при растяжении и растяжении при изгибе, а также повышенная трещиностойкость и пластический характер разрушения.

7. На основании результатов второго этапа исследований на третьем этапе проведено исследование физико-механических и реологических свойств сталефибробетона с минимальным рациональным содержанием фибры 120 кг/м^3 в сравнении с неармированной матрицей.

8. По специальной методике выполнены испытания и построены полные диаграммы деформирования МВБ и ВСФБ с 1,5% армирования при сжатии.

Подтвержден эффект «обоймы» при введении стальной фибры, сдерживающий поперечные деформации и повышающий трещиностойкость бетона.

9. Исследовано изменение призмочной прочности и модуля упругости МВБ и ВСФБ в зависимости от возраста образцов (7, 28, 100, 240 суток). Наблюдается некоторый прирост призмочной прочности ВСФБ по сравнению с МВБ – от 8% в возрасте 7 суток до 13% в возрасте 240 суток, модуль упругости ВСФБ выше по сравнению с МВБ на 22% в 7 суток, на 13% в 240 суток. По результатам определения средней призмочной прочности определялся относительный уровень $0,3 R_b$, $0,6 R_b$ и $0,8 R_b$ для проведения длительных испытаний.

10. По результатам проведенных экспериментальных исследований построены кривые деформаций усадки для МВБ и ВСФБ в зависимости от возраста бетона в течение 240 суток наблюдения. Деформации усадки к концу наблюдения у ВСФБ были значительно ниже, на 31 - 61% в продольном направлении и на 34 - 38% в поперечном направлении, соответствующих деформаций усадки у МВБ. По мере старения бетона от 7 до 100 суток продольные деформации усадки сокращаются, у МВБ на 79%, у ВСФБ – на 87%; поперечные – у МВБ на 75%, у ВСФБ на 76% к концу времени наблюдения.

11. По результатам проведенных экспериментальных исследований построены кривые деформаций ползучести МВБ и ВСФБ при загрузке в течение 180 суток и последующей разгрузке в течение 60 суток с учетом возраста бетона в момент нагружения и уровня сжимающей нагрузки. Из анализа кривых деформаций ползучести для МВБ и ВСФБ, загруженных в возрасте 7, 28 и 100 суток, вытекают следующие выводы:

- по мере старения бетона от 7 до 100 суток продольные деформации ползучести сокращаются у МВБ на 20 - 40%, у ВСФБ - на 30 - 35% в зависимости от уровня нагрузки; поперечные деформации сокращаются у МВБ на 45 – 50%, у ВСФБ – на 20 – 30% в зависимости от уровня нагрузки;

- деформации ползучести у ВСФБ ниже, в среднем, на 25%, чем у МВБ при любом возрасте нагружения;

- коэффициент поперечной деформации ползучести (КПДП) значительно, в среднем на 40% у МВБ и на 50% у ВСФБ, ниже коэффициента поперечной деформации (КПД) при кратковременном нагружении, что является отражением различий в поперечном деформировании бетонов при кратковременном и длительном действии нагрузки;

- обратимые деформации ползучести, называемые также деформациями последствия, для ВСФБ и МВБ отличаются незначительно. У ВСФБ они несколько меньше, в среднем на 15%, чем у МВБ, однако при этом остаточные деформации ползучести МВБ существенно, на 20 - 70%, превышают аналогичные деформации ВСФБ;

- обратимые поперечные деформации ползучести для низкого уровня нагружения ($0,3R_b$) практически отсутствуют.

12. Таким образом, получен комплекс необходимых экспериментальных данных для проведения всестороннего теоретического анализа кратковременных и длительных свойств мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона при рациональном содержании фибры.

ГЛАВА 3 ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ИССЛЕДУЕМЫХ БЕТОНОВ ПРИ КРАТКОВРЕМЕННЫМ НАГРУЖЕНИЯМ

3.1 Призменная прочность бетонов

Экспериментально установлено, что набор прочности как мелкозернистого высокопрочного бетона, так и высокопрочного сталефибробетона с минимальным рациональным содержанием фибры происходит стремительно в первые дни твердения (до 7 суток), достигая 78% от значений 28-суточной прочности. После 28 суток кривая набора призменной прочности выходит на плавное возрастание, у ВСФБ несколько более активное, чем у МВБ.

Теоретическое описание зависимости набора прочности исследуемого ВСФБ от возраста бетона в привязке к 28-суточной прочности проводится в соответствии с модифицированной зависимостью Е.Н. Щербакова, дающей хорошую сходимость с опытными значениями для данного бетона:

$$R_b(t) = R_b(28) \left[1 + \frac{23}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right], \quad (3.1)$$

где $R_b(t)$ – призменная прочность бетона на сжатие в возрасте t , МПа;

$R_b(28)$ – призменная прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток, МПа;

B – условный класс бетона по прочности на сжатие, принимаемый равным $1,4R_b(28)$, МПа;

t – возраст бетона, сут.

Также для исследуемого ВСФБ при минимальном рациональном содержании фибры возможно применение зависимости, предложенной ранее в работе [105] для ВСФБ с высоким содержанием фибры:

$$R_b(t) = R_b(28) \frac{t}{2,3+0,92t}. \quad (3.2)$$

Для МВБ на ранней стадии набора прочности при $t \leq 28$ сут предложенные соотношения также хорошо работают. Но характер набора прочности МВБ после 28 суток твердения требует корректировки предложенных зависимостей. Предлагается разбить кривую набора прочности МВБ на два участка – до 28 суток и после 28 суток. С учетом корректировки выражение (3.1) для МВБ примет следующий вид:

- при $t \leq 28$ сут

$$R_b(t) = R_b(28) \left[1 + \frac{23}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right], \quad (3.1^*)$$

- при $t > 28$ сут

$$R_b(t) = R_b(28) \left[1 + \frac{10}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right].$$

В случае применения зависимости (3.2) для описания набора прочности МВБ, подобным образом, временная ось разбивается на два участка. Соотношение (3.2) представляется в виде:

- при $t \leq 28$ сут

$$R_b(t) = R_b(28) \frac{t}{2,3+0,92t}, \quad (3.2^*)$$

- при $t > 28$ сут

$$R_b(t) = R_b(28) \frac{t}{4,1+0,92t}.$$

Результаты теоретического описания зависимости набора прочности исследуемых бетонов от их возраста представлены в [109].

Полученные по представленным зависимостям значения призмной прочности исследуемых бетонов в сравнении с экспериментальными значениями представлены в таблицах 3.1, 3.2. Сопоставление теоретических и экспериментальных кривых набора прочности МВБ и ВСФБ представлено, соответственно, на рисунках 3.1, 3.2.

Таблица 3.1 - Результаты вычисления значений призмной прочности для МВБ [109]

Возраст t , сут	$R_b(t)$ эксп., МПа	$R_b(t)$ по формуле 3.1*, МПа	$R_b(t)$ по формуле 3.2*, МПа
7	80,3	81,9	82,3
28	102,7	102,7	102,5
100	104,7	106,2	106,9
240	108,9	107,2	109,6

Таблица 3.2 - Результаты вычисления значений призмной прочности для ВСФБ [109]

Возраст t , сут	$R_b(t)$ эксп., МПа	$R_b(t)$ по формуле 3.1, МПа	$R_b(t)$ по формуле 3.2, МПа
7	87,2	90,2	89,3
28	111,5	111,5	111,3
100	117,3	119,8	118,2
240	122,8	122,0	119,9

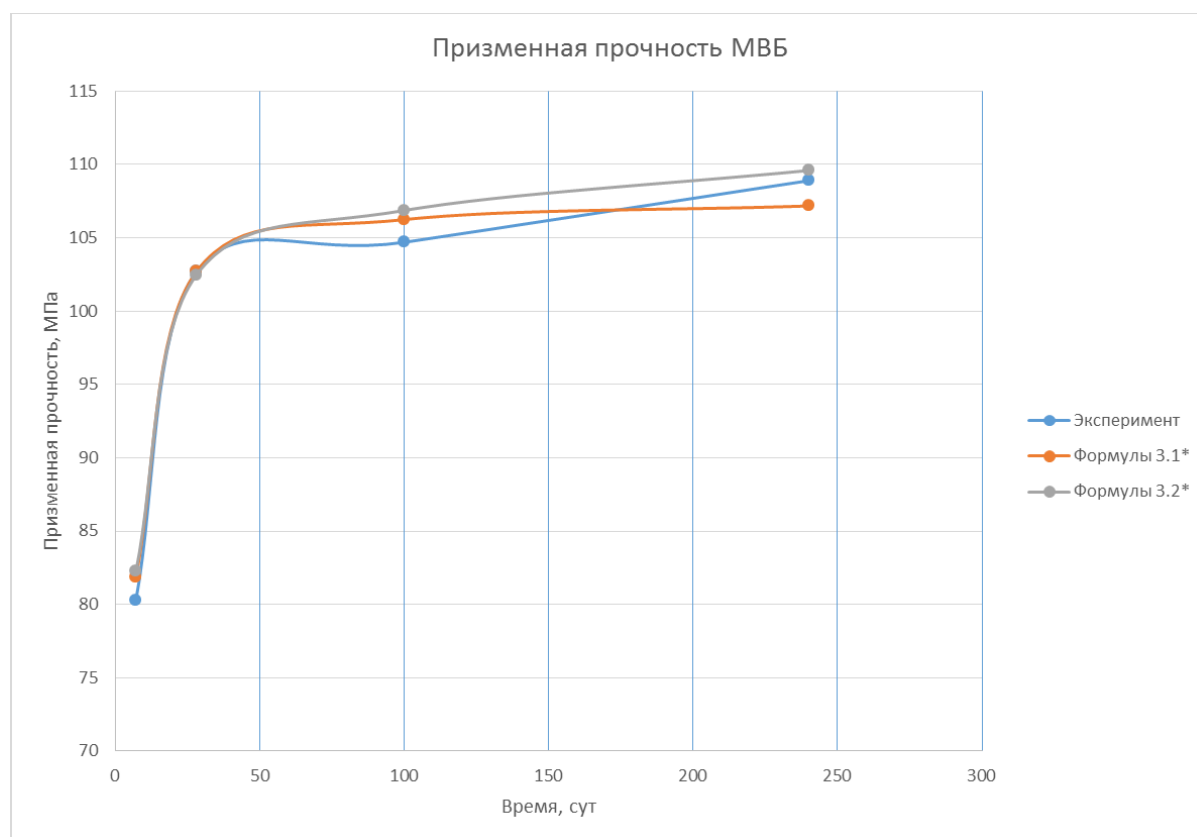


Рисунок 3.1 - Изменение призмной прочности в зависимости от возраста МВБ [109]

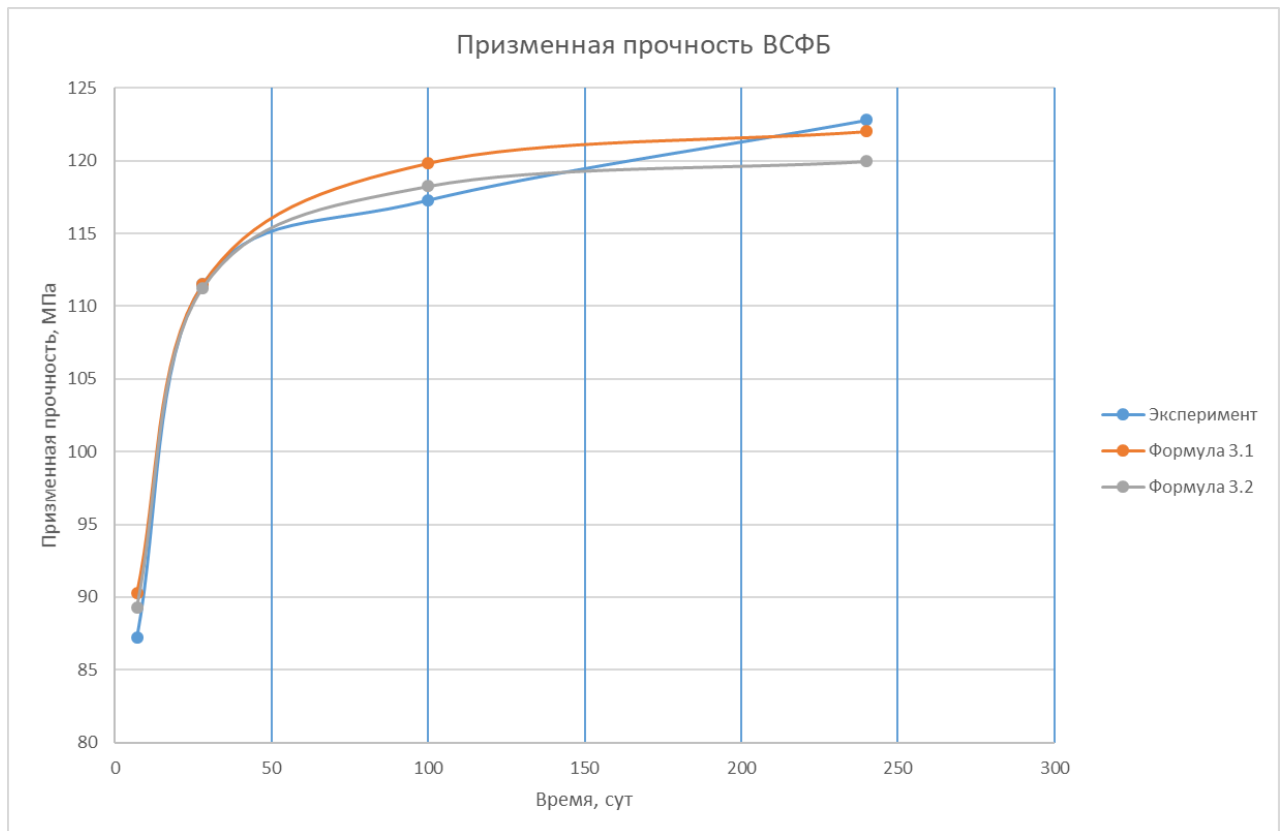


Рисунок 3.2 - Изменение призменной прочности в зависимости от возраста ВСФБ [109]

3.2 Начальный модуль упругости при сжатии

Для модуля упругости также характерен стремительный рост в начале твердения исследуемых бетонов, составляющий у МВБ и ВСФБ за 7 первых суток твердения соответственно 80% и 87% от 28-суточного значения. Для теоретического описания изменения начального модуля упругости с течением времени в привязке к значению возраста бетона в 28 суток используются два варианта зависимостей по аналогии с работами [104,122]:

$$E_b(t) = E_b(28) \left[1 + \frac{23}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right]^{0,3}, \quad (3.3)$$

$$E_b(t) = E_b(28) \left(\frac{t}{2,3+0,92t} \right)^{0,4}, \quad (3.4)$$

где $E_b(t)$ – модуль упругости бетона в возрасте t , МПа;

$E_b(28)$ – модуль упругости бетона в возрасте 28 суток, МПа;

t – возраст бетона, сут.

Сопоставление с экспериментальными данными показало, что для исследуемых бетонов обе представленные зависимости требуют корректировки на ранней стадии твердения при $t < 28$ сут. Временная ось представляется двумя отрезками – до и после 28 суток. Для МВБ зависимость (3.3) примет вид:

- при $t < 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left[1 + \frac{55}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right]^{0,3}, \quad (3.3^*)$$

- при $t \geq 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left[1 + \frac{23}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right]^{0,3},$$

Соответственно, зависимость (3.4) для МВБ примет вид:

- при $t < 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left(\frac{t}{5,5+0,92t} \right)^{0,4}, \quad (3.4^*)$$

- при $t \geq 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left(\frac{t}{2,3+0,92t} \right)^{0,4}.$$

Для ВСФБ зависимость (3.3) примет вид:

- при $t < 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left[1 + \frac{45}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right]^{0,3}, \quad (3.3^{**})$$

- при $t \geq 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left[1 + \frac{23}{55+B} \cdot \left(\frac{t-28}{t+5} \right) \right]^{0,3},$$

Соответственно, зависимость (3.4) для ВСФБ примет вид:

- при $t < 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left(\frac{t}{3,5+0,92t} \right)^{0,4}, \quad (3.4^{**})$$

- при $t \geq 28$ сут

$$E_b(t) = E_b(28) \left(\frac{t}{2,3+0,92t} \right)^{0,4}.$$

Результаты теоретического описания зависимости начального модуля упругости от возраста исследуемых МВБ и ВСФБ представлены в [109].

Полученные по предлагаемым зависимостям значения начального модуля упругости исследуемых бетонов в сравнении с экспериментальными значениями представлены в таблицах 3.3, 3.4. Сопоставление теоретических и экспериментальных кривых изменения начального модуля упругости МВБ и ВСФБ в зависимости от возраста представлено, соответственно, на рисунках 3.4, 3.5.

Таблица 3.3 - Результаты вычисления значений модуля упругости для МВБ [109]

Возраст t , сут	$E_b(t)$ эксп., МПа	$E_b(t)$ по формулам 3.3*, МПа	$E_b(t)$ по формулам 3.4*, МПа
7	30800	31319	30853
28	38200	38200	38167
100	38400	39085	39107
240	39000	39309	39332

Таблица 3.4 - Результаты вычисления значений модуля упругости для ВСФБ [109]

Возраст t , сут	$E_b(t)$ эксп., МПа	$E_b(t)$ по формулам 3.3**, МПа	$E_b(t)$ по формулам 3.4**, МПа
7	37500	37467	37459
28	43100	43100	43063
100	44300	44042	44124
240	44000	44281	44377

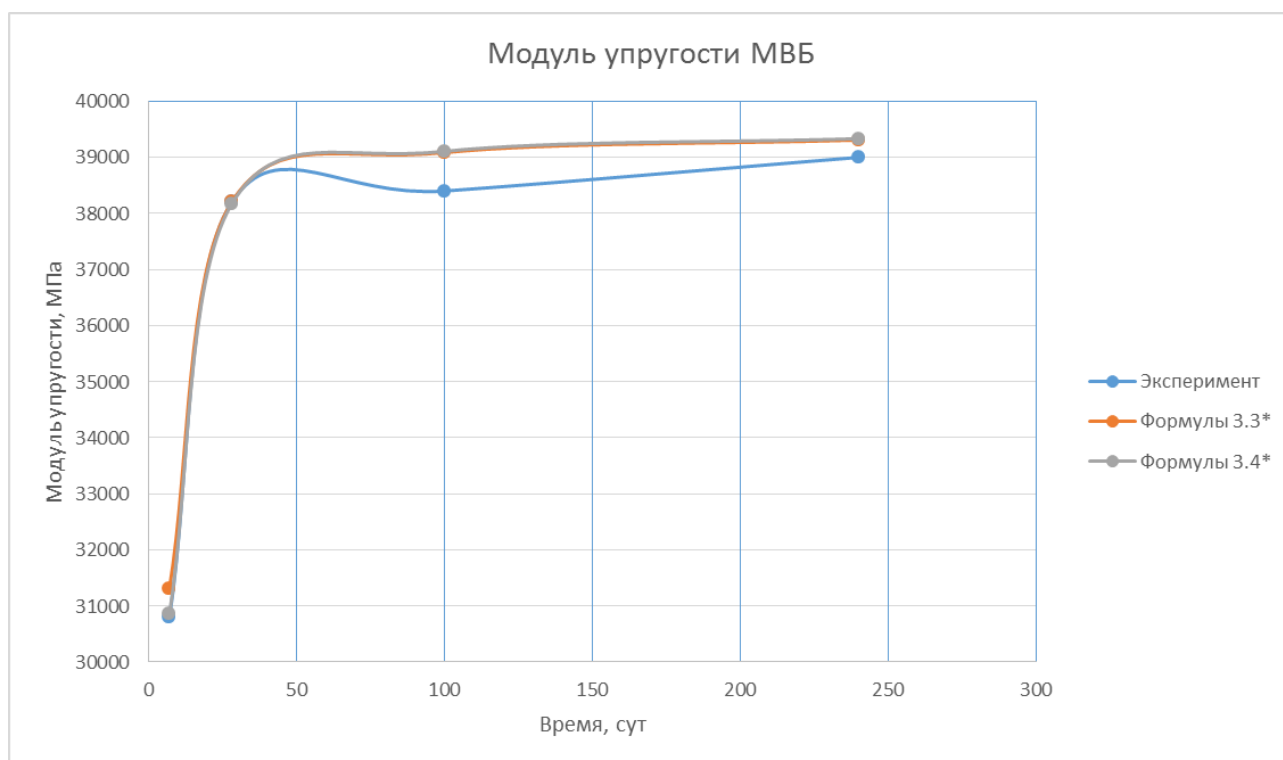


Рисунок 3.3 - Изменение модуля упругости МВБ с течением времени [109]

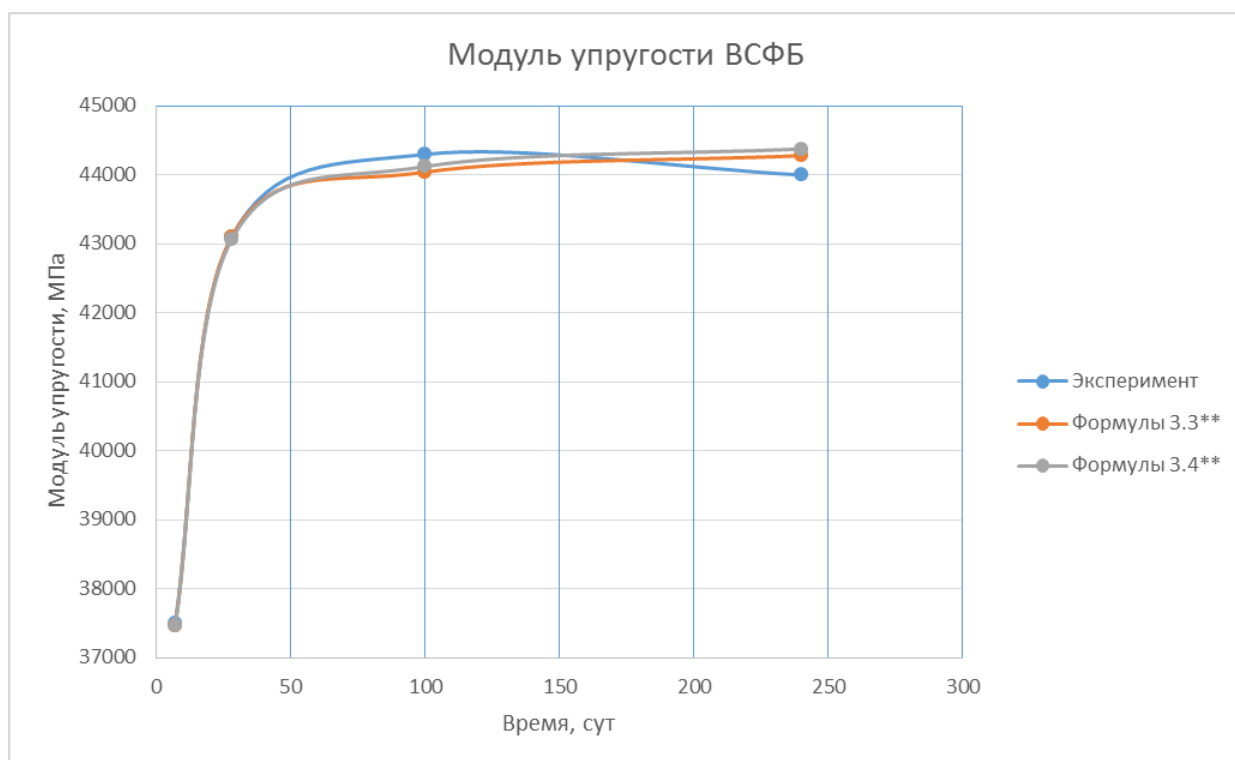


Рисунок 3.4 - Изменение модуля упругости ВСФБ с течением времени [109]

3.3 Диаграммы деформирования исследуемых бетонов при сжатии

Теоретическая обработка диаграмм деформирования МВБ и ВСФБ с минимальным рациональным содержанием фибры при кратковременном сжатии выполнена по методике Н.И. Карпенко, изложенной в [85, 86].

Аналитическая зависимость для моделирования диаграммы сжатия бетона « $\varepsilon_b - \sigma_b$ » принята в виде:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}, \quad (3.5)$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона, определяемый при уровне напряжений сжатия $\sigma = 0,25R_b$;

ν_b – коэффициент изменения секущего модуля.

Коэффициент изменения секущего модуля вычисляется согласно зависимости:

$$\nu_b = \hat{\nu}_b \pm (\nu_0 - \hat{\nu}_b) \sqrt{1 - \omega \eta - (1 - \omega) \eta^2}, \quad (3.6)$$

в которой для восходящей ветви диаграммы употребляется знак «плюс», а нисходящей – «минус»,

где η – уровень напряжений сжатия в бетоне (положительная величина), определяемый как:

$$\eta = \sigma_b / \hat{\sigma}_b, \quad (3.7)$$

здесь σ_b – текущее напряжение,

$\hat{\sigma}_b$ – напряжение в вершине диаграммы сжатия, для нормативной диаграммы $\hat{\sigma}_b = -R_{b,ser}$;

$\hat{\nu}_b$ – коэффициент изменения секущего модуля в вершине диаграммы сжатия (положительная величина), определяемый соотношением:

$$\hat{\nu}_b = \frac{\hat{\sigma}_b}{E_b \hat{\varepsilon}_b}, \quad (3.8)$$

здесь $\hat{\varepsilon}_b$ – относительная деформация бетона в вершине диаграммы сжатия (для напряжений сжатия – отрицательная величина), согласно [85] определяемая соотношением:

$$\hat{\varepsilon}_b = -\frac{B}{E_b} \lambda \frac{1 + \left(0,8 - 0,15 \frac{B^2}{10000} \right) \lambda B / 60 + 0,2 \lambda / B}{0,12 + 1,03 B / 60}, \quad (3.9)$$

в данной формуле: λ – безразмерный параметр, зависящий от вида бетона, для тяжелого и мелкозернистого бетона принимается равным 1,

B – условный класс бетона, принимаемый равным $1,4R_{b,ser}$;

ν_0 – начальный коэффициент изменения секущего модуля;

ω – коэффициент, характеризующий кривизну диаграммы;

для восходящей ветви диаграммы сжатия в зависимости (3.6) принимается:

$$\nu_0 = 1,0; \quad \omega = 2 - 2,5\hat{\nu}_b, \quad (3.10)$$

для нисходящей ветви диаграммы сжатия в зависимости (3.6) принимается:

$$\nu_0 = 2,05\hat{\nu}_b; \quad \omega = 1,95\hat{\nu}_b - 0,138. \quad (3.11)$$

Проведение теоретических расчетов в соответствии с указанными зависимостями показало, что для вычисления деформаций в вершине диаграммы сжатия ВСФБ необходима корректировка зависимости (3.9). В связи с этим предлагается представить данную зависимость в следующем виде:

$$\hat{\varepsilon}_b = -\frac{B}{E_b} \lambda \frac{k + \left(0,8 - 0,15 \frac{B^2}{10000} \right) \lambda B / 60 + 0,2 \lambda / B}{0,12 + 1,03 B / 60}, \quad (3.9^*)$$

где k – безразмерный коэффициент,

для МВБ принимается $k = 1$,

для ВСФБ принимается $k = 1,3$.

Следует отметить, что наряду с предложенными соотношениями характеристика $\hat{\varepsilon}_b$ с удовлетворительной степенью соответствия экспериментальным данным может вычисляться по предложенной ниже зависимости:

$$\hat{\varepsilon}_b = k \cdot 10^{-5} \left(\sqrt[4]{\frac{R_b}{R_0}} \right), \quad (3.12)$$

где R_0 – размерный постоянный коэффициент, принимаемый равным 20 МПа;

k – безразмерный коэффициент,

для МВБ принимается $k = 200$,

для ВСФБ принимается $k = 220$.

Результаты теоретической обработки данных в соответствии с предлагаемыми зависимостями и построения диаграмм сжатия исследуемых ВСФБ и МВБ опубликованы в [129].

Полученные в соответствии с зависимостями (3.9*), (3.12) значения величины $\hat{\varepsilon}_b$ и их сопоставление с экспериментальными данными представлено в таблице 3.5.

Таблица 3.5 - Результаты вычисления относительных деформаций в вершине диаграммы сжатия [129]

Вид бетона	Значение $\hat{\varepsilon}_b$ по зависимости (3.9*)	Значение $\hat{\varepsilon}_b$ по зависимости (3.12)	Экспериментальное значение $\hat{\varepsilon}_b$
МВБ	0,00312	0,00304	0,00308
ВСФБ	0,00355	0,00346	0,00352

Значения продольных относительных деформаций исследуемых МВБ и ВСФБ в зависимости от уровня напряжений, полученные по зависимости (3.5) с применением (3.12), представлены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 - Результаты вычисления продольных деформаций МВБ и ВСФБ в зависимости от сжимающих напряжений [129]

МВБ													
Продольные	σ , МПа	10,7	21,4	32,1	42,8	53,5	64,2	74,9	85,6	90,95	96,30	101,65	107,0
	$\varepsilon_{bl} \times 10^5$	27,8	55,6	83,3	111,1	139,0	167,2	196,0	226,0	241,8	258,6	277,0	304,2
ВСФБ													
Продольные	σ , МПа	12,19	24,4	36,6	48,8	60,0	73,1	85,3	97,5	103,6	109,7	115,8	121,9
	$\varepsilon_{bl} \times 10^5$	30,0	60,1	90,1	120,2	148,0	181,1	213,0	246,8	265,1	284,8	307,5	345,7

Поперечные относительные деформации бетона согласно [85, 86] определяются соотношением:

$$\varepsilon_p = -\varepsilon_b \mu_b, \quad (3.13)$$

где μ_b – коэффициент поперечных деформаций бетона, вычисляемый в соответствии с зависимостью:

$$\mu_b = \hat{\mu}_b + (\mu_b^0 - \hat{\mu}_b) \sqrt{1 - \eta^2}; \quad (3.14)$$

здесь μ_b^0 – начальное значение коэффициента поперечных деформаций, определяемый при уровне напряжений сжатия $\sigma = 0,25R_b$;

$\hat{\mu}_b$ – значение коэффициента поперечных деформаций в вершине диаграммы, определяемое соотношением:

$$\hat{\mu}_b = \mu_b^0 + (1 - 0,9^3 \sqrt{\hat{\nu}_b}). \quad (3.15)$$

Данные соотношения дают высокую сходимость с экспериментальными данными для исследуемых бетонов. Значения поперечных относительных деформаций исследуемых МВБ и ВСФБ в зависимости от уровня напряжений, полученные по зависимости (3.13), представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 - Результаты вычисления поперечных деформаций МВБ и ВСФБ в зависимости от сжимающих напряжений [129]

МВБ													
Поперечные	σ , МПа	10,7	21,4	32,1	42,8	53,5	64,2	74,9	85,6	90,95	96,30	101,65	107,0
	$\varepsilon_{b2} \times 10^5$	7,12	14,24	21,40	28,66	36,19	44,28	53,43	64,57	71,44	79,81	90,96	116,49
ВСФБ													
Поперечные	σ , МПа	12,19	24,4	36,6	48,8	60,0	73,1	85,3	97,5	103,6	109,7	115,8	121,9
	$\varepsilon_{b2} \times 10^5$	7,61	15,23	22,88	30,67	38,13	47,60	57,82	70,60	78,70	88,80	102,64	136,41

Полученные в соответствии с предложенными соотношениями теоретические диаграммы сжатия, а также экспериментальные диаграммы сжатия исследуемых бетонов представлены на рисунке 3.5. Сопоставление диаграмм свидетельствует о том, что представленные зависимости позволяют описывать деформирование исследуемых высокопрочных бетонов при сжатии с высокой степенью соответствия опытным данным.

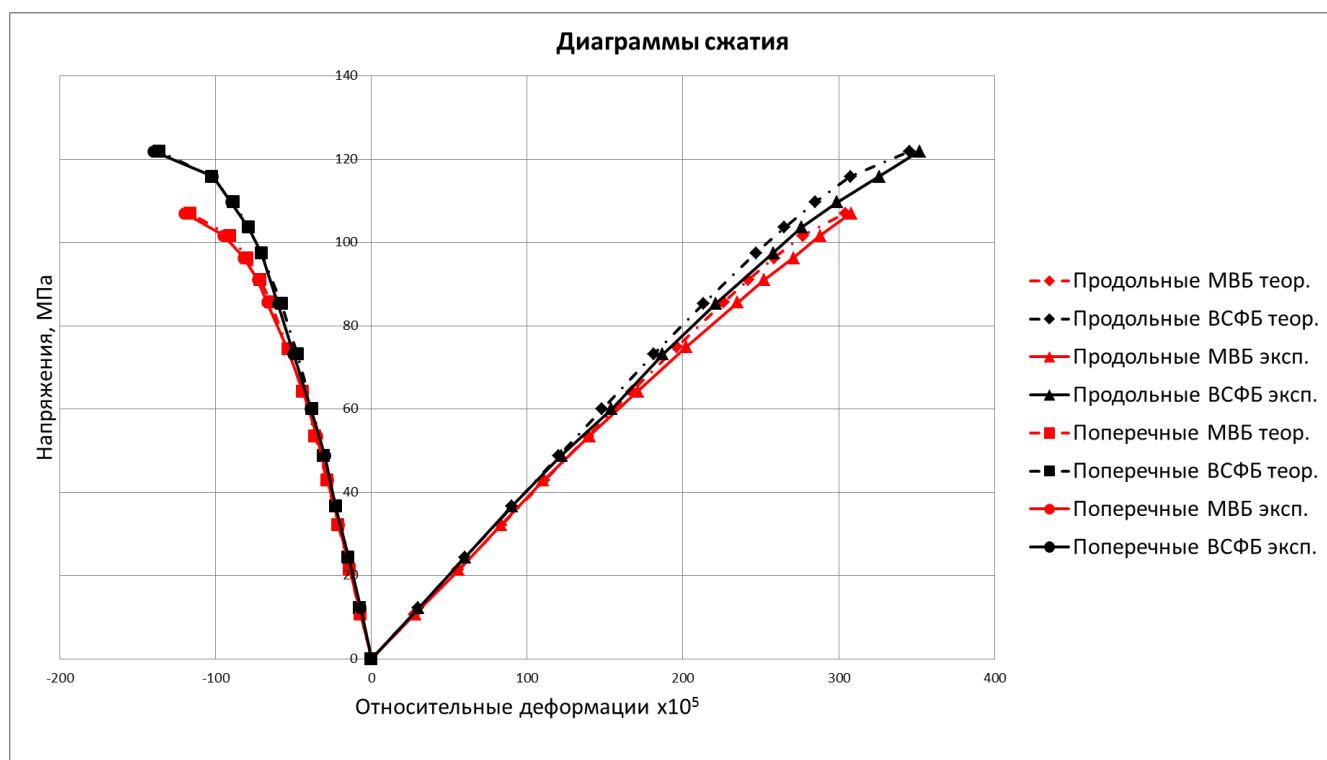


Рисунок 3.5 - Теоретические и экспериментальные диаграммы сжатия МВБ и ВСФБ [129]

3.4 Выводы по главе 3

1. По полученным результатам экспериментальных исследований изменения призмочной прочности исследуемого ВСФБ с минимальным эффективным содержанием фибры и его матрицы в зависимости от возраста бетона построены кривые набора прочности от 7 до 240 суток. Набор прочности как ВСФБ, так и МВБ происходит стремительно в первые дни твердения, за 7 суток набирая 78% от 28-суточной прочности.

2. По результатам экспериментальных исследований построены диаграммы изменения начального модуля упругости исследуемых бетонов при сжатии в зависимости от возраста от 7 до 240 суток. Возрастание модуля упругости носит активный характер в молодом возрасте бетона, за 7 первых суток твердения достигая 80% от 28-суточного значения у МВБ и 87% у ВСФБ. После 28 суток твердения модуль упругости исследуемых бетонов практически не изменяется.

3. Выполнено уточнение применительно к новым исследуемым составам аналитических зависимостей двух видов для описания изменения основных механических характеристик в части призмной прочности и начального модуля упругости при сжатии в зависимости от возраста бетона относительно эталонных значений в возрасте 28 суток. Разработанные соотношения имеют хорошую сходимость с экспериментальными данными, расхождение составляет не более 3,5%.

4. Проведен анализ возможности применения известных методик описания применительно к исследуемому ВСФБ с минимальным эффективным содержанием фибры и его матрице диаграмм деформирования бетона при кратковременном осевом сжатии, полученных в результате проведенных экспериментов. Выполнено уточнение зависимости для вычисления относительных деформаций в вершине диаграммы деформирования исследуемого высокопрочного сталефибробетона. Распространение предложенной методики на новые исследуемые составы дает возможность вычисления продольных и поперечных деформаций высокопрочного сталефибробетона и мелкозернистого высокопрочного бетона в зависимости от уровня напряжений с высокой точностью, давая максимальное расхождение не более 4,5% в вершинах диаграмм деформирования.

ГЛАВА 4 ДЕФОРМАЦИИ УСАДКИ И ПОЛЗУЧЕСТИ ИССЛЕДУЕМЫХ БЕТОНОВ ПРИ СЖАТИИ

4.1 Деформации усадки исследуемых бетонов

Теоретическая обработка результатов экспериментального определения деформаций усадки исследуемого мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона была проведена в соответствии с методикой, предложенной И.Е. Прокоповичем и М.М. Заставой [114] для математического моделирования деформаций усадки тяжелого бетона классов до В60. Необходимо установить возможность применения зависимостей данной методики для описания усадки исследуемых бетонов, провести подбор соответствующих параметров и, при необходимости, откорректировать данные зависимости.

По методике [114] деформации усадки бетона к моменту времени t определяются соотношением:

$$\varepsilon_{bs}(t, t_w) = \varepsilon_{bs}(\infty, t_w) * [1 - e^{-\alpha(t-t_w)}] \quad (4.1)$$

где t_w – возраст бетона к моменту окончания влажностного хранения, сут;

α – безразмерный параметр, зависящий от модуля открытой поверхности образца;

$\varepsilon_{bs}(\infty, t_w)$ – предельное значение деформаций усадки бетона, определяемое в соответствии с методикой ГОСТ 24544-2020.

Для определения предельного значения деформаций усадки в соответствии с методикой ГОСТ 24544-2020 вычисляются параметры линии регрессии в виде:

$$\frac{\Delta t}{\varepsilon_{1yc}(t)} = A + B * \Delta t .$$

При этом обозначают:

$$Y_i = \frac{\Delta t}{\varepsilon_{1yc}(t)}; X_i = \Delta t.$$

Далее вычисляют их средние значения

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i; \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i;$$

их дисперсии

$$S_1^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X - \bar{X}_i)^2; S_2^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Y - \bar{Y}_i)^2;$$

корреляционный момент

$$m_{1,2} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X - \bar{X}_i)(Y - \bar{Y}_i);$$

коэффициент корреляции

$$r = \frac{m_{1,2}}{S_1 * S_2},$$

где n - число точек измерений.

Подсчитывается коэффициент B :

$$B = \frac{m_{1,2}}{S_1^2},$$

котангенс угла наклона прямой регрессии к оси абсцисс считают предельной деформацией усадки. Его подсчитывают по следующей формуле:

$$\operatorname{ctg} \beta = \varepsilon_{bs}(\infty, t_w) = \frac{1}{B}.$$

Результаты определения предельных деформаций усадки приведены в таблице 4.1. В этой же таблице приводится процент роста деформаций усадки за время от 120 суток до теоретической бесконечности.

Таблица 4.1 - Рост деформаций усадки за время от 120 суток до теоретической бесконечности [79]

Величина	Значение величины для данного бетона при указанном t_w					
	МВБ 7 сут.	МВБ 28 сут.	МВБ 100 сут.	ВСФБ 7 сут.	ВСФБ 28 сут.	ВСФБ 100 сут.
$\varepsilon_{bs}(120, t_w) \times 10^5$	27,52	17,18	6,32	19,52	8,95	2,31
$\varepsilon_{bs}(\infty, t_w) \times 10^5$	30,18	22,45	7,14	20,26	10,11	2,61
$\frac{\varepsilon_{bs}(\infty, t_w) - \varepsilon_{bs}(120, t_w)}{\varepsilon_{bs}(120, t_w)} \times 100\%$	9,7%	30,7%	13,0%	3,8%	13,0%	13,0%

Результаты теоретических исследований показали, что значения деформаций усадки исследуемых бетонов, полученные по зависимости (4.1), значительно отличаются от экспериментальных данных. В связи с этим зависимость для описания деформаций усадки исследуемых ВСФБ и МВБ предлагается представить в следующем виде:

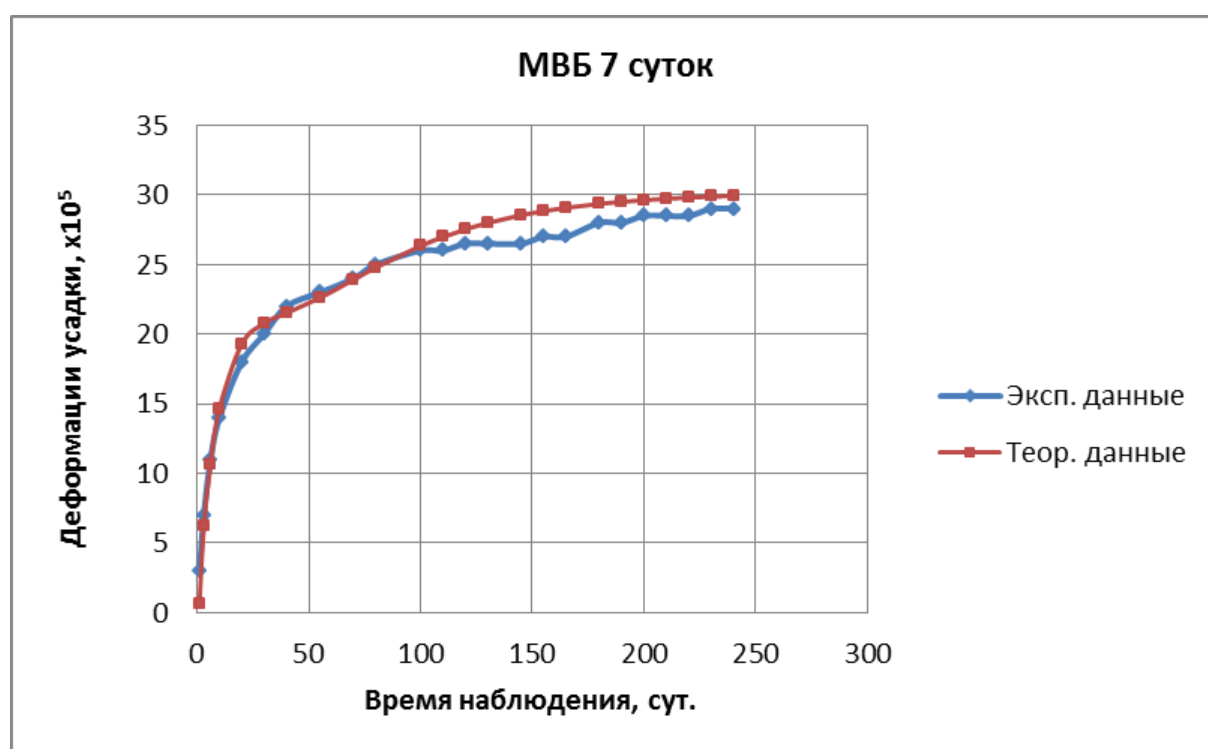
$$\varepsilon_{bs}(t, t_w) = \varepsilon_{bs}(\infty, t_w) * [1 - e^{-\alpha(t-t_w)}] * \left[\frac{A}{e^{-\alpha(t-t_w)} + 1} + 1 \right]. \quad (4.2)$$

Коэффициенты для зависимости (4.2), подобранные с учетом вида бетона и его возраста в момент окончания влажностного хранения, представлены в таблице 4.2. На рисунках 4.1 – 4.6 показано сопоставление экспериментальных данных и теоретических значений деформаций усадки, полученных с использованием предложенной зависимости.

Результаты экспериментальных исследований и теоретического описания деформаций усадки исследуемых ВСФБ и МВБ представлены в [78, 79].

Таблица 4.2 - Коэффициенты для зависимости (4.2) по данным [79]

Коэффициент	Возраст окончания влажностного хранения, сутки					
	МВБ			ВСФБ		
	7	28	100	7	28	100
γ	0,058	0,058	0,07	0,058	0,07	0,07
α	0,02	0,012	0,018	0,027	0,018	0,018
A	3	3	0,5	3	2	2

**Рисунок 4.1** - Экспериментальные и теоретические значения деформаций усадки для МВБ при начале учета в возрасте 7 суток по данным [79]

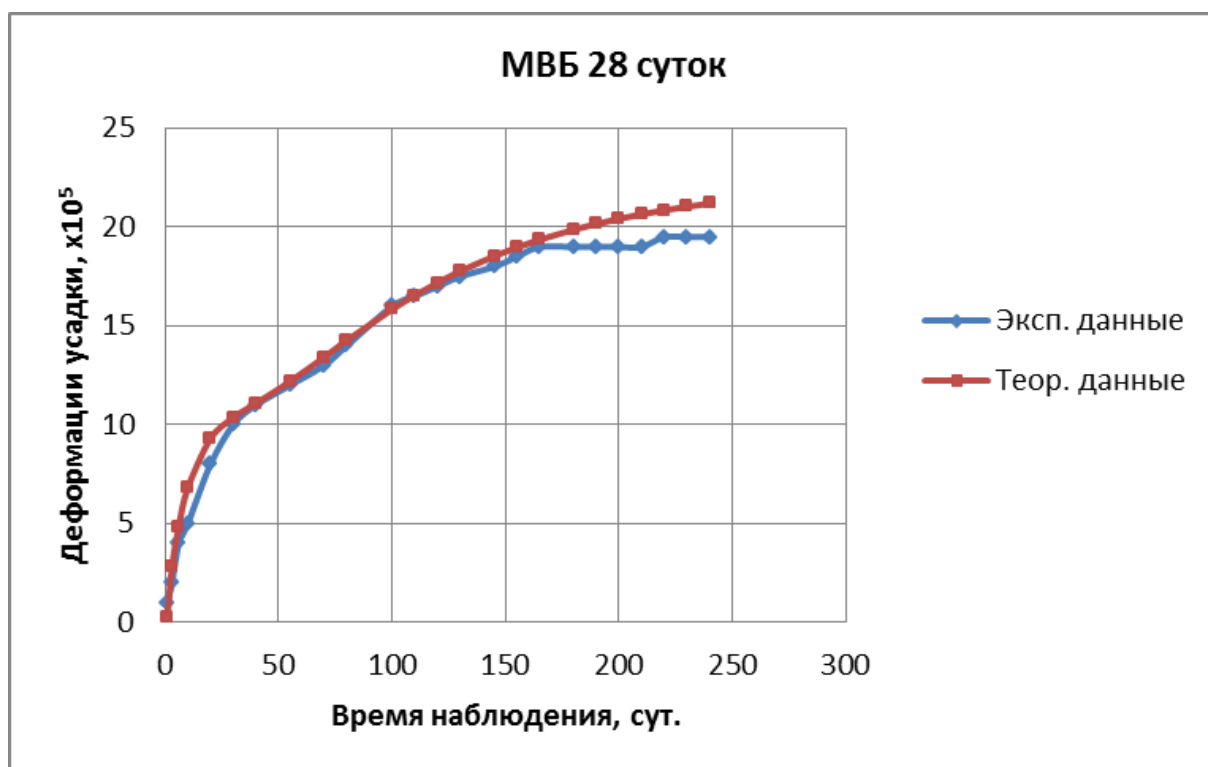


Рисунок 4.2 - Экспериментальные и теоретические значения деформаций усадки для МВБ при начале учета в возрасте 28 суток по данным [79]

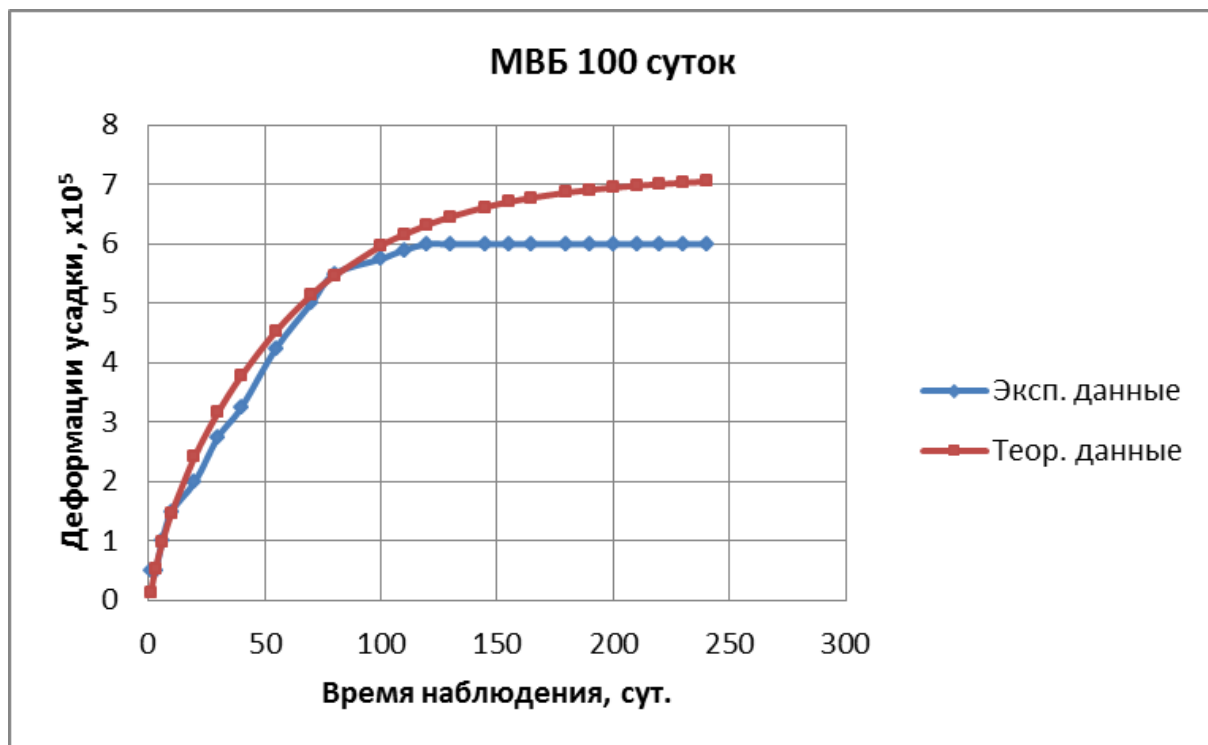


Рисунок 4.3 - Экспериментальные и теоретические значения деформаций усадки для МВБ при начале учета в возрасте 100 суток по данным [79]

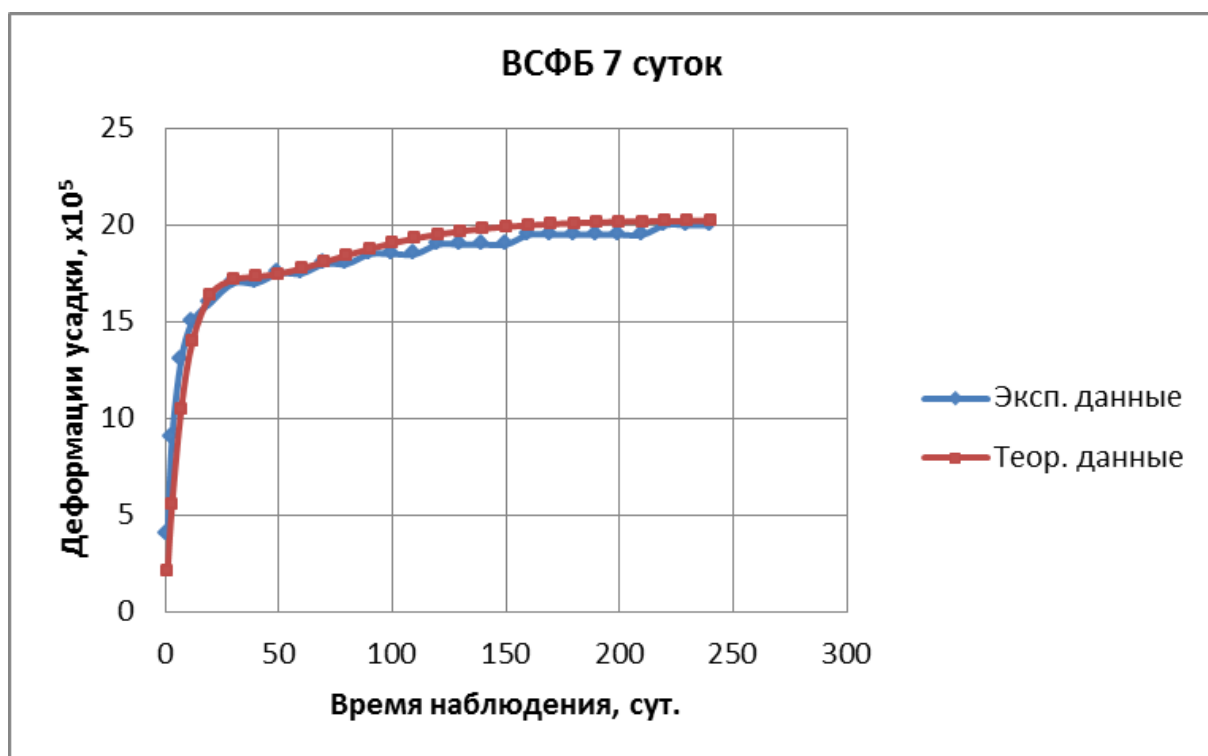


Рисунок 4.4 - Экспериментальные и теоретические значения деформаций усадки для ВСФБ при начале учета в возрасте 7 суток по данным [79]

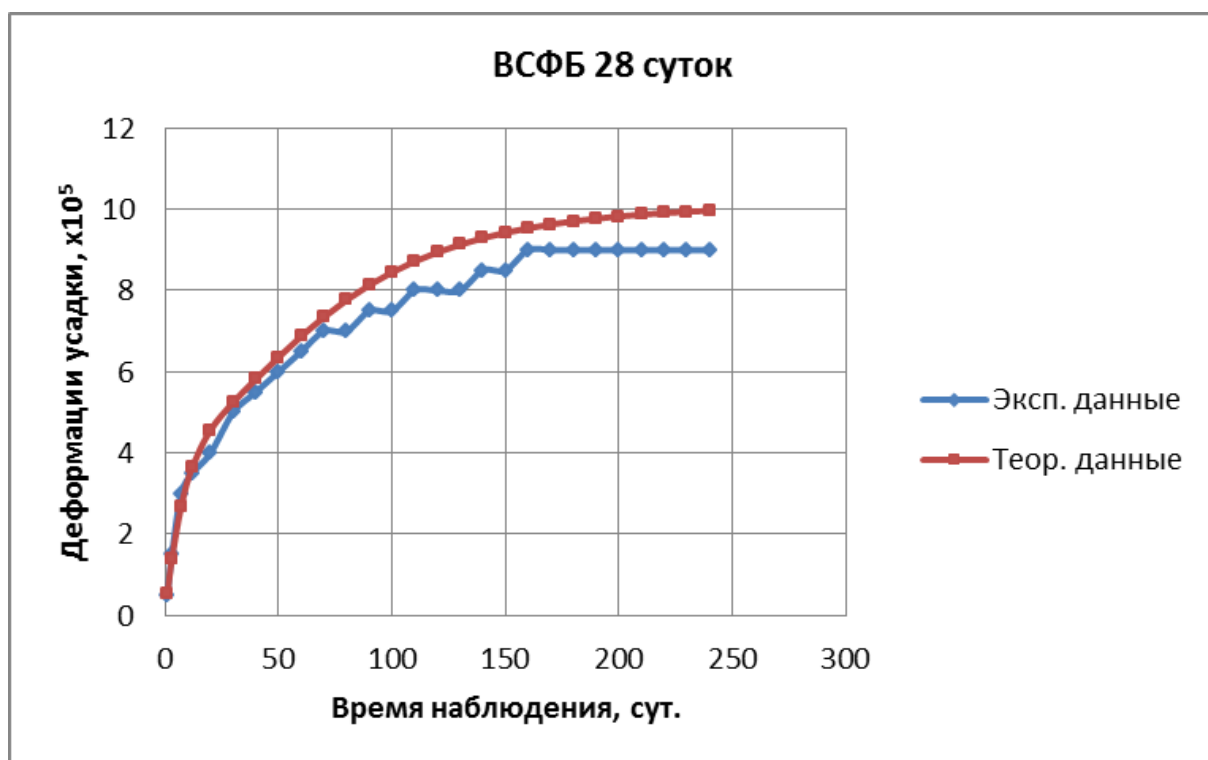


Рисунок 4.5 - Экспериментальные и теоретические значения деформаций усадки для ВСФБ при начале учета в возрасте 28 суток по данным [79]

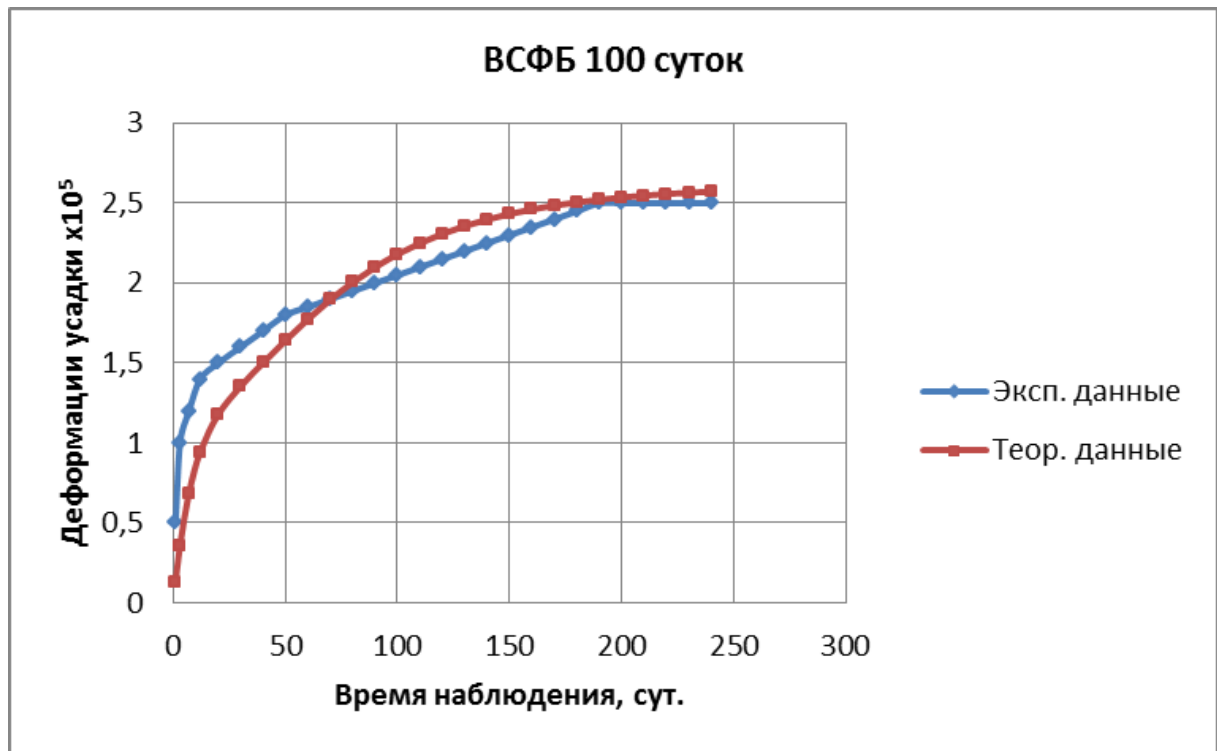


Рисунок 4.6 - Экспериментальные и теоретические значения деформаций усадки для ВСФБ при начале учета в возрасте 100 суток по данным [79]

4.2 Теоретическая методика описания удельных деформаций (мер) ползучести

Для описания характеристик ползучести исследователями предлагались различные зависимости. При определении этих характеристик можно использовать как экспериментальные подходы, основанные на аппроксимации экспериментальных данных, так и теоретический подход. Начнем описание ползучести исследуемых составов с теоретического подхода.

Начало используемому теоретическому подходу было положено в работе [43], где рассматривались удельные деформации (меры) ползучести бетона в старом возрасте. Для их определения предлагается решать дифференциальное уравнение следующего вида:

$$\frac{dC_0(t, t_0)}{[\Delta C_0(t, t_0)]^m} = \alpha dt, \quad (4.3)$$

где $\Delta C_0(t, t_0)$ – относительная разность предельной и текущей мер ползучести (дефицит меры ползучести), определяется как

$$\Delta C_0(t, t_0) = \frac{C_0(\infty, t_0) - C_0(t, t_0)}{C_0(\infty, t_0)}, \quad (4.4)$$

здесь t_0 – возраст бетона в момент нагружения;

t – время нагружения;

$C_0(\infty, t_0)$ – предельное значение меры ползучести при $t \rightarrow \infty$;

$C_0(t, t_0)$ – текущее значение меры ползучести;

α, m – эмпирические параметры (α – размерный параметр [1/сут]; $\alpha < 0$).

В работе [46] представленный подход был обобщен для бетонов в различном возрасте t_0 , а также учитывался уровень напряжений $\eta = \frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)}$. При этом зависимость (4.3) представляется в виде

$$\frac{d[C_0(\eta, t, t_0)]}{[\Delta C_0(\eta, t, t_0)]^m} = -\alpha \tilde{t}^s d\tilde{t}, \quad (4.5)$$

$$\Delta C_0(\eta, t, t_0) = \frac{C_0(\eta, \infty, t_0) - C_0(\eta, t, t_0)}{C_0(\eta, \infty, t_0) - C_0(\eta, t_0, t_0)}, \quad (4.6)$$

где $C_0(\eta, \infty, t_0)$ – предельная мера простой ползучести бетона возраста t_0 ;

$C_0(\eta, t, t_0)$ – текущая мера;

$C_0(\eta, t_0, t_0)$ – начальный вертикальный отрезок меры ползучести бетона;

$\tilde{t} = \frac{t}{t_0}$ – относительное время нагружения;

α, m, s – безразмерные эмпирические коэффициенты.

Дефицит меры ползучести $\Delta C_0(\eta, t, t_0)$ изменяется от 1 до 0 при изменении $\tilde{t}$ от 1 до $+\infty$.

Проинтегрируем левую и правую части (4.5):

$$\int_1^{\Delta C_0 \rightarrow 0} \frac{d[C_0(\eta, t, t_0)]}{[\Delta C_0(\eta, t, t_0)]^m} = - \int_1^{\tilde{t} \rightarrow \infty} \alpha \tilde{t}^s d\tilde{t} = - \int_1^{\tilde{t} \rightarrow \infty} \alpha \frac{1}{s+1} dt^{s+1}. \quad (4.7)$$

В результате приходим к выражению (при $m > 1$)

$$\frac{1}{1-m} \left(\frac{1}{[\Delta C_0(\eta, t, t_0)]^{m-1}} - 1 \right) = -\alpha \frac{1}{s+1} (\tilde{t}^{s+1} - 1). \quad (4.8)$$

Подставляя сюда выражение для дефицита меры ползучести (4.6), получим

$$C_0(\eta, t, t_0) = C_0(\eta, \infty, t_0) - \left[\frac{C_0(\eta, \infty, t_0) - C_0(\eta, t_0, t_0)}{\left[1 + \alpha \frac{m-1}{s+1} (\tilde{t}^{s+1} - 1) \right]^{\frac{1}{m-1}}} \right]. \quad (4.9)$$

Правая часть (4.5) может быть представлена в виде:

$$-\alpha^* d\tilde{t}^n,$$

при этом вместо (4.9) получим

$$C_0(\eta, t, t_0) = C_0(\eta, \infty, t_0) - \left[\frac{C_0(\eta, \infty, t_0) - C_0(\eta, t_0, t_0)}{[1 - \alpha^*(m-1)(\tilde{t}^n - 1)]^{\frac{1}{m-1}}} \right]. \quad (4.10)$$

Заметим, что от (4.9) к (4.10) можно перейти, положив

$$\alpha^* = -\frac{\alpha}{s+1}; s+1 = n. \quad (4.11)$$

В практических расчетах возможно принятие в формулах 4.9 – 4.10 вместо $C_0(\eta, t_0, t_0)$ значения $C_0(\eta, t_0 + 1, t_0)$, которое соответствует мере ползучести бетона для времени нагружения $t - t_0 = 1$ сут, при этом $\tilde{t} = \frac{t}{t_0 + 1}$.

Для описания мер ползучести теоретическим способом по формуле (4.9) с указанной выше корректировкой $C_0(\eta, t_0, t_0)$ необходимо иметь значения начальных $C_0(\eta, t_0 + 1, t_0)$ и предельных $C_0(\eta, \infty, t_0)$ мер ползучести, а также определить коэффициенты s , α , m на основании данных экспериментов.

Основные результаты использования теоретической методики для описания удельных деформаций (мер) ползучести исследуемых высокопрочных бетонов представлены в [110].

Значения $C_0(\eta, t_0 + 1, t_0)$ по данным экспериментов приведены в таблице 4.3, таблице 4.4.

Таблица 4.3 - Значение начальных мер ползучести для образцов МВБ [110]

Возраст нагружения в сут. (t_0)	Значения $C_0(\eta, t_0+1, t_0)$ МПа ⁻¹		
	при $\eta = 0,3R_b$	при $\eta = 0,6R_b$	при $\eta = 0,8R_b$
7	1,2276	2,0349	–
28	0,7387	1,0747	1,2364
100	0,3795	0,5578	–

Таблица 4.4 - Значение начальных мер ползучести для образцов ВСФБ [110]

Возраст нагружения в сут. (t_0)	Значения $C_0(\eta, t_0+1, t_0)$ МПа ⁻¹ $\times 10^5$		
	при $\eta = 0,3R_b$	при $\eta = 0,6R_b$	при $\eta = 0,8R_b$
7	0,9130	1,1504	–
28	0,3880	0,6192	0,7708
100	0,2786	0,3540	–

Предельные деформации ползучести $\varepsilon^n(\infty, t_0)$ определялись по ГОСТ 24544-2020 аналогично методике, описанной в п. 4.1. По предельным деформациям определялись предельные меры ползучести $C_0(\eta, \infty, t_0)$, которые приведены в таблице 4.5, таблице 4.6.

Таблица 4.5 - Предельные меры ползучести и продольные деформации для образцов МВБ [110]

Величина	Значение величины в зависимости от t_0 и η						
	7 сут.		28 сут.			100 сут.	
	0,3 R_b	0,6 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b
$\varepsilon^n(\infty, t_0) \times 10^5$	97	343	91	239	322	79	178
$C_0(\eta, \infty, t_0) \text{ МПа}^{-1} \times 10^5$	4,02	7,11	2,97	3,87	3,92	2,51	2,84

Таблица 4.6 - Предельные меры ползучести и продольные деформации для образцов ВСФБ [110]

Величина	Значение величины в зависимости от t_0 и η						
	7 сут.		28 сут.			100 сут.	
	0,3 R_b	0,6 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b
$\varepsilon^n(\infty, t_0) \times 10^5$	73	175	69	188	256	52	136
$C_0(\eta, \infty, t_0) \text{МПа}^{-1} \times 10^5$	2,82	3,35	2,06	2,81	2,87	1,49	1,93

Параметры s , α , m теоретической меры ползучести, найденные на основании исследований экспериментальных кривых, представлены в таблице 4.7, таблице 4.8.

Таблица 4.7 - Значение коэффициентов к определению текущей меры ползучести для МВБ [110]

Возраст нагружения t_0 , сут.	Значения параметров в зависимости от η								
	s			α			m		
	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b
7	3,3	3,9	—	3	0,5	—	9,46	14,5	—
28	4,8	6,4	6,5	0,9	1	1,4	8,4	9,5	10,5
100	10,9	7,9	—	4,7	4,6	—	7,4	5,6	—

Таблица 4.8 - Значение коэффициентов к определению текущей меры ползучести для ВСФБ [110]

Возраст нагружения t_0 , сут.	Значения параметров в зависимости от η								
	s			α			m		
	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b	0,3 R_b	0,6 R_b	0,8 R_b
7	4,3	13	—	0,35	0,3	—	7,9	20	—
28	0,6	2,8	7,7	0,7	1,27	3,2	11	5,85	9,9
100	9	4	—	4	4	—	6,7	4	—

Следует отметить, что изменение коэффициентов имеет сложный характер в зависимости как от возраста загрузки бетона, так и от уровня нагружения.

Полученные в соответствии с зависимостью (4.10) с учетом подобранных коэффициентов теоретические меры ползучести исследуемых бетонов в сравнении с экспериментальными данными представлены на рисунках 4.7 - 4.12.

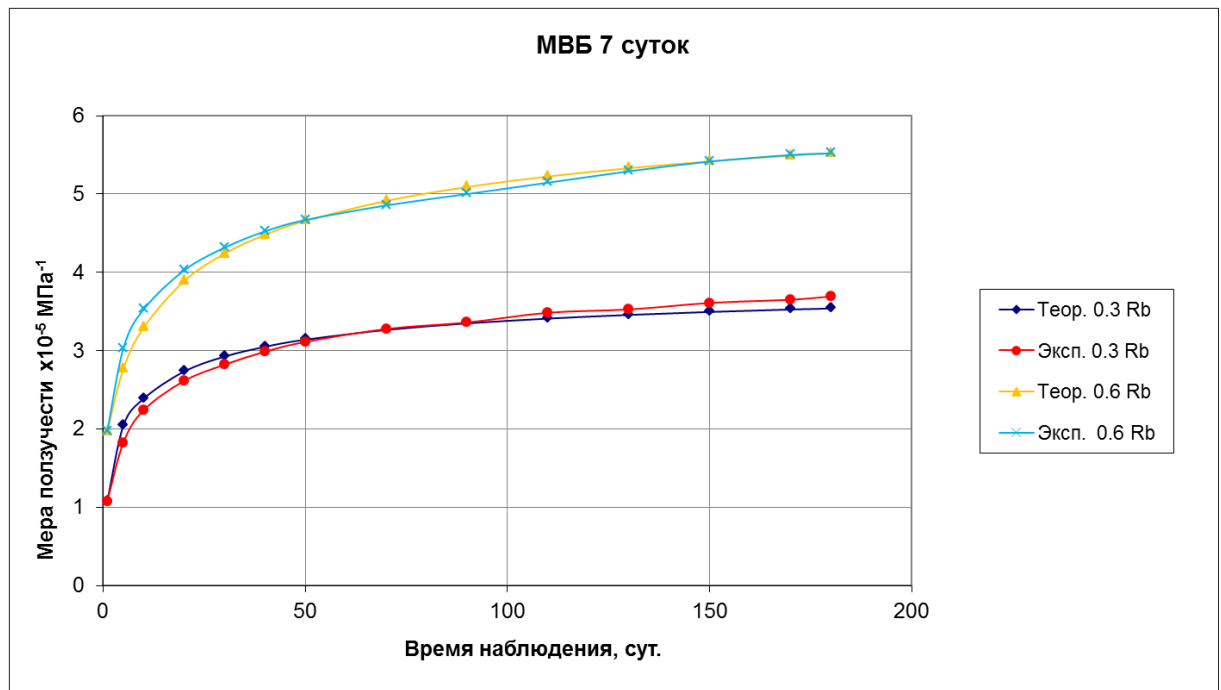


Рисунок 4.7 - Изменение мер ползучести для образцов МВБ, загруженных в возрасте 7 суток [110]

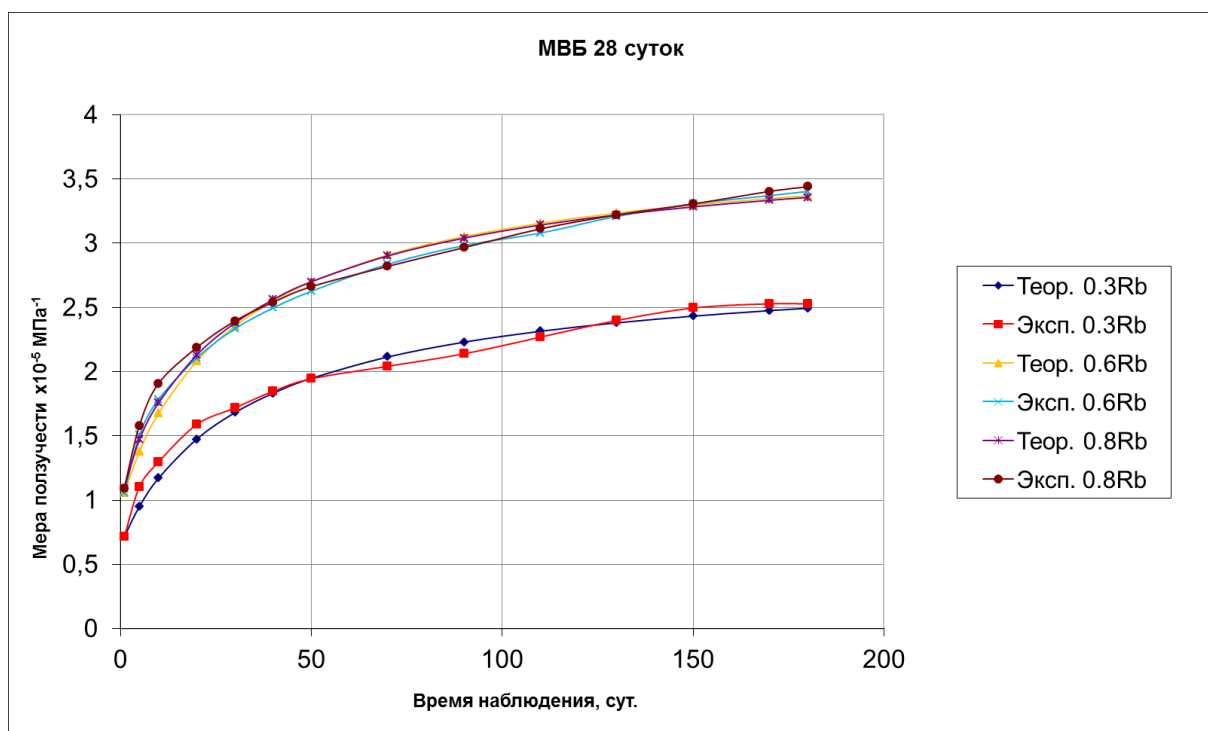


Рисунок 4.8 - Изменение мер ползучести для образцов МВБ, загруженных в возрасте 28 суток [110]

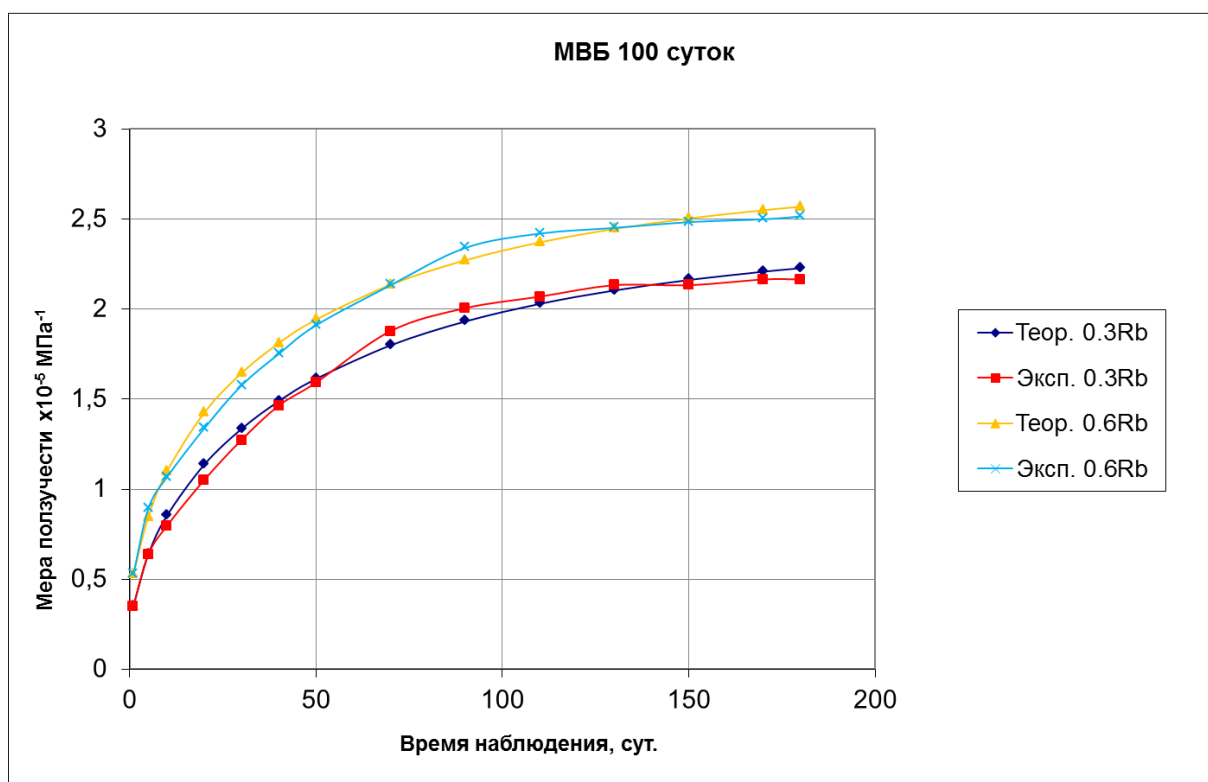


Рисунок 4.9 - Изменение мер ползучести для образцов МВБ, загруженных в возрасте 100 суток [110]

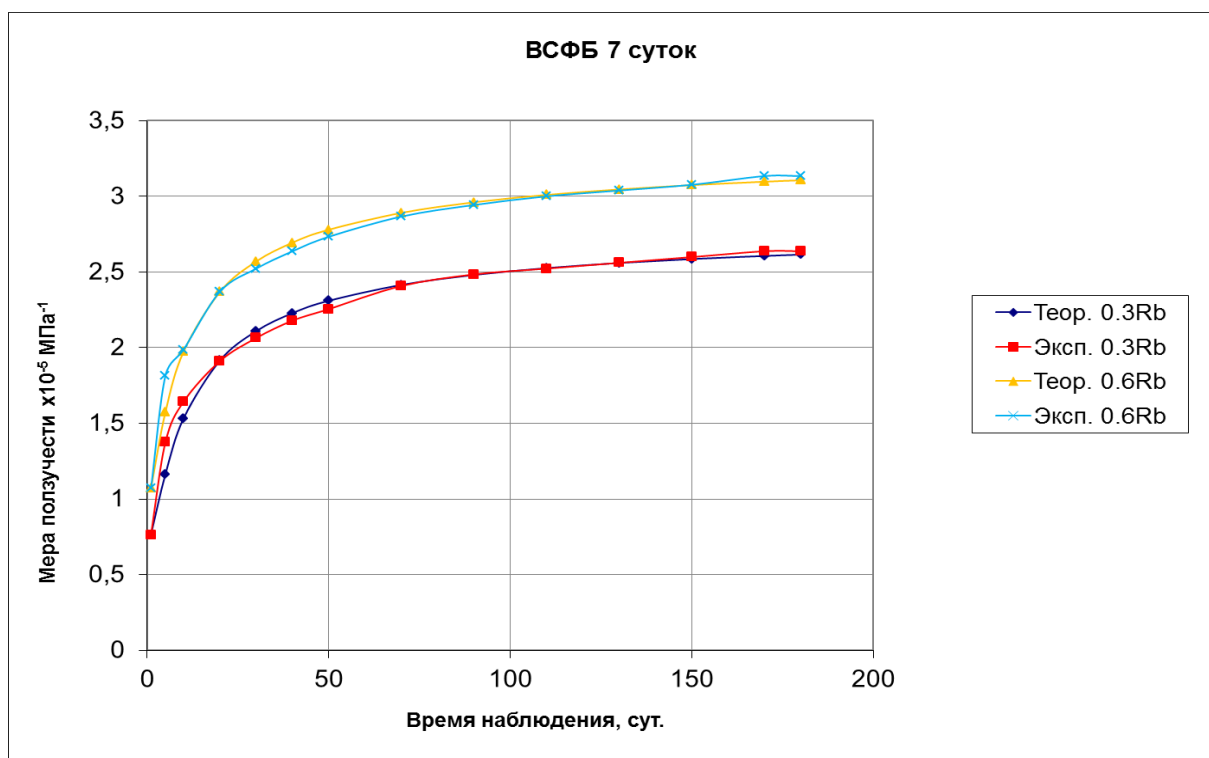


Рисунок 4.10 - Изменение мер ползучести для образцов ВСФБ, загруженных в возрасте 7 суток [110]

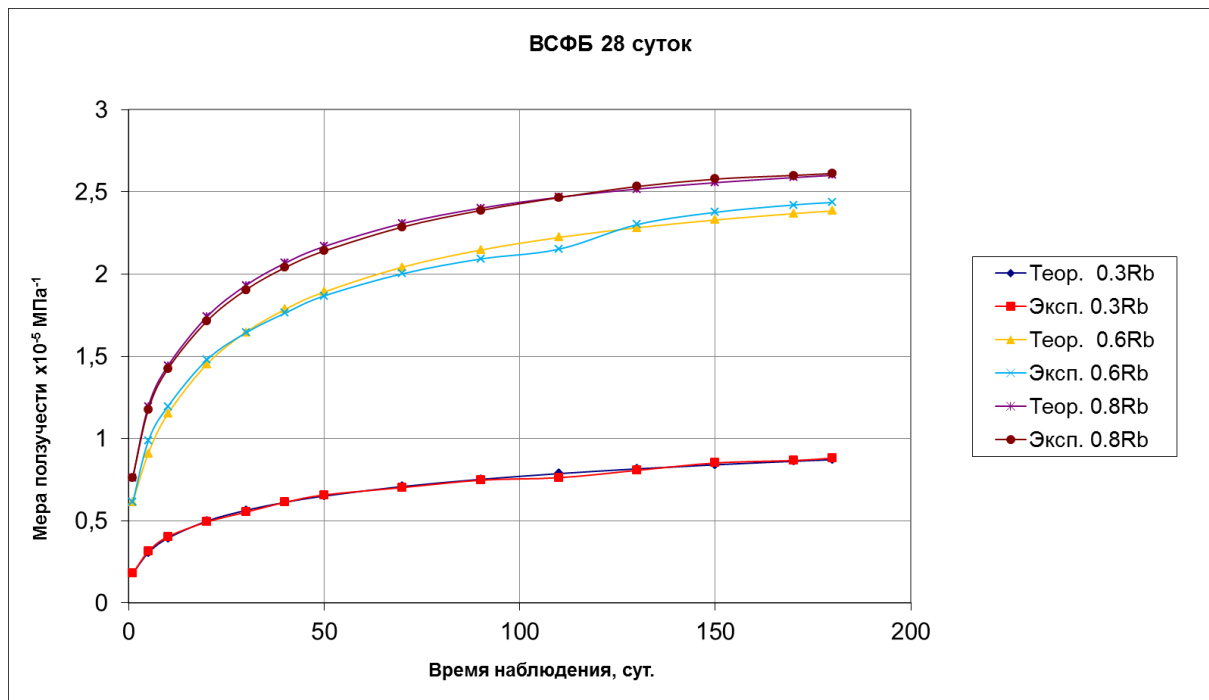


Рисунок 4.11 - Изменение мер ползучести для образцов ВСФБ, загруженных в возрасте 28 суток [110]

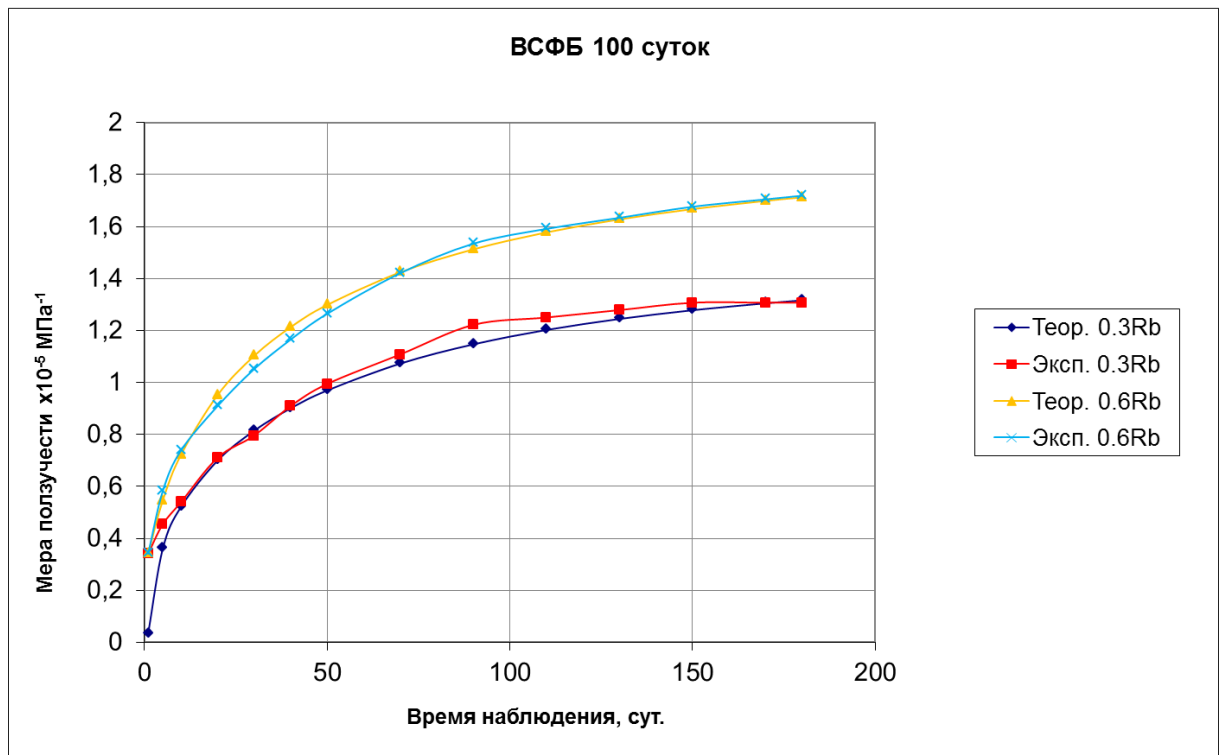


Рисунок 4.12 - Изменение мер ползучести для образцов ВСФБ, загруженных в возрасте 100 суток [110]

Сопоставление теоретических и экспериментальных данных свидетельствует о том, что представленный теоретический подход к описанию ползучести исследуемых составов при указанных параметрах позволяет вычислять меры ползучести с высокой степенью точности.

4.3 Зависимость предельных мер ползучести от возраста загрузки

Для описания и изучения ползучести исследуемых составов важную роль играет определение предельных мер ползучести $C_0(\eta, \infty, t_0)$. Результаты вычисления этих величин по данным экспериментальных исследований представлены в таблицах 4.5, 4.6. При этом бывает целесообразно привязать предельные меры ползучести бетона, загруженного в различном возрасте, к эталонному значению при возрасте загрузки 28 суток. По аналогии с вычислением кратковременных характеристик – призмочной прочностью и модулем упругости – ранее [104, 122] для этого предлагалась следующая формула:

$$C(\eta, \infty, t_0) = C(\eta, \infty, 28) \cdot \left[1 + \frac{A}{C+B} \left(\frac{t-28}{t+D} \right) \right]^n \quad (4.12)$$

где $C(\eta, \infty, t_0)$ – предельная мера ползучести при уровне напряжений η и возрасте загрузки t_0 ;

$C(\eta, \infty, 28)$ – предельная мера ползучести при уровне напряжений η и возрасте загрузки 28 суток;

A, C, D, n – подбираемые эмпирическим путем безразмерные параметры;

B – класс бетона по прочности, в данном случае принимаемый равным $1,4R_b$.

В задачи нашего исследования входило установление возможности использования данной формулы для исследуемых составов и подбор входящих в нее эмпирических коэффициентов.

Сопоставление с данными экспериментов показало, что для ВСФБ необходимо ввести разграничение для параметра A по возрасту загрузки – до 28 суток и после 28 суток. Подобранные параметры представлены в таблицах 4.9 – 4.10.

Результаты исследования предельных мер ползучести с их теоретической привязкой к возрасту загрузки 28 суток представлены в [110].

Таблица 4.9 - Значения параметров для вычисления предельной меры ползучести МВБ [110]

η	$C(\eta, \infty, 28)$	B	A	C	D	n
$0,3R_b$	2,966	143,78	26	55	7	-1,5
$0,6R_b$	3,868	143,78	46	55	7	-1,5

Таблица 4.10 - Значения параметров для вычисления предельной меры ползучести ВСФБ [110]

η	$C(\eta, \infty, 28)$	B	A		C	D	n
			при $t_0 \leq 28$ сут	при $t_0 > 28$ сут			
$0,3R_b$	2,057	156,1	40	70	55	30	-1,5
$0,6R_b$	2,814	156,1	90	90	55	30	-1,5

Полученные по предложенной зависимости значения предельных мер ползучести и их сопоставление с экспериментальными данными представлены в таблицах 4.11 – 4.12 и на рисунках 4.13 – 4.14.

Таблица 4.11 - Результаты вычисления предельных мер ползучести МВБ [110]

Возраст загрузки, сут	$\eta = 0,3 R_b$		$\eta = 0,6 R_b$	
	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ теор.	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ эксп.	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ теор.	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ эксп.
7	4,1	4,0	7,3	7,1
28	3,0	3,0	3,9	3,9
100	2,6	2,5	3,1	2,8

Таблица 4.12 - Результаты вычисления предельных мер ползучести ВСФБ [110]

Возраст загрузки, сут	$\eta = 0,3 R_b$		$\eta = 0,6 R_b$	
	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ теор.	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ эксп.	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ теор.	$C(\eta, \infty, t_0) \times 10^5$ МПа ⁻¹ эксп.
7	2,8	2,8	3,3	3,3
28	2,1	2,1	2,8	2,8
100	1,5	1,5	2,0	1,9

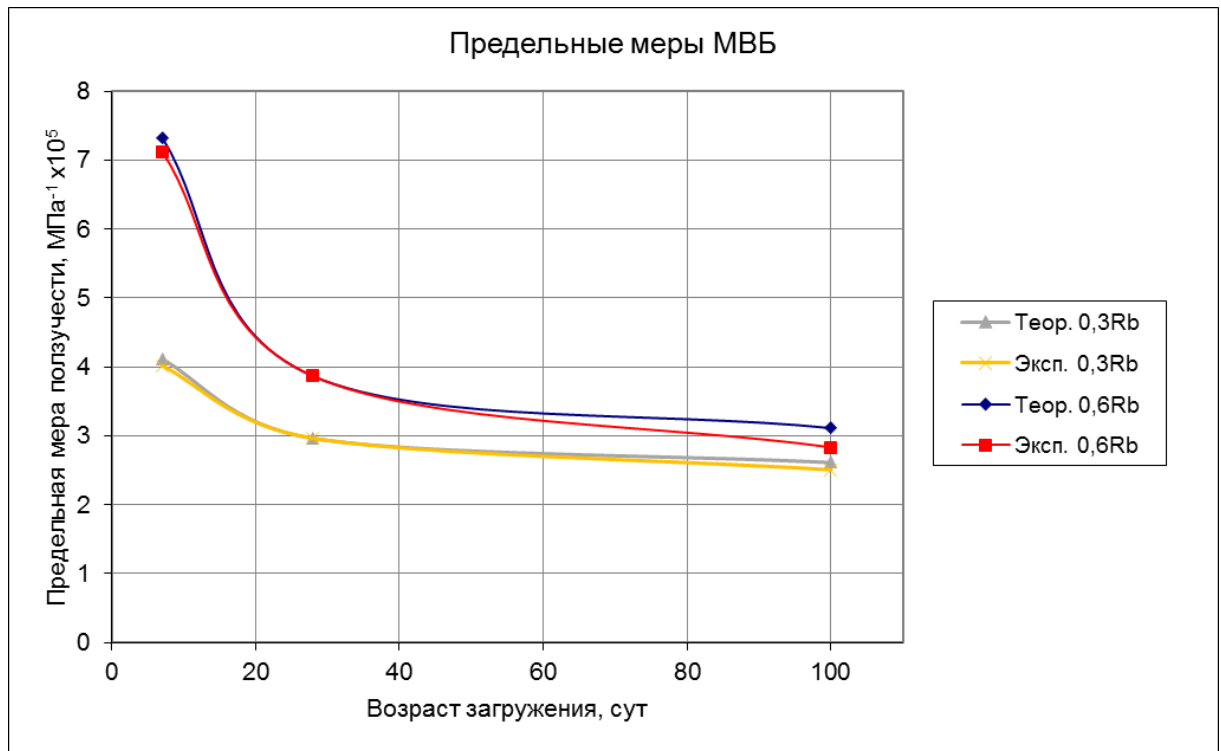


Рисунок 4.13 - Влияние возраста загрузки на предельную меру ползучести МВБ [110]

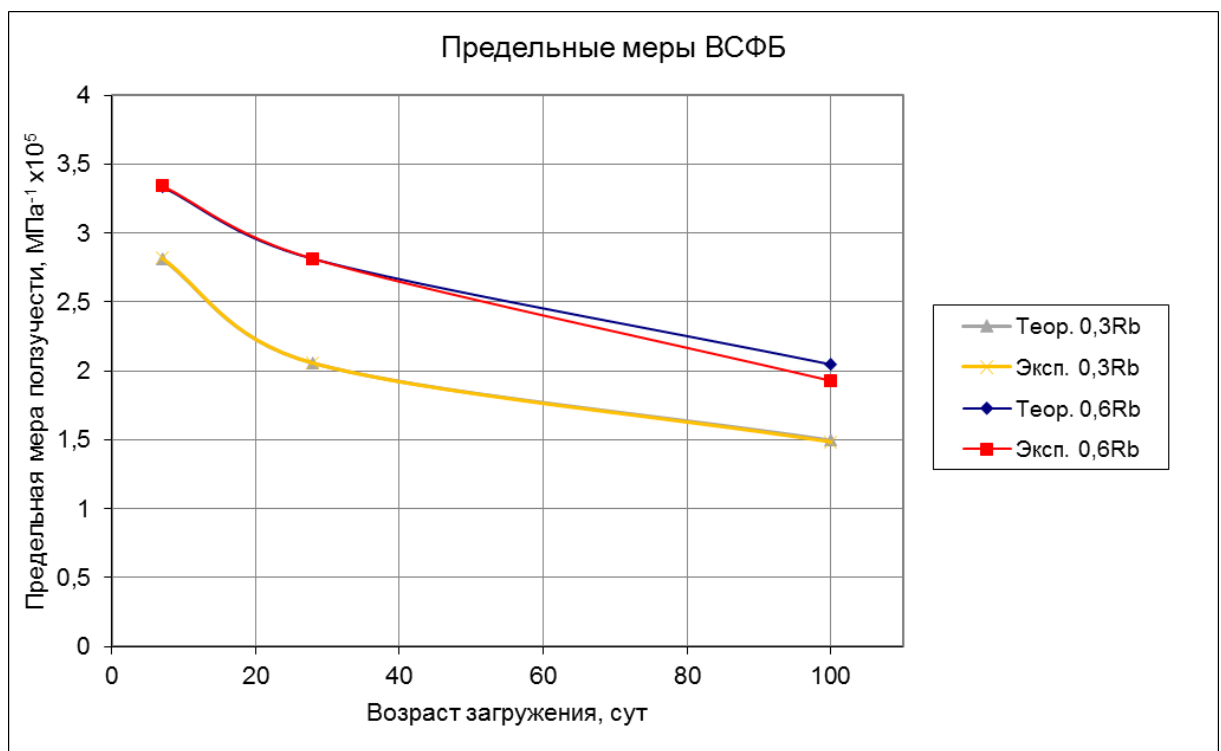


Рисунок 4.13 - Влияние возраста загрузки на предельную меру ползучести ВСФБ [110]

Стоит отметить, что наиболее сильный скачок увеличения предельной меры ползучести наблюдается у МВБ в молодом возрасте загрузки (до 28 суток).

4.4 Экспериментальная методика описания удельных деформаций (мер) ползучести

Рассмотрим экспериментальный подход к описанию ползучести. В соответствии с данным подходом математическое моделирование развития удельных деформаций (мер) ползучести во времени было выполнено с использованием основанной на большом количестве экспериментов с обычными бетонами формулы, предложенной И.Е. Прокоповичем и М.М. Заставой [114] в следующем виде:

$$C(t, \tau) = C(\infty, 28) \cdot \Omega(t_0) \cdot f(t - t_0), \quad (4.13)$$

где $C(\infty, 28)$ – предельное значение удельной деформации (меры) ползучести, которое определяется по методике ГОСТ 24544-2020;

$\Omega(t_0)$ – функция, учитывающая влияние старения бетона на удельные деформации (меры) ползучести;

$f(t - t_0)$ – функция, учитывающая нарастание во времени удельной деформации (меры) ползучести.

Выражения для функций $\Omega(t_0)$ и $f(t - t_0)$ конструируются в следующем виде:

$$\Omega(t_0) = 0,5 + d e^{-2\gamma_1 t_0}; \quad (4.14)$$

$$f(t - t_0) = 1 - D e^{-\alpha(t-t_0)} - B e^{-\gamma_1(t-t_0)}; \quad (4.15)$$

где коэффициенты d и γ_1 – назначаются в зависимости от модуля открытой поверхности конструкции по таблицам 4.13 и 4.14;

$$B = 0,475; D = 0,525; \alpha = 0,1.$$

Таблица 4.13 - Значения коэффициента d для формулы (4.14)

Параметр	t_0 , сут.	Значение параметра при модуле открытой поверхности конструкции M_0 , м ⁻¹			
		10 и менее	20	40	60 и более
d	3	1,326	1,485	1,661	1,855
	7	1,001	1,121	1,256	1,406
	14	0,737	0,825	0,924	1,035
	28	0,626	0,701	0,785	0,879
	>60	0,592	0,663	0,744	0,833

Таблица 4.14 - Значения коэффициента γ_1 для формул (4.14), (4.15)

Параметр	Значение параметра при модуле открытой поверхности конструкции M_0 , м ⁻¹			
	10 и менее	20	40	60 и более
$\gamma_1 \text{сут}^{-1}$	0,004	0,006	0,008	0,010

Для применения изложенной методики И.Е. Прокоповича и М.М. Заставы к исследуемым высокопрочным бетонам для обеспечения соответствия результатов расчета экспериментальным данным необходимо выполнить корректировку функций $f(t - t_0)$ и $\Omega(t_0)$. Помимо этого, необходимо учесть влияние уровня нагружения меры ползучести бетона. Корректировка осуществляется за счет подбора коэффициентов d , B , D и α . При подборе коэффициентов было учтено два условия:

- произведение значения предельной меры ползучести бетона, загруженного в возрасте 28 суток, на функцию учета старения бетона $\Omega(t_0)$ дает значение предельной меры ползучести бетона, загруженного в возрасте t_0 :

$$C(\eta, \infty, 28) \cdot \Omega(t_0) = C(\eta, \infty, t_0) ; \quad (4.16)$$

Таблица 4.16 - Значения коэффициентов функций $\Omega(t_0)$ и $f(t - t_0)$ для ВСФБ [128]

Параметр	Значение параметра в зависимости от η, t_0						
	$t_0 = 7 \text{ сут.}$		$t_0 = 28 \text{ сут.}$			$t_0 = 100 \text{ сут.}$	
	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,8R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$
d	0,920	0,728	0,626	0,626	0,626	0,495	0,413
B	0,205	0,185	0,385	0,385	0,285	0,385	0,385
D	0,730	0,753	0,563	0,551	0,619	0,545	0,548
α	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08

Таблица 4.17 - Проверка выполнения условия (4.16) для МВБ [128]

Функция	Значение функции в зависимости от η, t_0						
	$t_0 = 7 \text{ сут.}$		$t_0 = 28 \text{ сут.}$			$t_0 = 100 \text{ сут.}$	
	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,8R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$
$C(\eta, \infty, t_0)$	4,020	7,126	2,966	3,868	3,918	2,508	2,835
$C(\eta, \infty, 28) \cdot \Omega(t_0)$	4,021	7,123	2,967	3,869	3,919	2,317	2,834

Таблица 4.18 - Проверка выполнения условия (4.16) для ВСФБ [128]

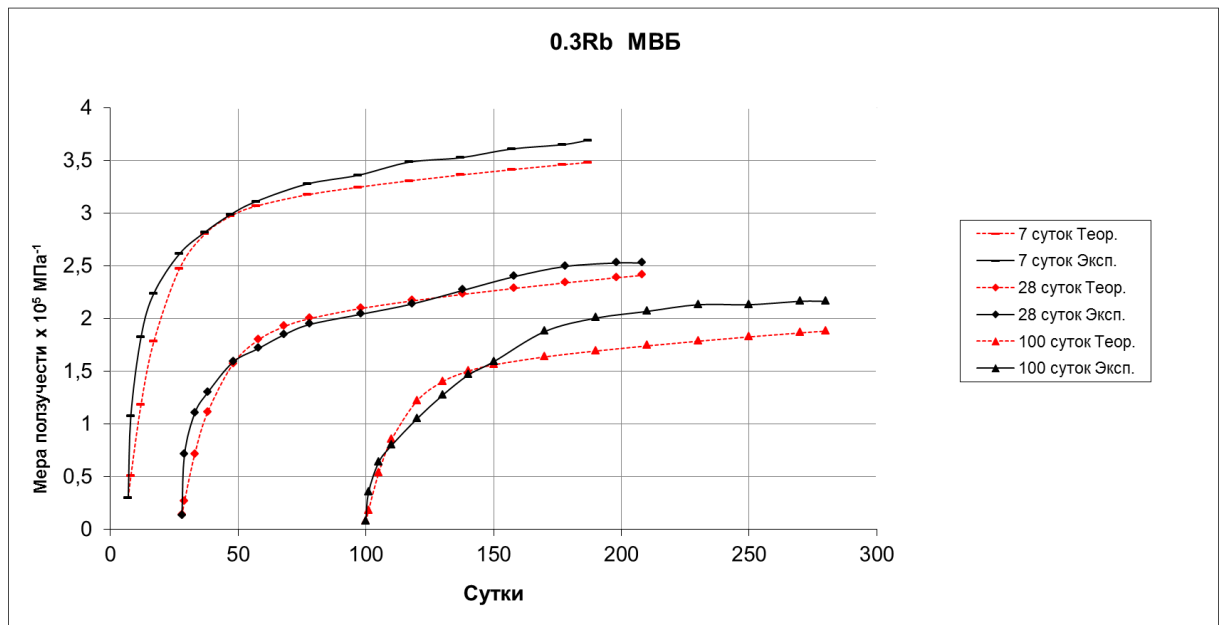
Функция	Значение функции в зависимости от η, t_0						
	$t_0 = 7 \text{ сут.}$		$t_0 = 28 \text{ сут.}$			$t_0 = 100 \text{ сут.}$	
	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,8R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$
$C(\eta, \infty, t_0)$	2,818	3,345	2,057	2,814	2,871	1,486	1,929
$C(\eta, \infty, 28) \cdot \Omega(t_0)$	2,818	3,344	2,058	2,815	2,872	1,486	1,929

Таблица 4.19 - Проверка выполнения условия (4.17) для МВБ [128]

Функция	Значение функции в зависимости от η , t_0						
	$t_0 = 7 \text{ сут.}$		$t_0 = 28 \text{ сут.}$			$t_0 = 100 \text{ сут.}$	
	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,8R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$
$C(\eta, t_0, t_0)$	0,301	0,467	0,133	0,224	0,324	0,076	0,205
$C(\eta, \infty, 28) \cdot \Omega(t_0) \cdot f(t - t_0)$	0,302	0,470	0,134	0,224	0,325	0,075	0,204

Таблица 4.20 - Проверка выполнения условия (4.17) для ВСФБ [128]

Функция	Значение функции в зависимости от η , t_0						
	$t_0 = 7 \text{ сут.}$		$t_0 = 28 \text{ сут.}$			$t_0 = 100 \text{ сут.}$	
	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$	$0,8R_b$	$0,3R_b$	$0,6R_b$
$C(\eta, t_0, t_0)$	0,184	0,207	0,107	0,180	0,277	0,104	0,129
$C(\eta, \infty, 28) \cdot \Omega(t_0) \cdot f(t - t_0)$	0,183	0,207	0,107	0,180	0,276	0,104	0,129

**Рисунок 4.14** - Теоретические и экспериментальные кривые мер ползучести МВБ при $\eta=0,3R_b$ [128]

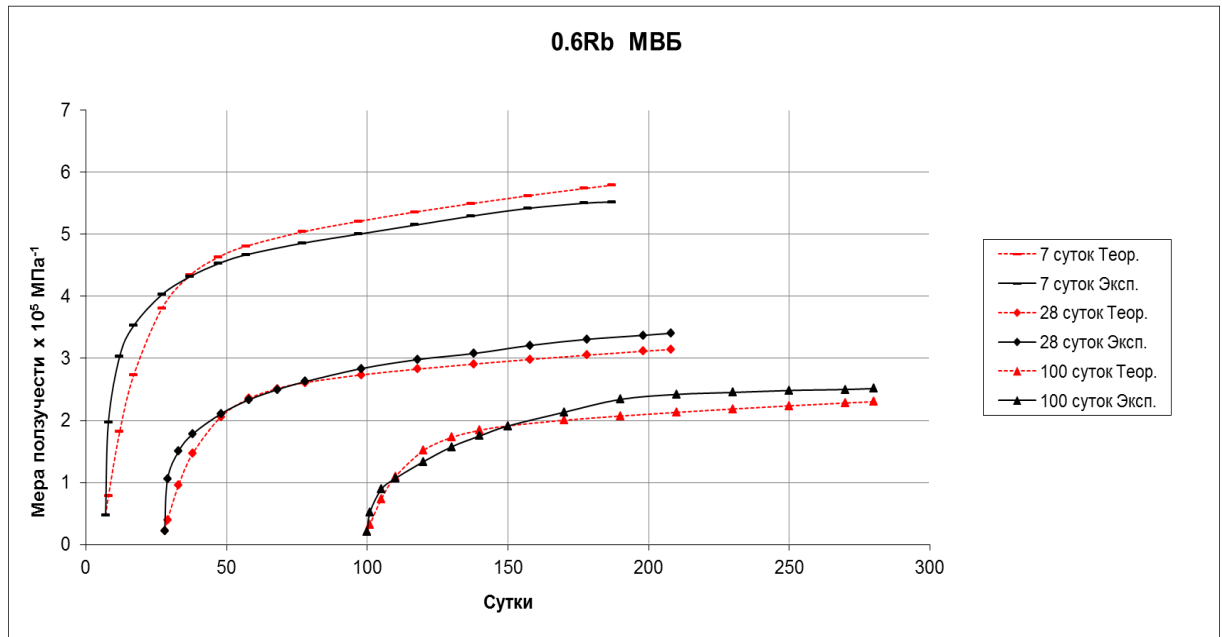


Рисунок 4.15 - Теоретические и экспериментальные кривые мер ползучести МВБ при $\eta=0,6R_b$ [128]

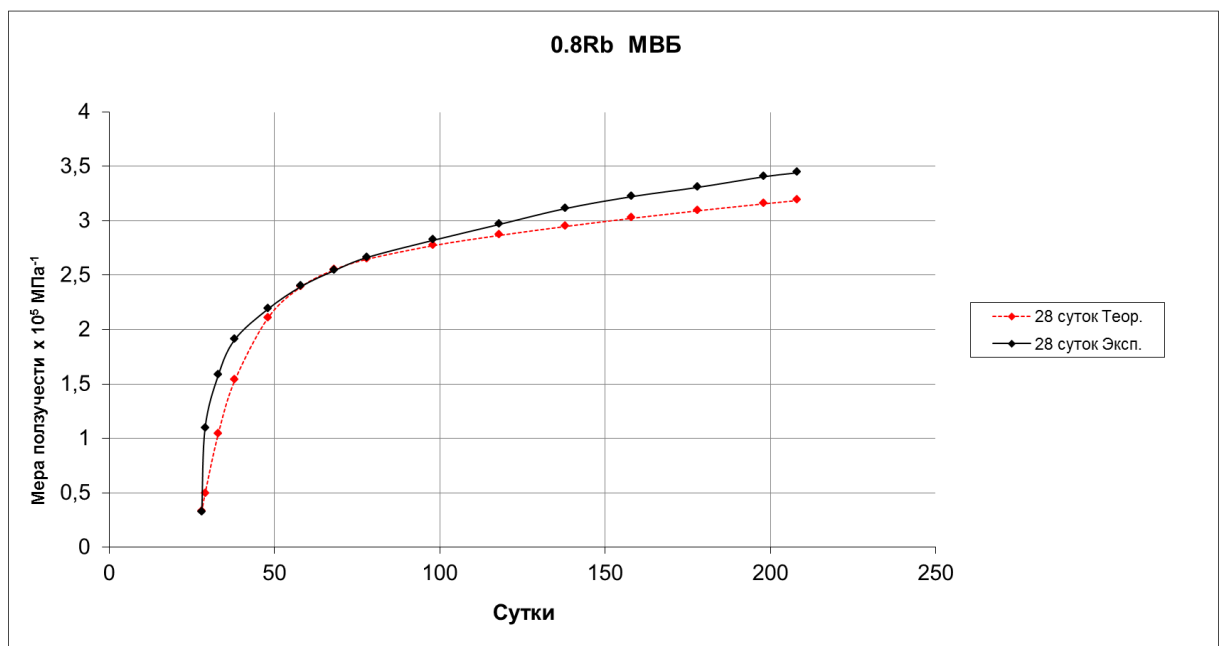


Рисунок 4.16 - Теоретические и экспериментальные кривые мер ползучести МВБ при $\eta=0,8R_b$ [128]

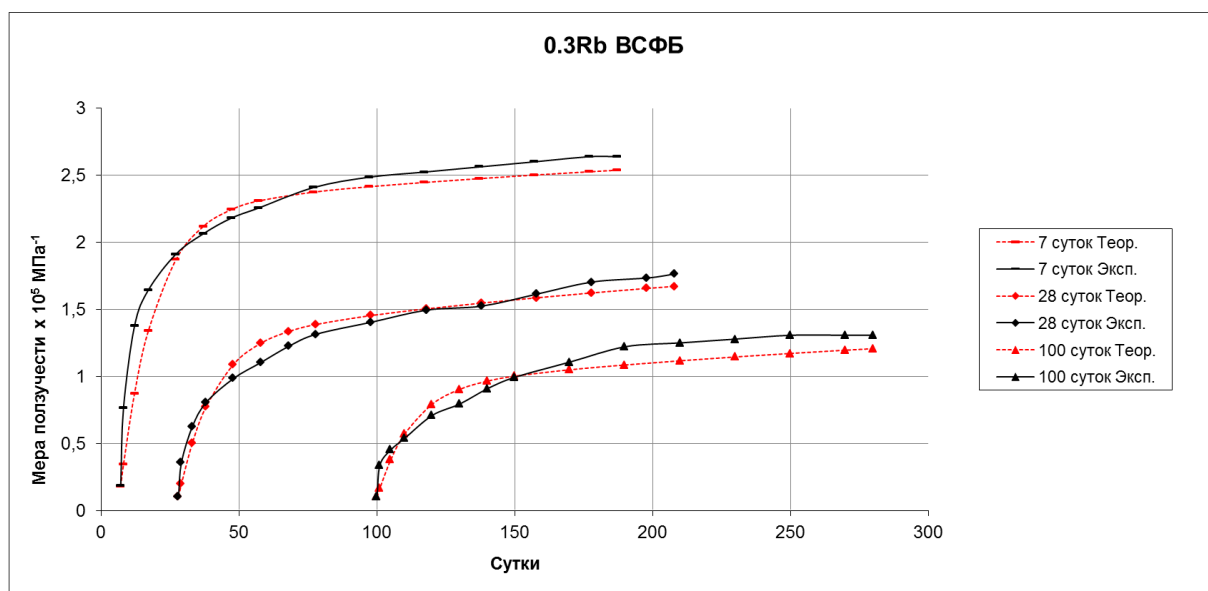


Рисунок 4.17 - Теоретические и экспериментальные кривые мер ползучести ВСФБ при $\eta=0,3R_b$ [128]

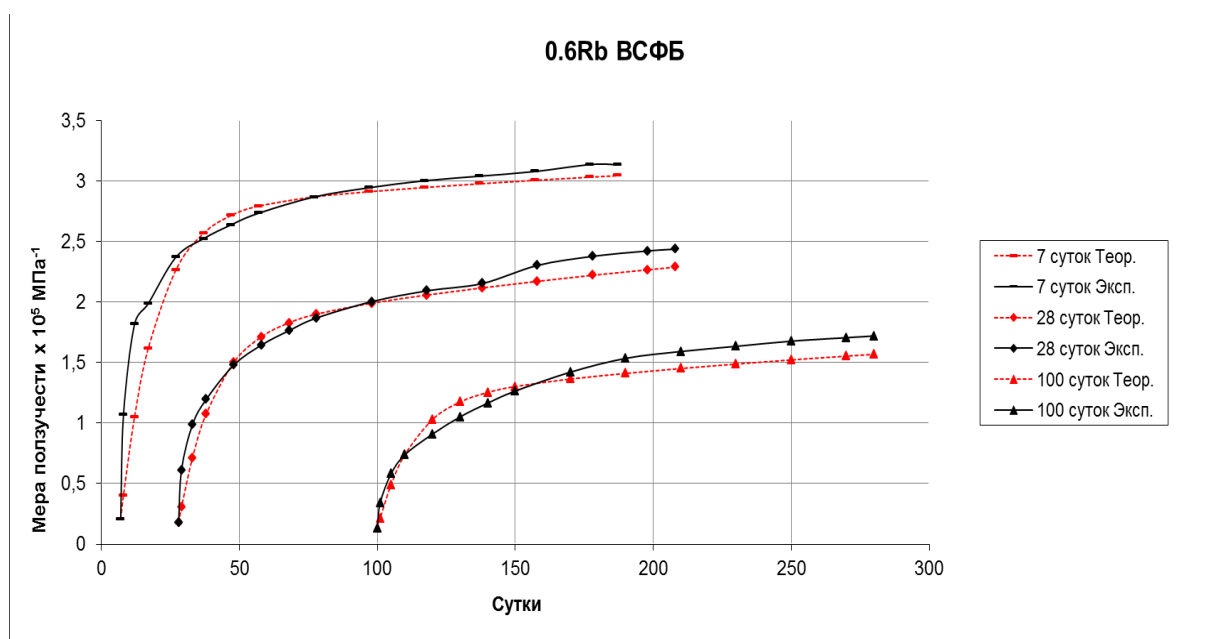


Рисунок 4.18 - Теоретические и экспериментальные кривые мер ползучести ВСФБ при $\eta=0,6R_b$ [128]

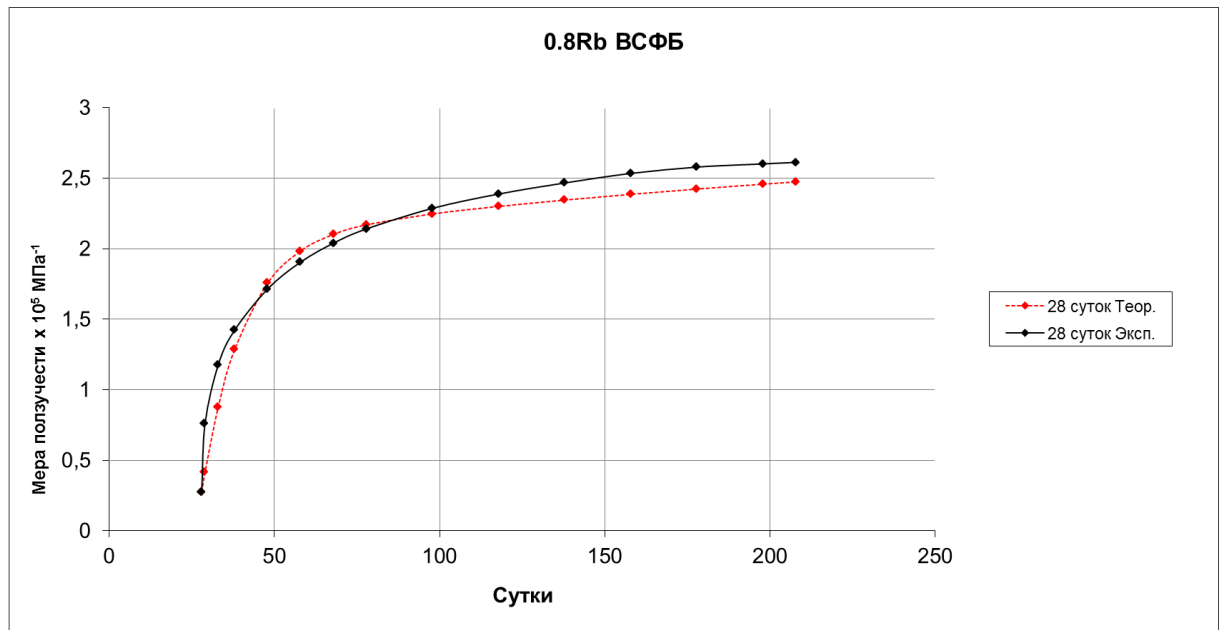


Рисунок 4.19 - Теоретические и экспериментальные кривые мер ползучести ВСФБ при $\eta=0,8R_b$ [128]

4.5 Построение диаграмм-изохрон мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона при сжатии

В предыдущих разделах было дано развитие экспериментального подхода к описанию мер ползучести мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона, представлены результаты теоретической обработки кратковременных и длительных испытаний исследуемых материалов, дающие возможность для построения полного спектра диаграмм-изохрон при сжатии высокопрочного сталефибробетона и мелкозернистого высокопрочного бетона применительно к различному возрасту его загрузки и выполнения их проверки путем сравнения полученных результатов с экспериментальными данными. В процессе выполнения этой работы коснемся также вопросов вычисления нелинейных характеристик ползучести.

Результаты экспериментальных исследований, представленные в главе 2, соответствуют «жесткому» режиму нагружения, при котором нагрузка, прикладываемая к испытываемым образцам, в короткий срок (в пределах 1 часа)

доводится до проектного уровня и затем выдерживается постоянной в течение длительного времени.

Для построения диаграмм-изохрон используем традиционный теоретический подход, описанный в [77], развитый в [107] и других источниках, и откорректируем его применительно к исследуемым материалам на основе экспериментальных данных.

4.5.1 Кривые длительного сопротивления МВБ и ВСФБ

В первую очередь, необходимо определить вершины диаграмм-изохрон, построив кривые длительного сопротивления бетона. Для каждого исследуемого момента времени нагружения $t - t_0$ уровень нагрузки будет определяться от значения длительного сопротивления в этой точке. Исследования ряда авторов [60, 98, 152] свидетельствуют о том, что при длительном загрузении бетона сжимающими напряжениями высокого уровня происходит снижение его прочности, в среднем, на 10 - 25%. В случае жесткого режима нагружения кривая длительного сопротивления имеет участок резкого снижения прочности, а затем стабилизируется. При построении кривой учитывается возраст бетона при загрузении t_0 и время нагружения $t - t_0$. Для этого используется следующая зависимость:

$$R_{b,ser}(t, t_0) = R_{b,ser}(t_0) \left\{ [0,95 - 1,57 \cdot 10^{-2} \ln(t - t_0)] \gamma_t + \frac{\bar{\gamma}_{b2} (1 - \gamma_t)}{1 - (1 - \bar{\gamma}_{b2}) e^{-4\gamma_1(t - t_0)}} \right\}, \quad (4.18)$$

где $\gamma_t = 1$ для жесткого режима нагружения;

γ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона и условий твердения на длительное сопротивление, при нормальных условиях твердения вычисляется по формуле:

$$\gamma_{b2} = 0,85 + 1,44 e^{-0,12 t_0}; \quad (4.19)$$

$R_{b,ser}(t_0)$ – начальный предел прочности при сжатии, зависящий от возраста загрузки; вычисление данной величины принимаем согласно методике, описанной в п. 3.1. Полученные значения приведены в таблицах 3.1 – 3.2 (смотреть п. 3.1).

Время нагружения $t - t_0$ является одним из основных факторов при построении диаграмм-изохрон. Наши экспериментальные исследования позволяют исследовать влияние фактора продолжительности нагружения от 1 часа до 180 суток. С целью равномерности распределения исследуемых временных интервалов диаграммы-изохроны будут построены для следующих значений времени загрузки (в сутках): 0,05 (1,2 часа); 0,25; 0,5; 0,75; 1; 2; 4; 6; 10; 15; 20; 26; 33; 40; 46; 56; 68; 82; 96; 110; 126; 145; 160; 180.

Кривые длительного сопротивления для МВБ и ВСФБ, загруженных в различном возрасте, построенные по указанным точкам временной оси, представлены соответственно на рисунках 4.20 – 4.21.

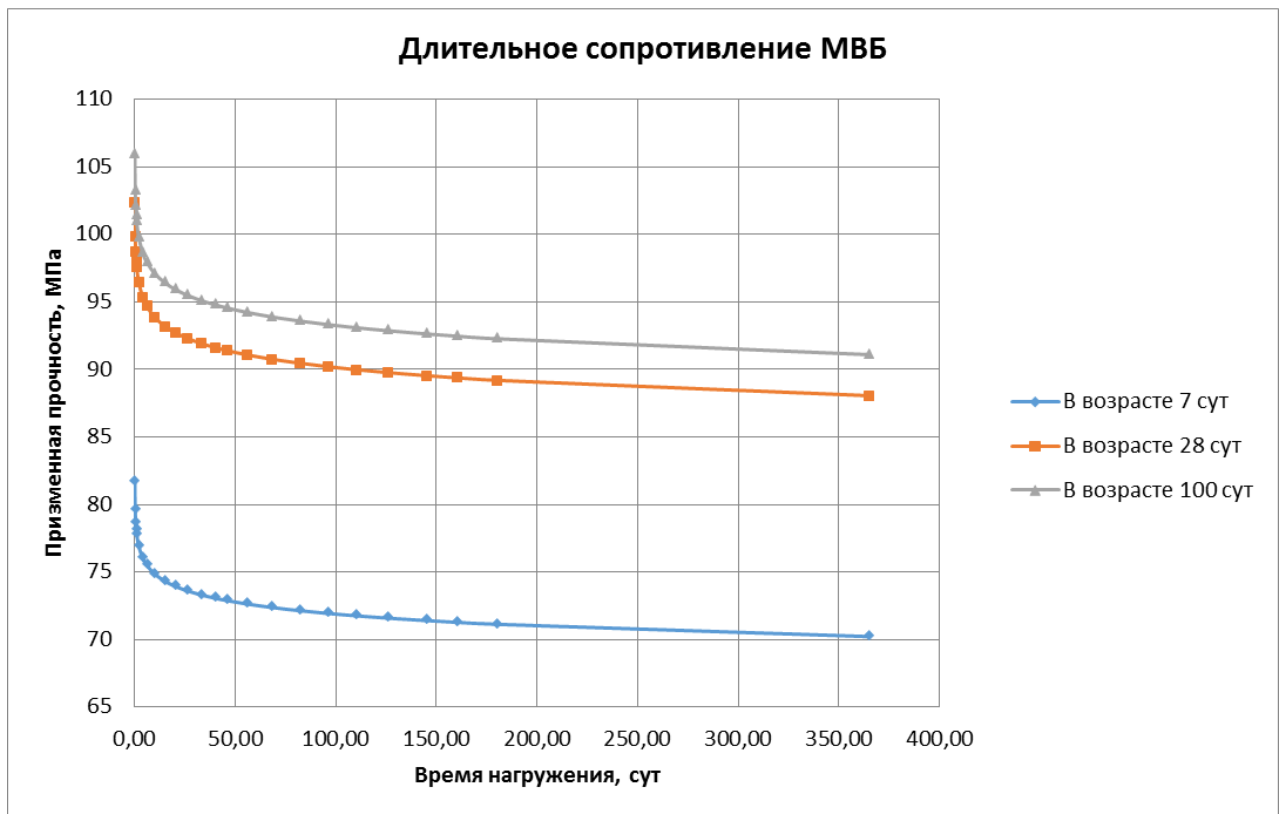


Рисунок 4.20 - Кривые длительного сопротивления МВБ

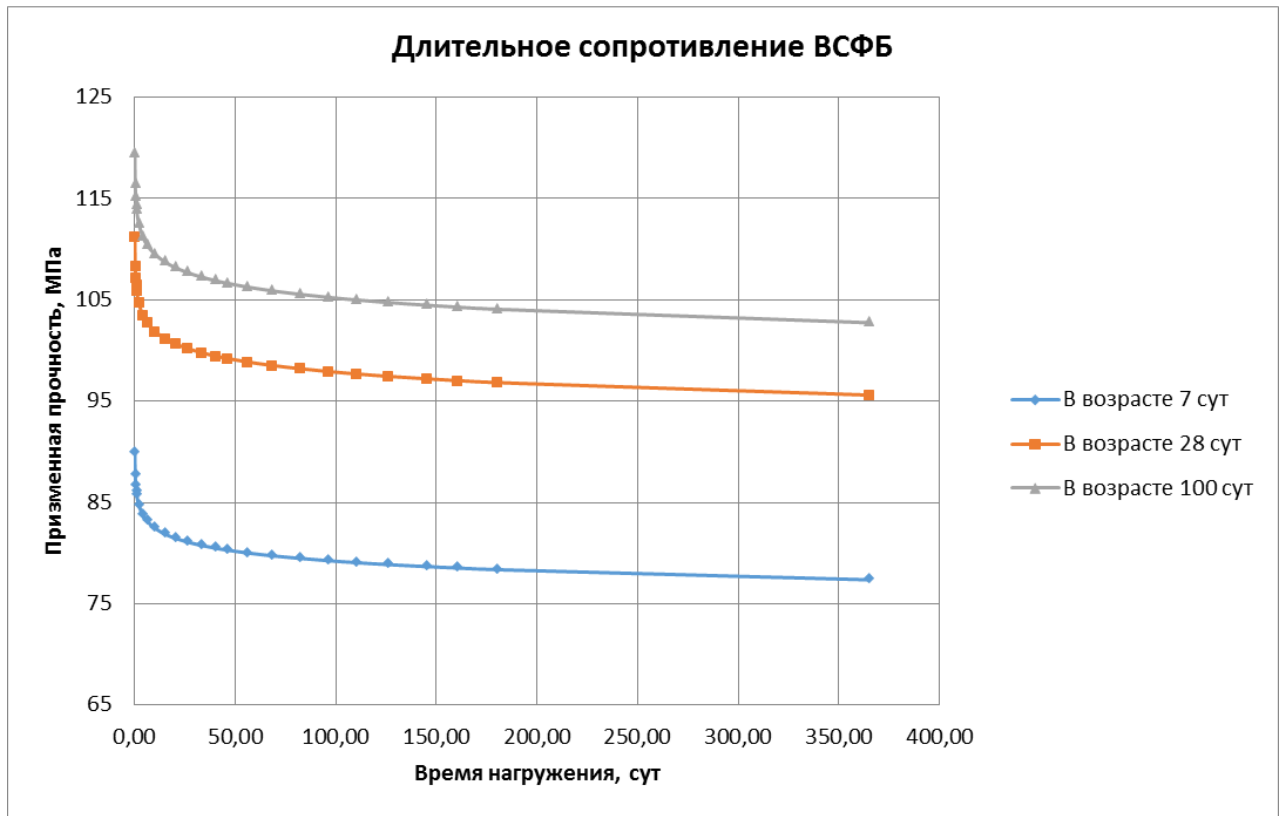


Рисунок 4.21 - Кривые длительного сопротивления ВСФБ

4.5.2 Методика построения диаграмм-изохрон МВБ и ВСФБ

Рассмотрим теоретический подход к описанию и построению диаграмм-изохрон исследуемых бетонов для указанных моментов времени. Согласно [85], к моменту времени t деформации образца при жестком режиме нагружения складываются из мгновенно-упругой составляющей и деформаций ползучести. В общем виде это можно представить следующей зависимостью:

$$\varepsilon_b(t) = \sigma_b(t_0) \left[\frac{1}{E_b(t_0)\nu_b} + f_c C(t, t_0) \right] = \frac{\sigma_b(t_0)}{E_b(t_0)} \left[\frac{1}{\nu_b} + f_c \varphi(t, t_0) \right], \quad (4.20)$$

где $E_b(t_0)$ – модуль упругости бетона, соответствующий возрасту нагружения t_0 ;

ν_b – коэффициент изменения секущего модуля при кратковременном сжатии;

$C(t, t_0)$ – мера линейной ползучести;

f_c – функция нелинейности;

$\varphi(t, t_0)$ – характеристика ползучести, при этом

$$\varphi(t, t_0) = E_b(t_0)C(t, t_0). \quad (4.21)$$

Общая мера линейных и нелинейных деформаций ползучести представляется в виде:

$$C(t, t_0, \eta) = f_C C(t, t_0) = \frac{f_C \varphi(t, t_0)}{E_b(t_0)}. \quad (4.22)$$

Характеристика ползучести определяется выражением

$$\varphi(t, t_0) = \varphi f(t - t_0), \quad (4.23)$$

где $\varphi = \varphi(\infty, t_0)$ – предельная характеристика линейной ползучести, выражение для которой конструируется следующим образом:

$$\varphi = \varphi^N \xi_1 \xi_2 \Omega(t_0) \quad (4.24)$$

Функции $f(t - t_0)$ и $\Omega(t_0)$, соответственно, учитывающие развитие деформаций ползучести во времени и влияние возраста нагружения на характеристику ползучести, вычисляются по формулам:

$$f(t - t_0) = 1 - D e^{-\alpha(t-t_0)} - B e^{-\gamma_1(t-t_0)}, \quad (4.25)$$

$$\Omega(t_0) = 0,5 + d e^{-2\gamma_1 t_0}; \quad (4.26)$$

описание параметров, входящих в эти соотношения, и их корректировка применительно к МВБ и ВСФБ описаны в п. 4.4.

Коэффициенты ξ_1 и ξ_2 вводятся для учета, соответственно, влияния влажности среды и условий влагообмена со средой и назначаются по таблицам 4.21, 4.22 в соответствии с [86].

Таблица 4.21 - Значения коэффициента ξ_1

Относительная влажность среды ϕ_{int} , %	Коэффициент ξ_1
40 и менее	1,27
50	1,13
60	1,00
70	0,87
80	0,73
90	0,60
100	0,47

Таблица 4.22 - Значения коэффициента ξ_2

Модуль открытой поверхности $M_0, м^{-1}$, элемента	Коэффициенты	
	ξ_2	ξ_3
0	0,51	0,89
5	0,65	0,89
10	0,76	0,89
20	0,93	1,00
30	1,00	1,13
40	1,22	1,27
60 и более	1,27	1,27

Для условий, в которых проводились наши эксперименты, эти коэффициенты принимаются следующими: $\xi_1 = 0,47$, $\xi_2 = 0,52$.

Параметр φ^N представляет собой предельную функцию для бетонов, находящихся в эталонных условиях, и зависит преимущественно от вида бетона. Для исследуемых материалов он был найден путем сопоставления теоретических и экспериментальных данных и составил:

- для МВБ $\varphi^N = 4,5$;

- для ВСФБ $\varphi^N = 3,6$.

Выражениям (4.23) и (4.24) можно поставить в соответствие классическую формулу экспериментального подхода к описанию мер ползучести:

$$C(t, t_0) = C(\infty, 28)\Omega(t_0)f(t - t_0), \quad (4.27)$$

откуда с учетом (4.21) получаем

$$C(\infty, 28) = \frac{\varphi^N \xi_1 \xi_2}{E_b(t_0)}. \quad (4.28)$$

Функция нелинейности традиционно [132, 133] конструируется в виде

$$f_C = 1 + v_c \eta^4(t_0). \quad (4.29)$$

Для диаграмм-изохрон необходимо перейти к текущему уровню напряжений; представив его в виде

$$\eta(t, t_0) = \eta(t_0)\tilde{\gamma}_{b2}, \quad (4.30)$$

где $\tilde{\gamma}_{b2} = \frac{R_b(t, t_0)}{R_b(t_0)}$, получим

$$f_C = 1 + v_c \tilde{\gamma}_{b2}^4 \eta^4(t, t_0). \quad (4.31)$$

Для практического построения диаграмм-изохрон в любой момент времени t выражение для определения деформаций образца представляется по аналогии со случаем кратковременного сжатия, но входящие в него параметры вычисляются для текущего момента нагружения $t - t_0$:

$$\varepsilon_b(t) = \frac{\sigma_b(t, t_0)}{E_b(t, t_0)v_b(t, t_0)}, \quad (4.32)$$

где напряжения сжатия для момента времени $t - t_0$ составят $\sigma_b(t, t_0) = \eta(t, t_0)R_b(t, t_0)$; значения коэффициента изменения секущего модуля могут вычисляться по формулам:

$$v_b(t, t_0) = \hat{v}_b(t, t_0) + [\nu_0(t, t_0) - \hat{v}_b(t, t_0)]\sqrt{1 - \omega\eta(t, t_0) - (1 - \omega)\eta^2(t, t_0)}, \quad (4.33)$$

$$\omega = 2 - 2,5\hat{v}_b(t, t_0). \quad (4.34)$$

Выражения для граничных значений в начале и в вершине диаграммы находятся следующим образом. Приравнявая значения деформаций, полученные по (4.20) и по (4.32), получим

$$\nu_b(t, t_0) = \frac{\nu_b}{1 + \nu_b f_c \varphi(t, t_0)}. \quad (4.35)$$

Учитывая, что в начале диаграммы $\nu_b = 1$, $f_c = 1$; в вершине диаграммы $\nu_b = \hat{\nu}_b$, $f_c = 1 + \nu_c \tilde{\gamma}_{b2}^4$, для восходящей ветви граничные значения составят

$$\nu_0(t, t_0) = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_0)}, \quad (4.36)$$

$$\hat{\nu}_b(t, t_0) = \frac{\hat{\nu}_b}{1 + \hat{\nu}_b(1 + \nu_c \tilde{\gamma}_{b2}^4) \varphi(t, t_0)}, \quad (4.37)$$

где $\hat{\nu}_b$ – коэффициент изменения секущего модуля при краткосрочном сжатии, вычисляемый для исследуемых составов согласно методике, описанной в п. 3.2.

Стоит отметить, что выражение (4.35) можно использовать как для непосредственного вычисления коэффициента изменения секущего модуля в текущий момент времени, так и для определения граничных значений, а общее выражение для текущего значения принимать по выражению (4.33). Нами используется второй подход, дающий согласно [85] более точное согласование с экспериментальными данными.

Начальный модуль упругости $E_b(t, t_0)$, входящий в выражение (4.32), может приниматься различными способами: как начальный модуль для данного возраста загрузки $E_b(t_0)$, как текущее значение для момента времени t , как усредненный модуль в интервале времени $t - t_0$. Для жесткого режима нагружения рекомендуется принимать первый вариант вычисления модуля упругости. Методика теоретического вычисления модуля в зависимости от возраста нагружения описана в п. 3.1.

Построение теоретической изохроны при бесконечно длительном нагружении (при $t \rightarrow \infty$) также выполняется по представленным зависимостям с той разницей, что в формулах (4.35) и (4.36) текущая характеристика ползучести $\varphi(t, t_0)$ заменяется на предельную φ . При вычислении длительного сопротивления на бесконечности по формуле (4.18) интервал $t - t_0$ принимается равным 365 суток.

При построении диаграмм-изохрон МВБ и ВСФБ и сопоставлении результатов с экспериментальными данными возникла необходимость корректировки описанного алгоритма расчета. Предлагается внести следующие дополнения и изменения.

1. Принимая во внимание, что функция $f(t - t_0)$, учитывающая развитие ползучести во времени, дает большие погрешности на начальных этапах загрузки, появляется необходимость введения множителя $\Delta(t, t_0)$, учитывающего влияние быстронатекающей ползучести. Традиционно он используется при мягких режимах нагружения, однако сопоставление с экспериментальными данными в данном случае указывает на необходимость его применения и для жестких режимов. При $t - t_0 \leq 1$ сут функция $f(t - t_0)$ умножается на выражение

$$\Delta(t, t_0) = \sqrt{1 + 0,314 \ln(t - t_0)}, \quad (4.38)$$

тогда формула (4.23) примет вид:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi f(t - t_0) \Delta(t, t_0). \quad (4.39)$$

При $t - t_0 > 1$ сут множитель $\Delta(t, t_0) = 1$.

2. Предлагается видоизменить конструкцию характеристики ползучести φ , преобразовав ее из линейной в общую с использованием функции нелинейности и представив выражение (4.24) в виде:

$$\varphi = \varphi^N \xi_1 \xi_2 \Omega(t_0) f_c \quad (4.40)$$

Такая запись дает возможность заложения нелинейности в зависимости от уровня действующих напряжений в характеристику ползучести, то есть, выражение (4.22) принимает вид:

$$C(t, t_0, \eta) = \frac{\varphi(t, t_0)}{E_b(t_0)} \quad (4.41)$$

При этом предельную меру ползучести при возрасте нагружения 28 суток, как показывает сопоставление теоретических и экспериментальных данных, с приемлемой степенью точности также рекомендуется вычислять по формуле:

$$C(\infty, 28) = \frac{\varphi^N \xi_1 \xi_2}{E_b(t_0)} f_C \quad (4.42)$$

Функция нелинейности также нуждается в корректировке соответственно опытным данным. Рекомендуется функция f_C в виде:

$$f_C = 1 + v_c \tilde{\gamma}_{b2}^2 \eta^2(t, t_0) \quad (4.43)$$

При изменении возраста нагружения бетона функция нелинейности, сохраняя общую структуру, изменяет «амплитуду». Это может быть учтено коэффициентом v_c , зависящим от вида бетона и возраста нагружения, что находит подтверждение в работах [104, 122]. Подобранные значения для исследуемых материалов приведены в таблице 4.23.

Таблица 4.23 - Значения коэффициента v_c для МВБ и ВСФБ в зависимости от возраста нагружения

Возраст нагружения t_0	МВБ	ВСФБ
7 сут	0,1	0,3
28 сут	0,5	1,0
100 сут	1,6	2,9

Предложенные изменения позволяют единообразно описать нелинейность характеристик ползучести, а также выполнить проверку по полученным экспериментально мерам ползучести. Следует отметить, что при высоких уровнях

нагрузки, близких к единице, предлагаемые конструкции мер ползучести и функции нелинейности требуют уточнения и проведения дополнительных исследований.

При использовании предложенных выражений характеристик ползучести формулы (4.36), (4.37) для вычисления граничных значений коэффициента изменения секущего модуля примут вид:

$$\nu_0(t, t_0) = \frac{1}{1 + \varphi_0(t, t_0)} \quad (4.44)$$

$$\hat{\nu}_b(t, t_0) = \frac{\hat{\nu}_b}{1 + \hat{\nu}_b \hat{\varphi}(t, t_0)}, \quad (4.45)$$

где $\varphi_0(t, t_0)$ и $\hat{\varphi}(t, t_0)$ – соответственно, характеристики ползучести в начале диаграммы при $\eta(t, t_0) = 0$ и в вершине диаграммы при $\eta(t, t_0) = 1$.

Предлагаемая методика построения диаграмм-изохрон для исследуемых высокопрочных бетонов опубликована в [176].

Теоретические диаграммы-изохроны МВБ и ВСФБ, построенные по описанной методике с учетом предложенных корректировок, представлены на рисунках 4.22 – 4.27.

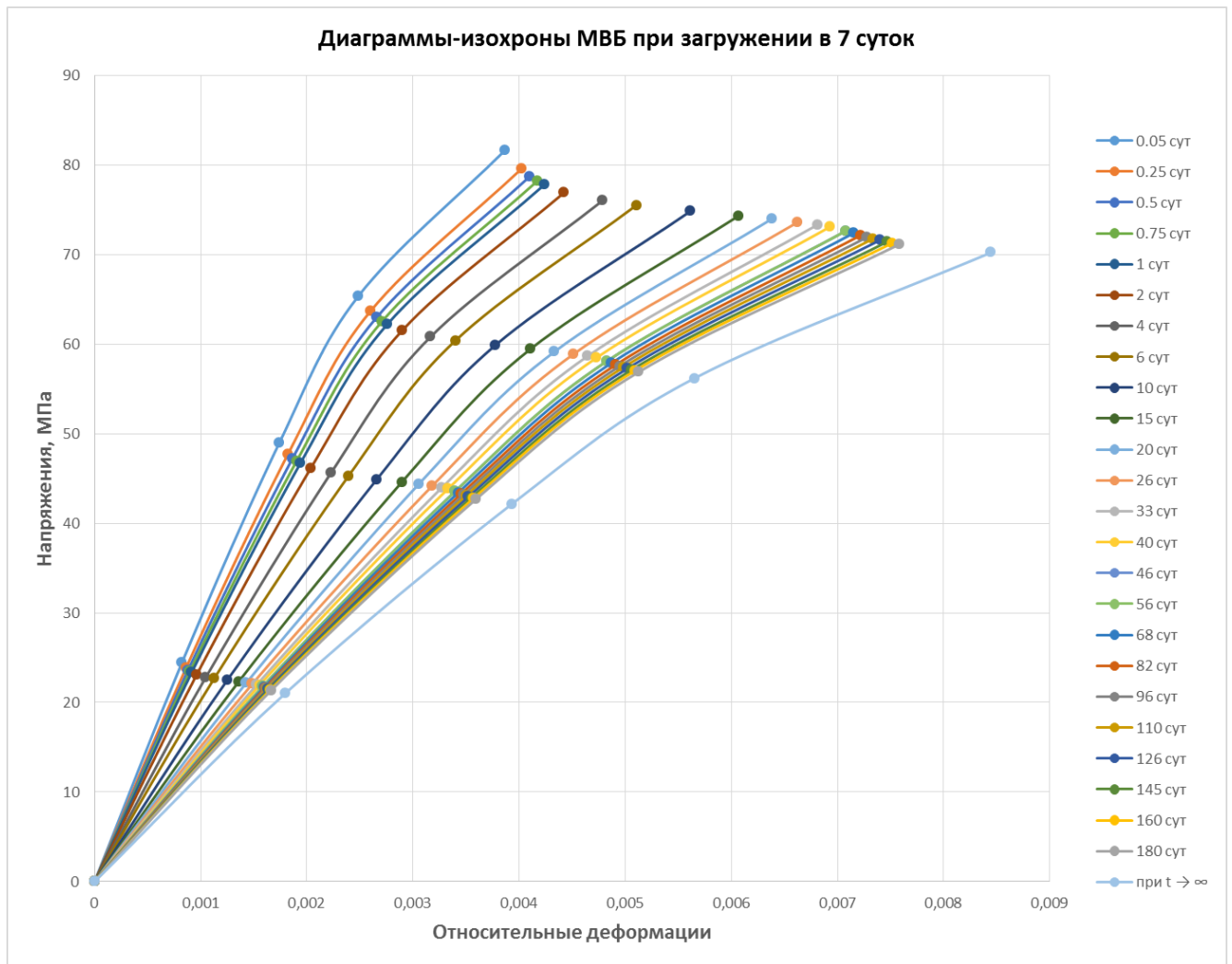


Рисунок 4.22 - Диаграммы-изохроны МВБ, загруженного в возрасте 7 суток

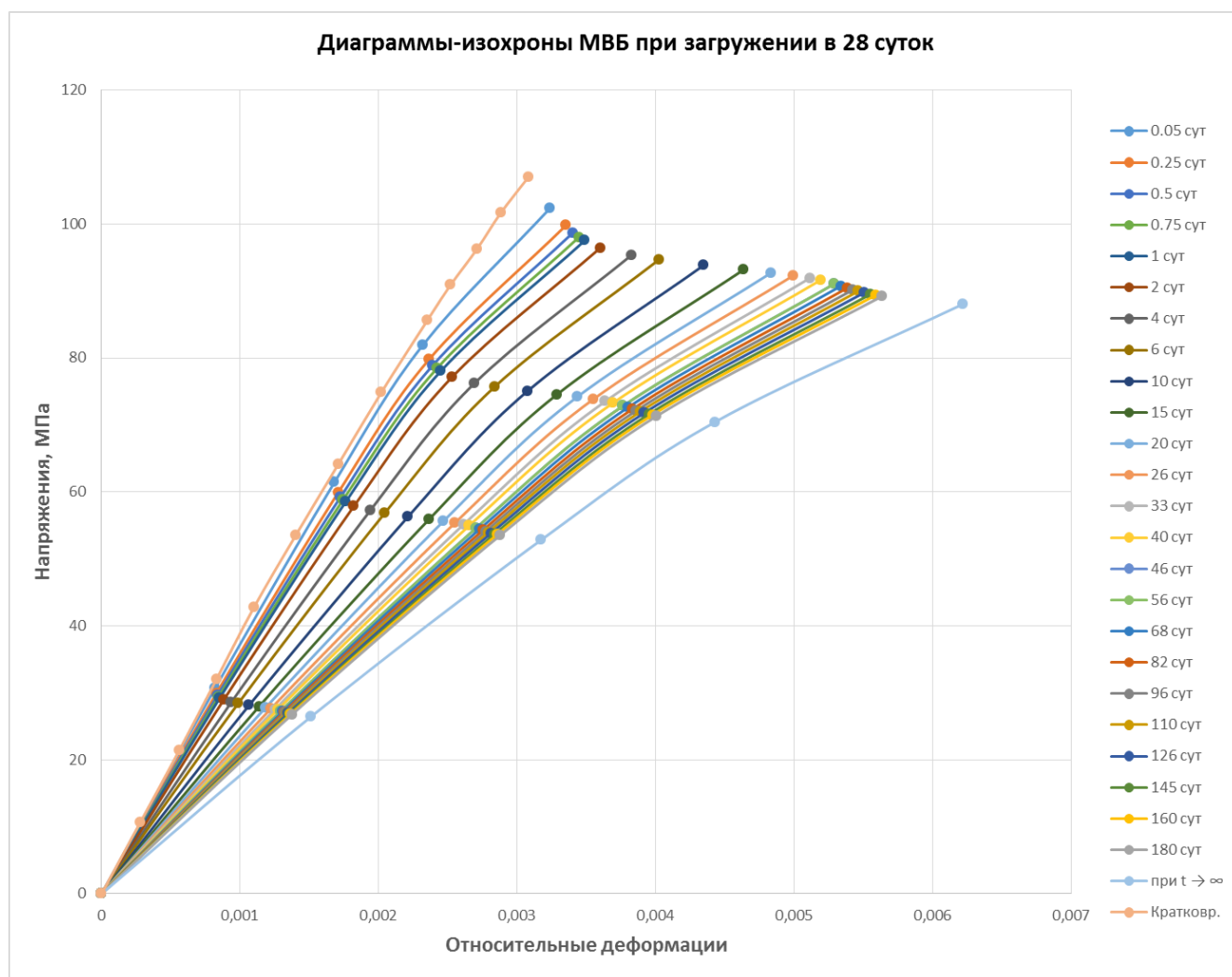


Рисунок 4.23 - Диаграммы-изохроны МВБ, загруженного в возрасте 28 суток

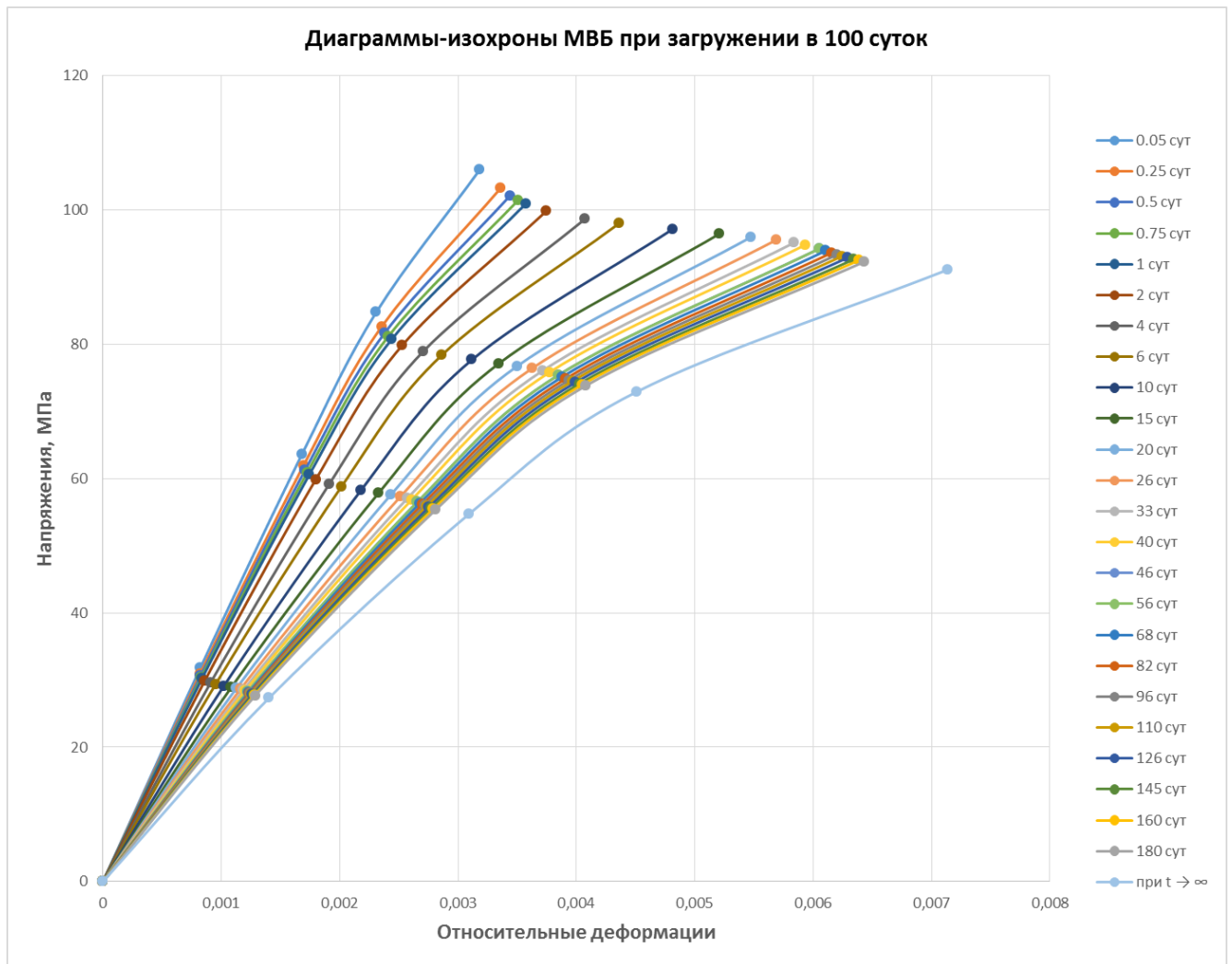


Рисунок 4.24 - Диаграммы-изохроны МВБ, загруженного в возрасте 100 суток

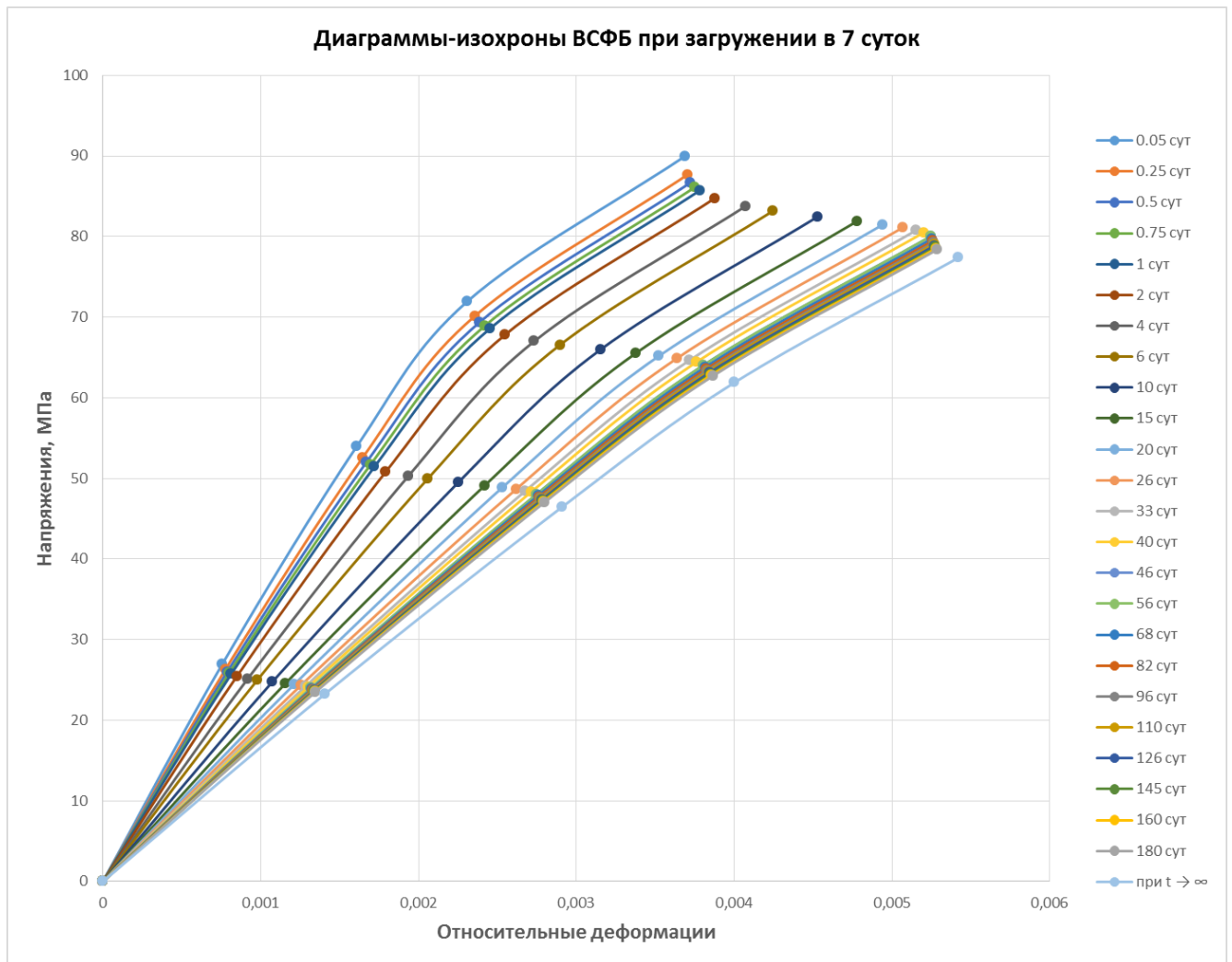


Рисунок 4.25 - Диаграммы-изохроны ВСФБ, загруженного в возрасте 7 суток

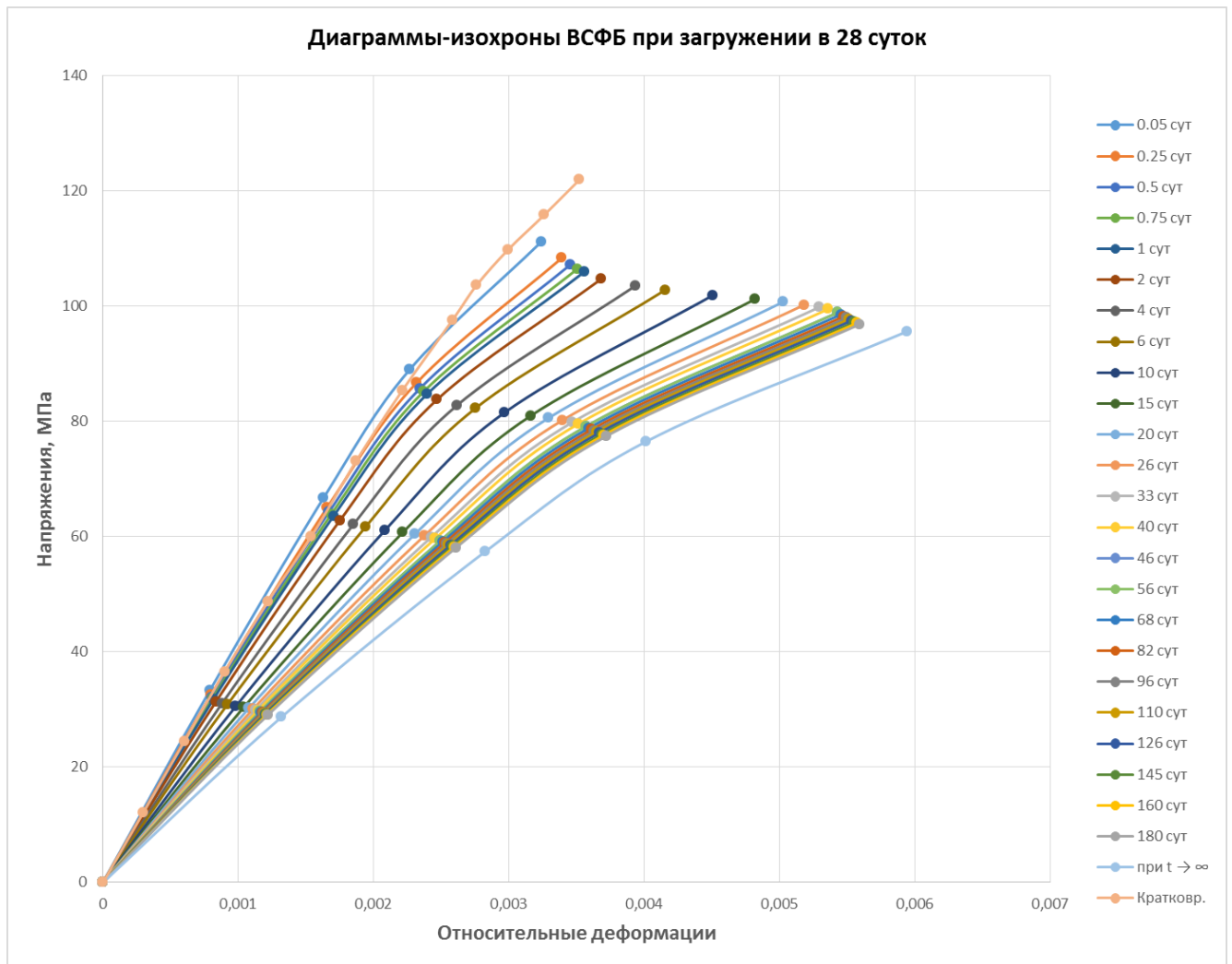


Рисунок 4.26 - Диаграммы-изохроны ВСФБ, загруженного в возрасте 28 суток

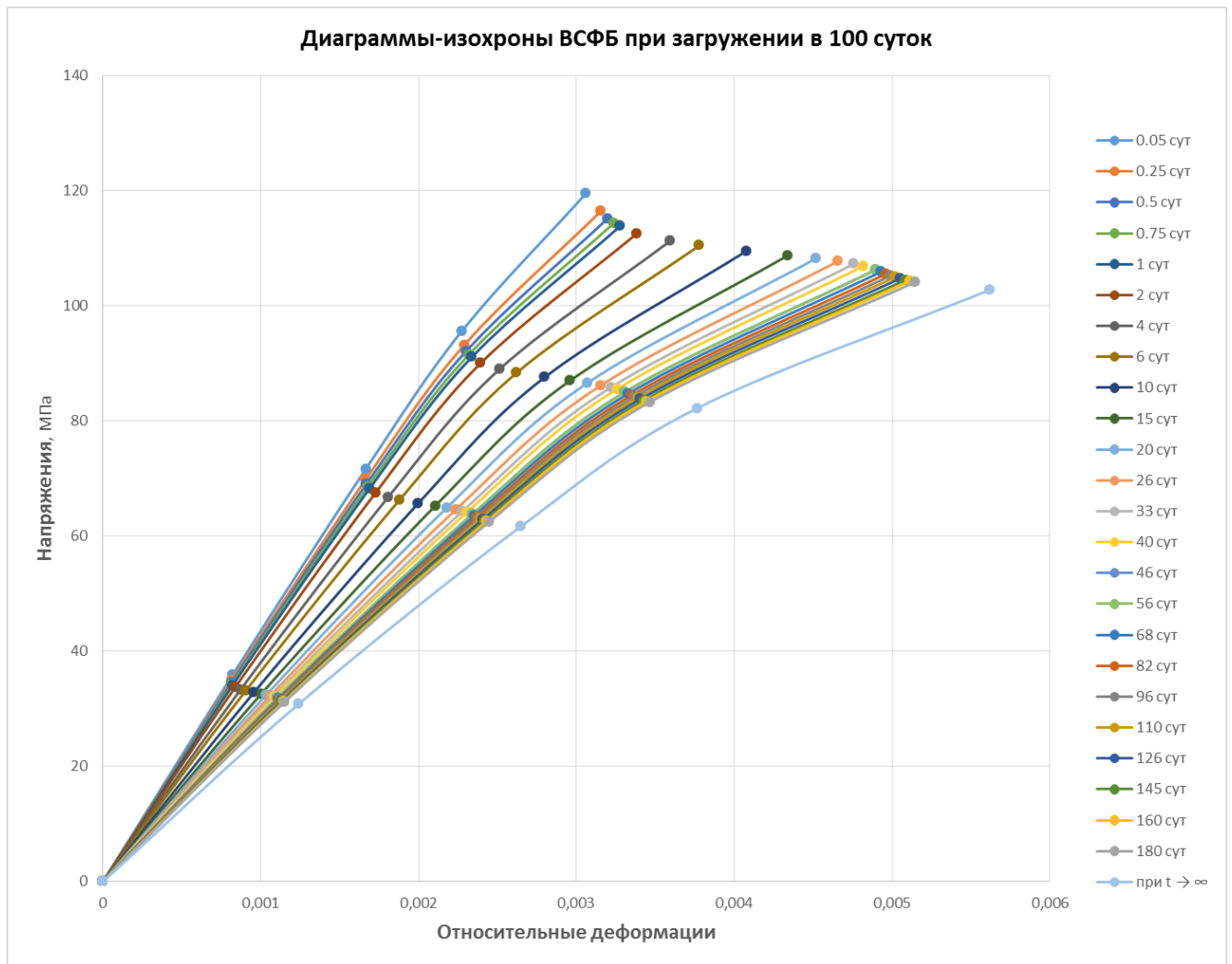


Рисунок 4.27 - Диаграммы-изохроны ВСФБ, загруженного в возрасте 100 суток

4.5.3 Сравнение полученных результатов с экспериментальными данными

Полученные результаты построения теоретических диаграмм-изохрон по методике с указанными изменениями необходимо проверить путем сопоставления с опытными данными.

Основной проверкой метода служит наложение диаграмм-изохрон для моментов времени 0,05 суток и 180 суток на экспериментальные диаграммы, построенные по данным таблицы 3.6 п. 3.2. Сопоставление диаграмм показано на рисунках 4.28 – 4.33. Для бетона, загруженного в возрасте 28 суток, приведем

также диаграммы кратковременного сжатия для сопоставления с изохроной при продолжительности нагружения 0,05 суток.

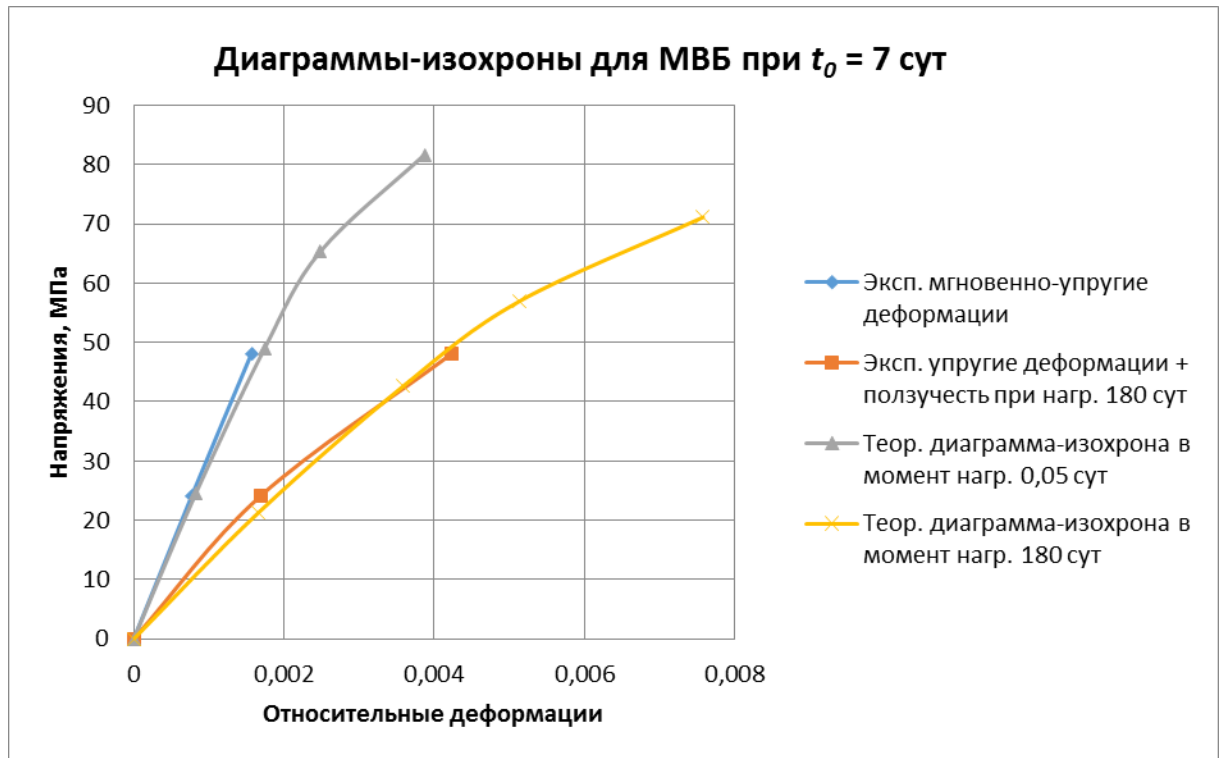


Рисунок 4.28 - Теоретические и экспериментальные диаграммы-изохроны для МВБ, загруженного в возрасте 7 суток [176]

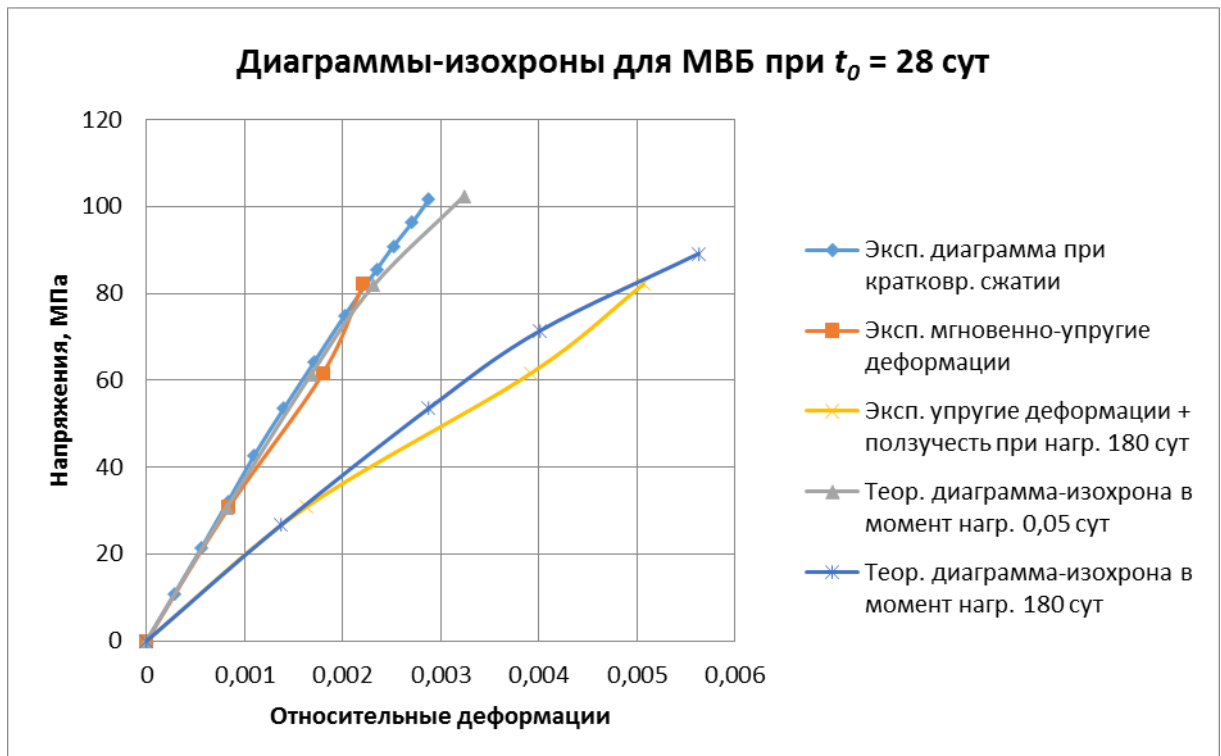


Рисунок 4.29 - Теоретические и экспериментальные диаграммы-изохроны для МВБ, загруженного в возрасте 28 суток [176]

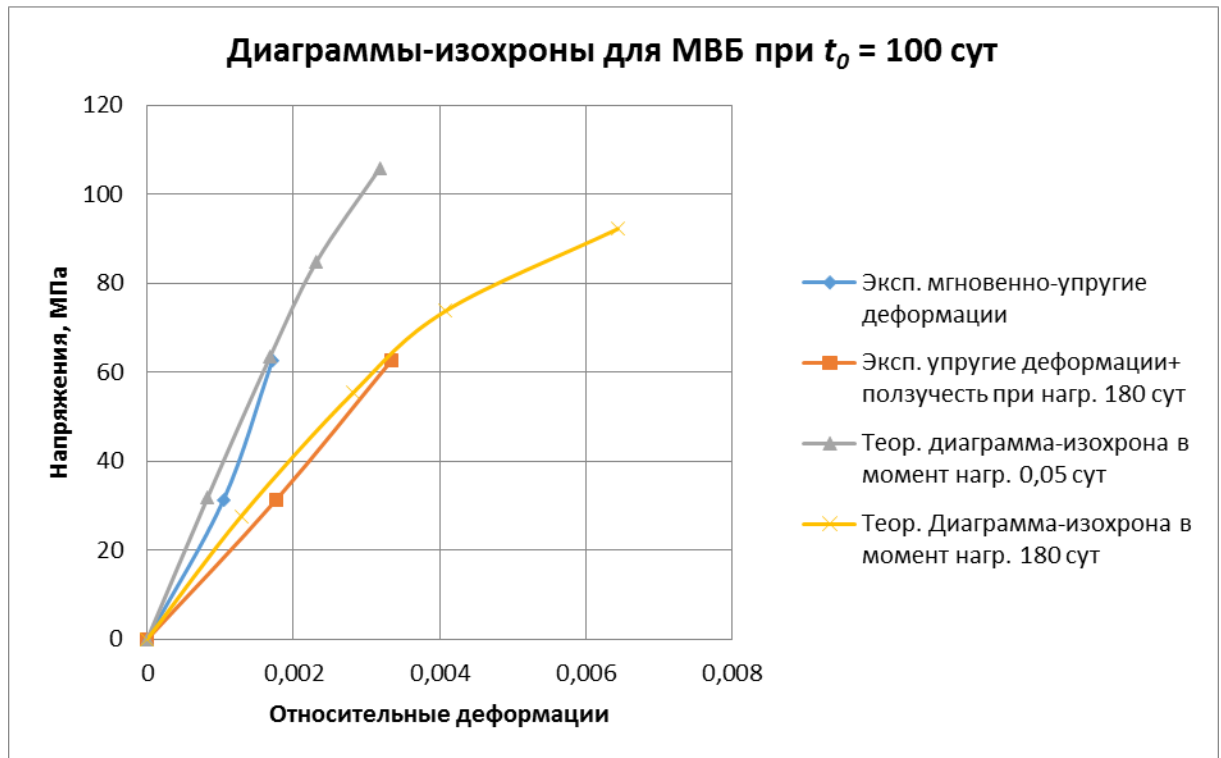


Рисунок 4.30 - Теоретические и экспериментальные диаграммы-изохроны для МВБ, загруженного в возрасте 100 суток [176]

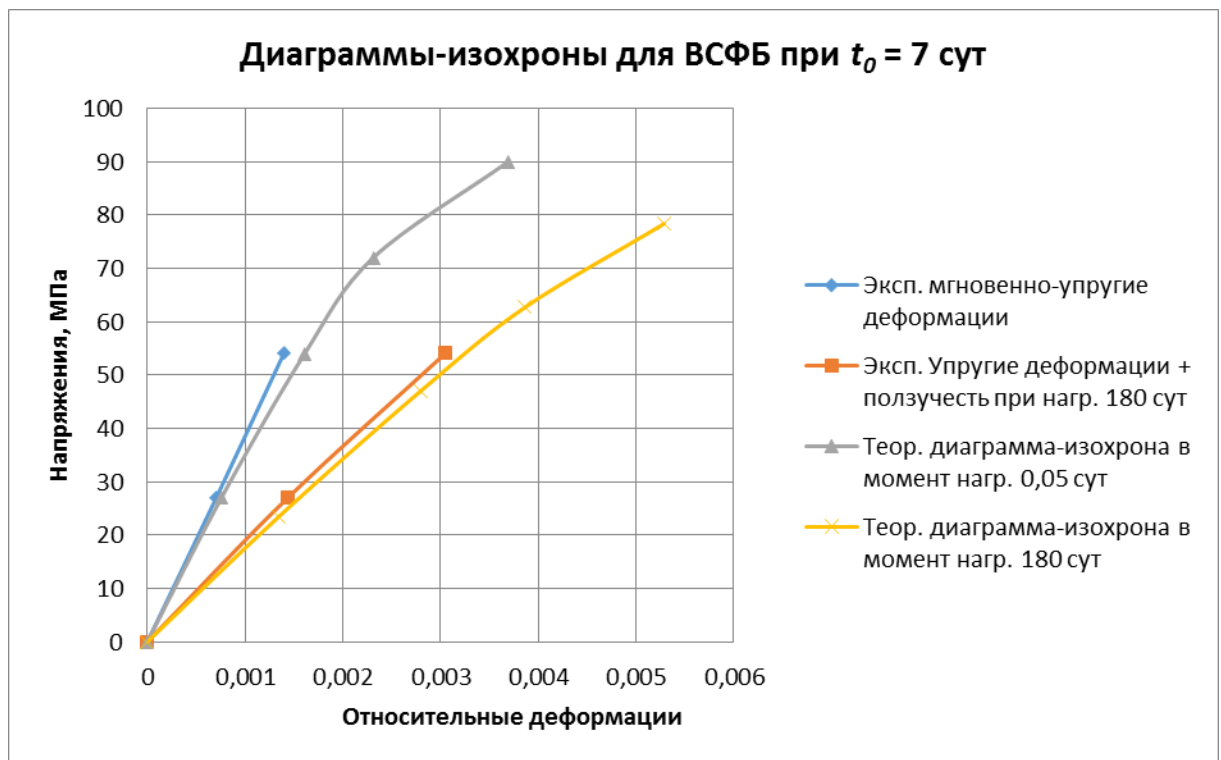


Рисунок 4.31 - Теоретические и экспериментальные диаграммы-изохроны для ВСФБ, загруженного в возрасте 7 суток [176]

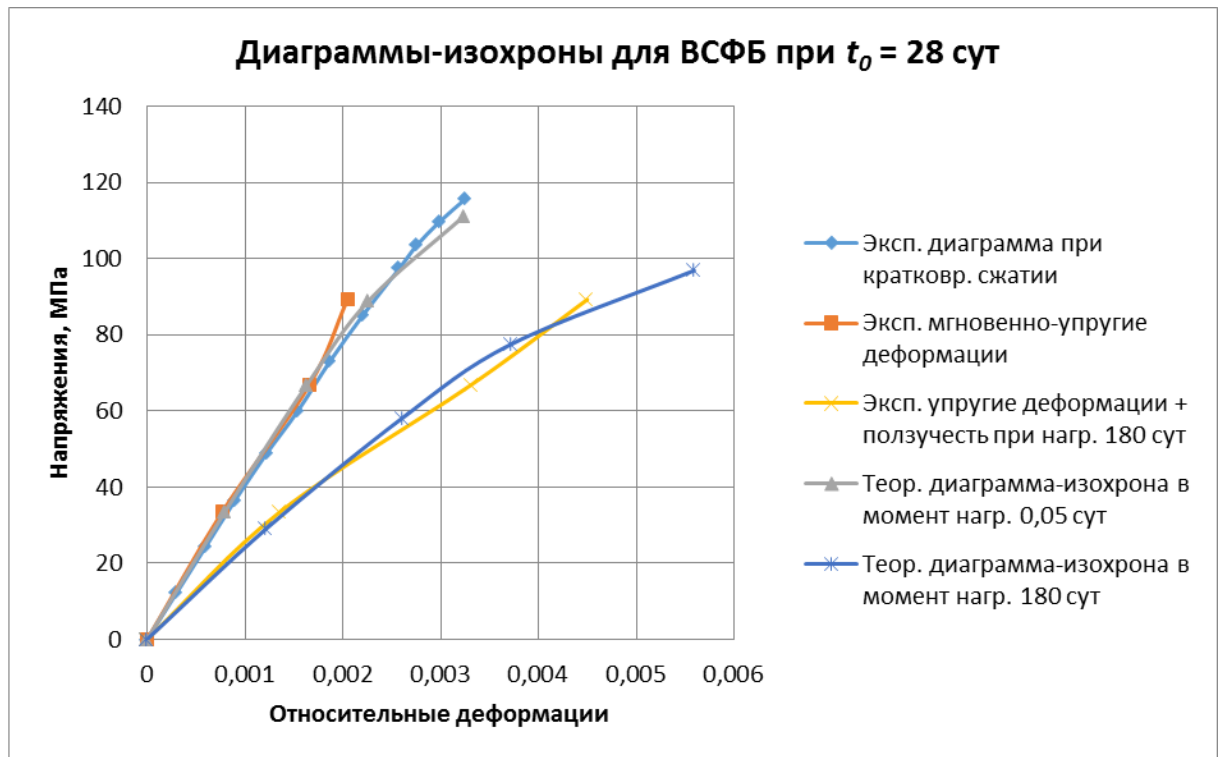


Рисунок 4.32 - Теоретические и экспериментальные диаграммы-изохроны для ВСФБ, загруженного в возрасте 28 суток [176]

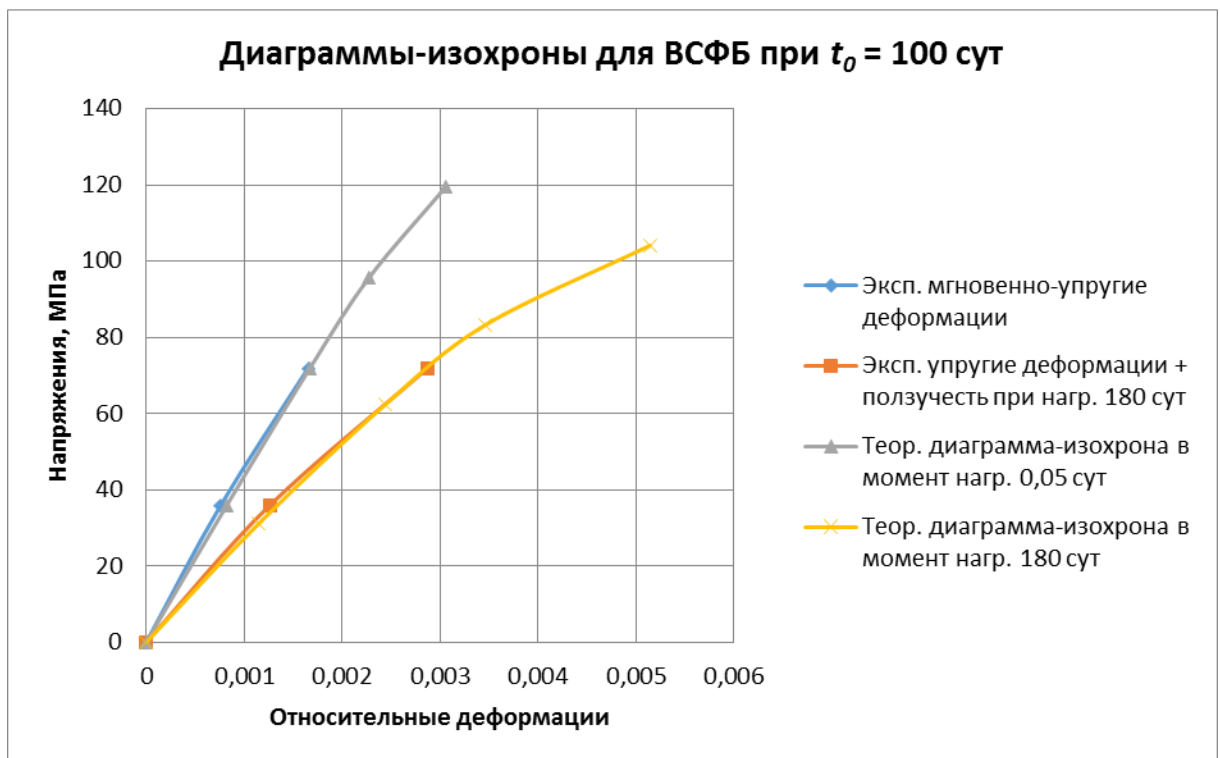


Рисунок 4.33 - Теоретические и экспериментальные диаграммы-изохроны для ВСФБ, загруженного в возрасте 100 суток [176]

Также были сопоставлены предельные меры ползучести, вычисленные экспериментально по методике ГОСТ 24544-2020, с теоретическими данными по формуле (4.42). Результаты сопоставления приведены на рисунках 4.34 – 4.35.

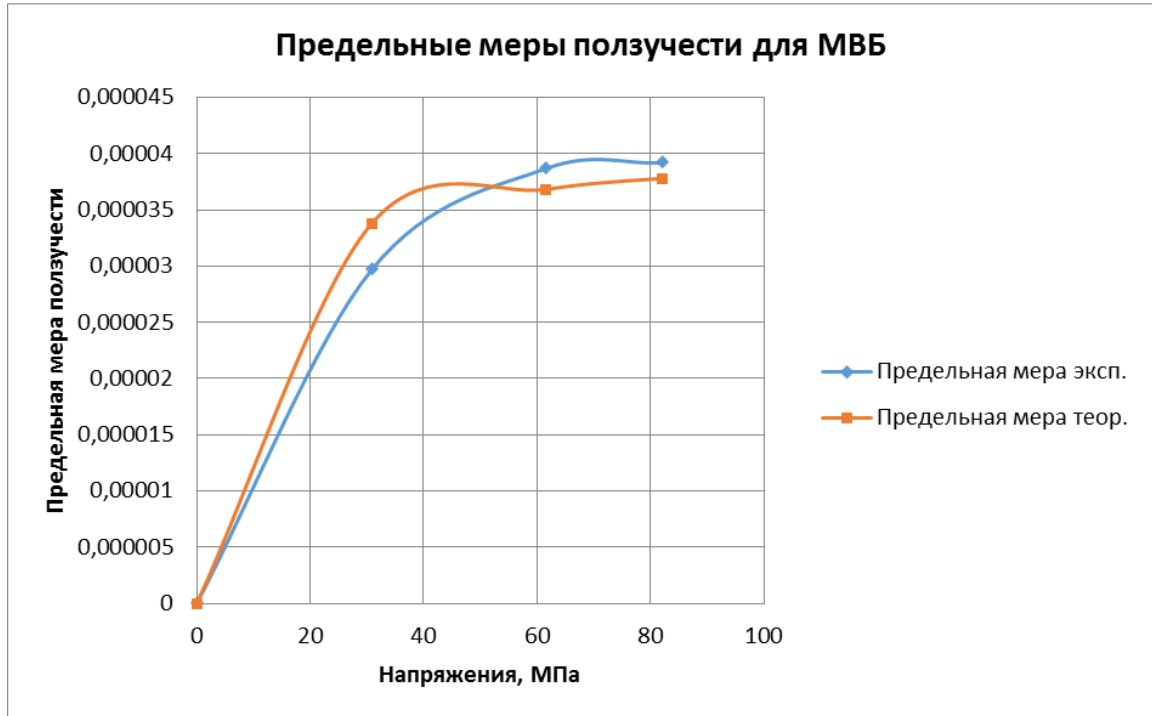


Рисунок 4.34 - Теоретические и экспериментальные предельные меры ползучести для МВБ, загруженного в возрасте 28 суток [176]

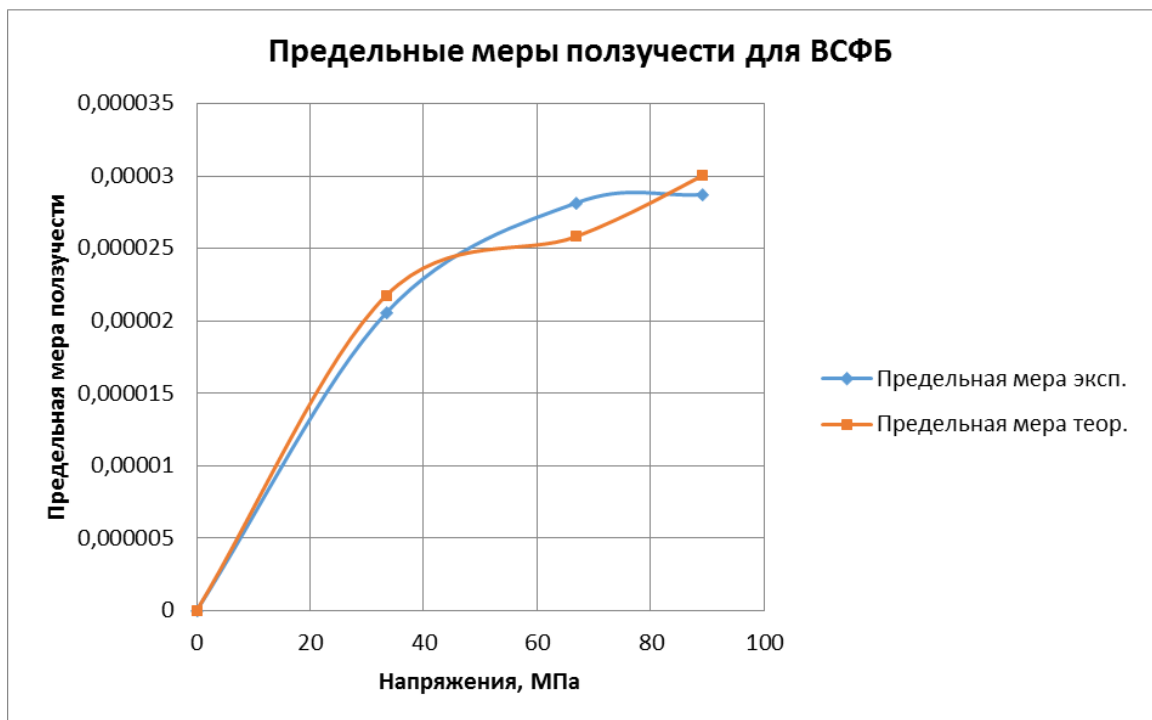


Рисунок 4.35 - Теоретические и экспериментальные предельные меры ползучести для ВСФБ, загруженного в возрасте 28 суток [176]

Наконец, было проведено сопоставление теоретических кривых текущих мер ползучести, полученных с использованием формулы (4.41), с экспериментальными. Результаты представлены на рисунках 4.36 – 4.41.

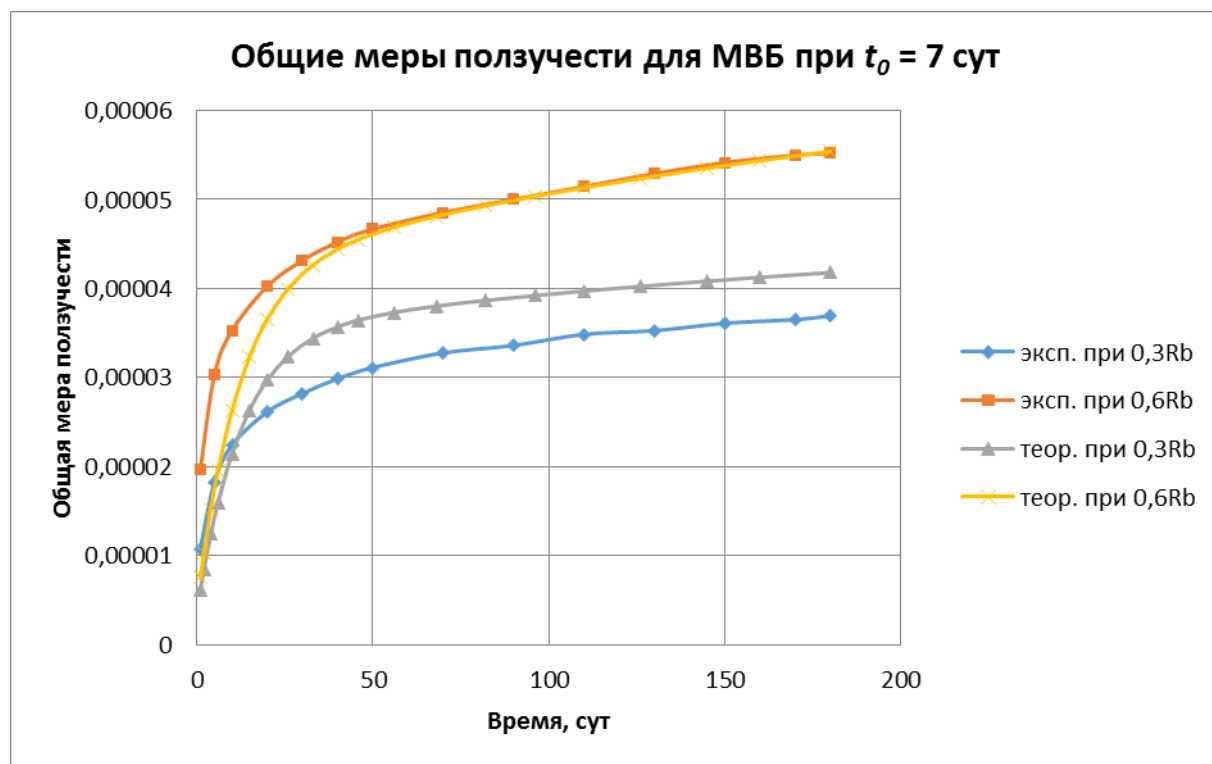


Рисунок 4.36 - Теоретические и экспериментальные общие меры ползучести для МВБ, загруженного в возрасте 7 суток [176]

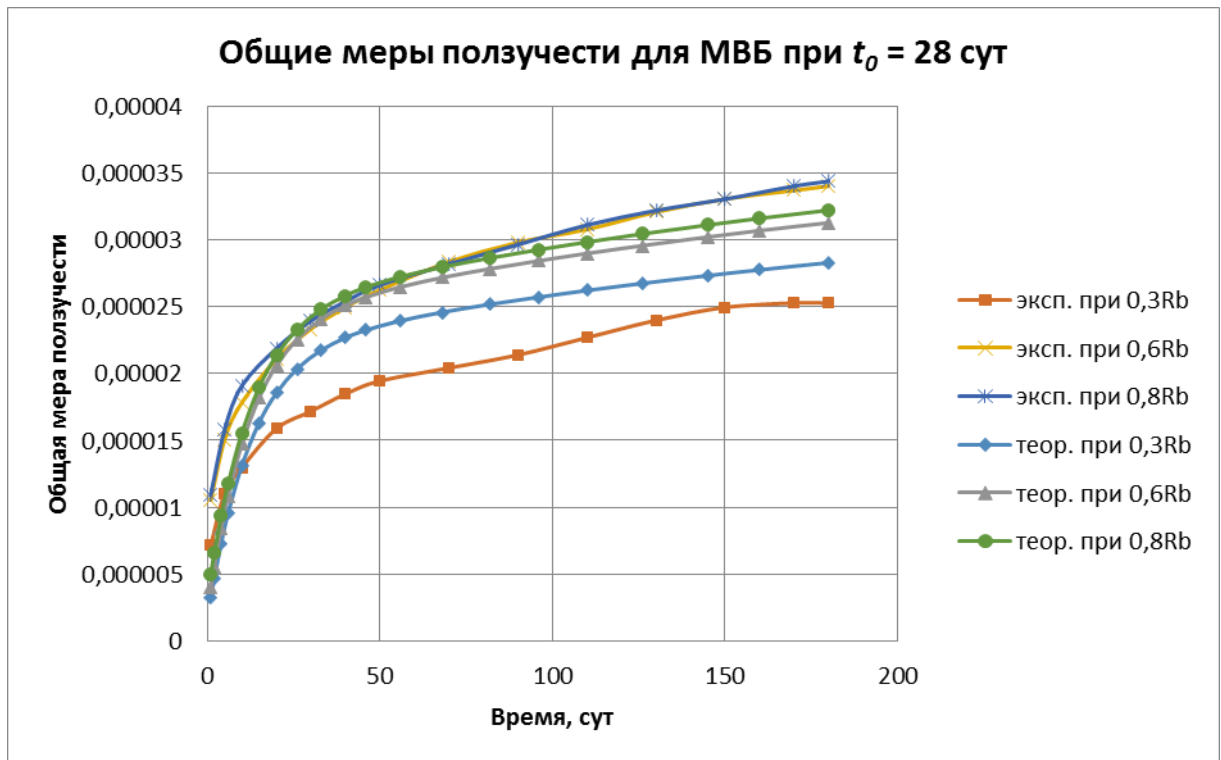


Рисунок 4.37 - Теоретические и экспериментальные общие меры ползучести для МВБ, загруженного в возрасте 28 суток [176]

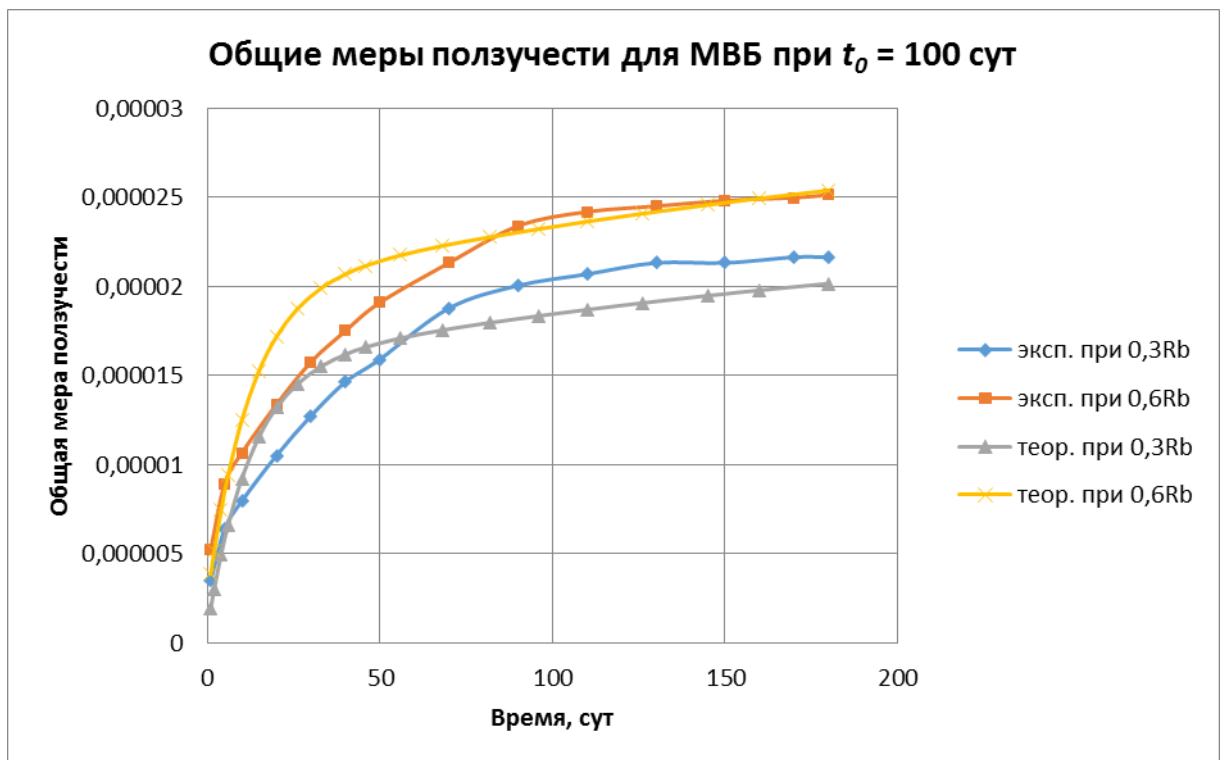


Рисунок 4.38 - Теоретические и экспериментальные общие меры ползучести для МВБ, загруженного в возрасте 100 суток [176]

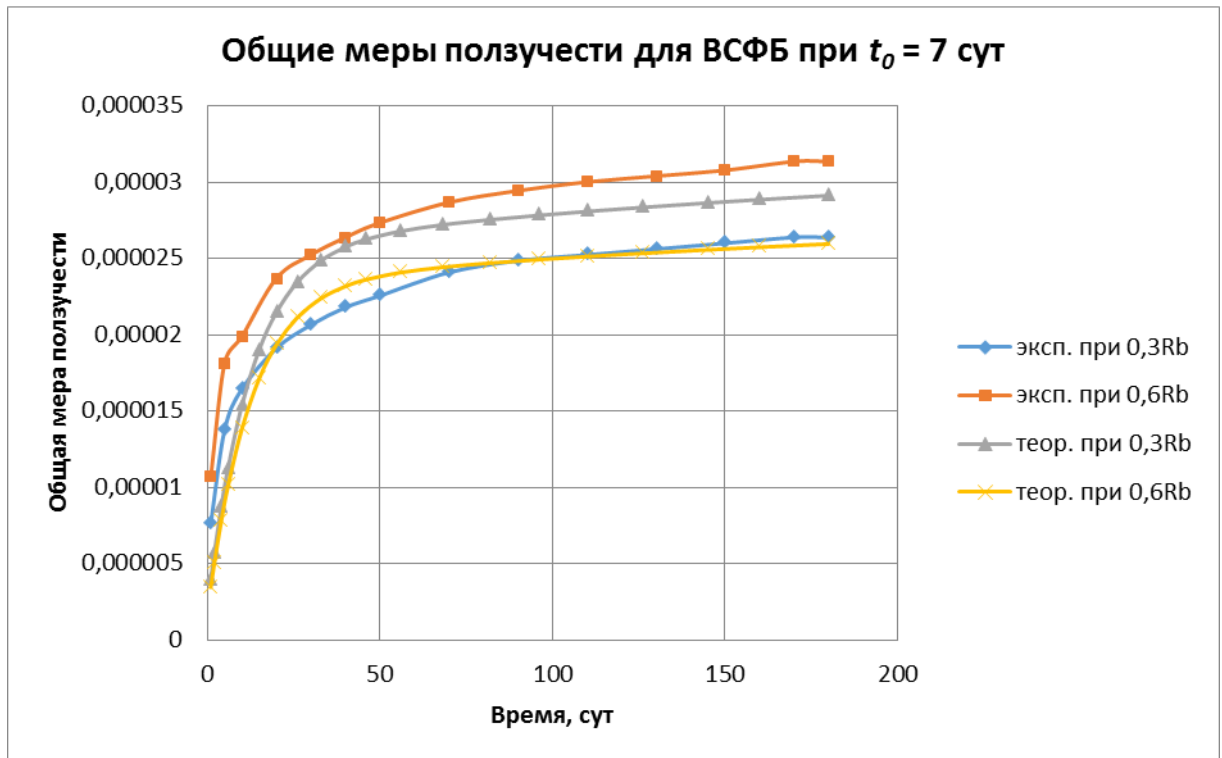


Рисунок 4.39 - Теоретические и экспериментальные общие меры ползучести для ВСФБ, загруженного в возрасте 7 суток [176]

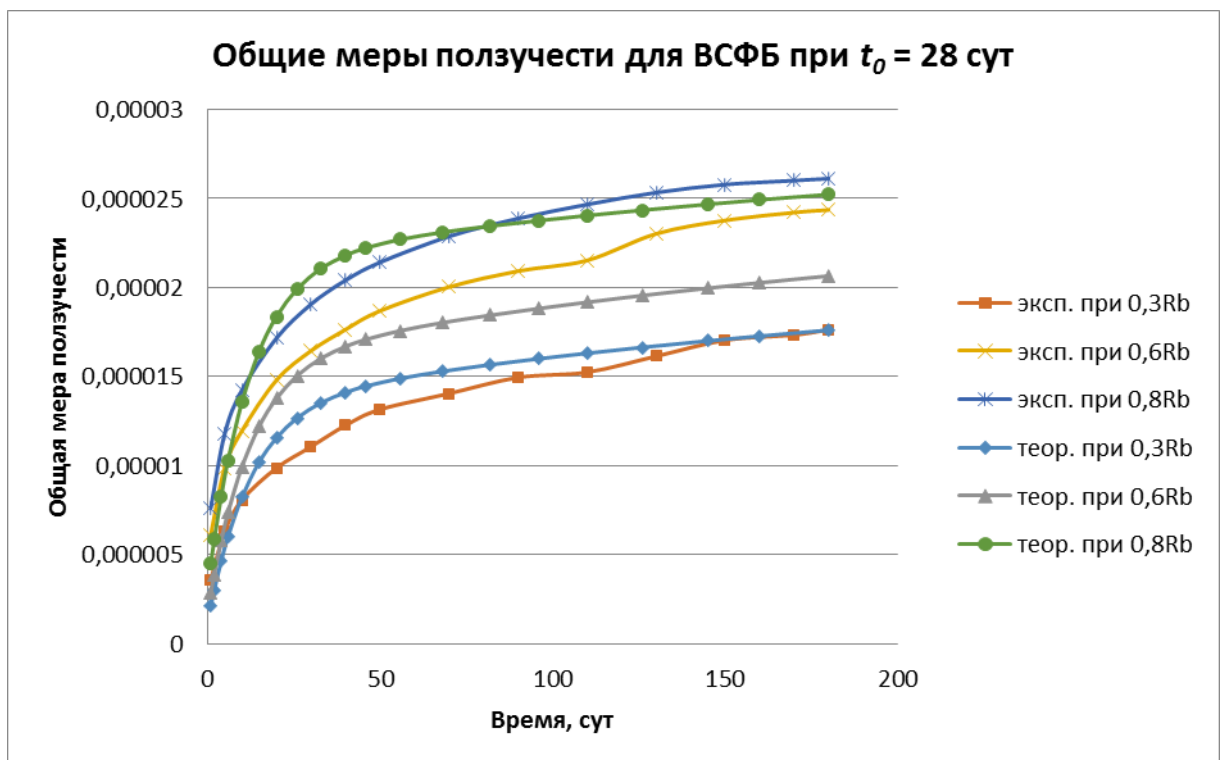


Рисунок 4.40 - Теоретические и экспериментальные общие меры ползучести для ВСФБ, загруженного в возрасте 28 суток [176]

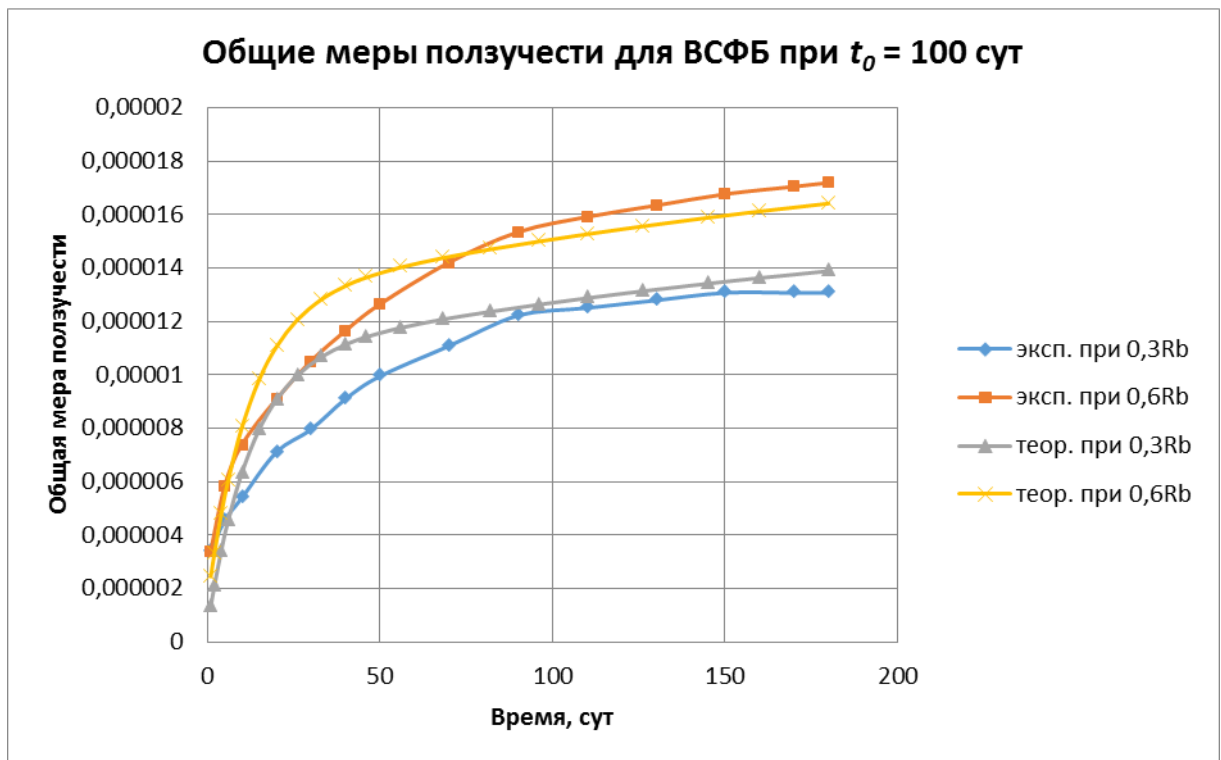


Рисунок 4.41 - Теоретические и экспериментальные общие меры ползучести для ВСФБ, загруженного в возрасте 100 суток [176]

4.6 Выводы по главе 4

1. Выполнена проверка применимости методики И.Е. Прокоповича и М.М. Заставы для описания деформаций усадки исследуемого высокопрочного сталефибробетона и его матрицы. Предложена уточненная аналитическая зависимость с установлением соответствующих параметров для описания изменения деформаций усадки исследуемого высокопрочного сталефибробетона при минимальном эффективном содержании фибры и его матрицы в зависимости от длительности наблюдения с учетом возраста бетона в момент начала наблюдения, учитывающая особенности исследуемых составов и дающая хорошую сходимость с данными экспериментов.

2. Установлено, что изменение мер ползучести исследуемого ВСФБ с минимальным эффективным содержанием фибры и его матрицы в зависимости от длительности и уровня нагружения с учетом возраста бетона может быть описано с применением теоретической методики В.М. Бондаренко и Н.И. Карпенко,

произведен подбор параметров для построения теоретических кривых мер ползучести в зависимости от указанных факторов. Подобранные параметры позволяют описать меры ползучести исследуемых составов с высокой степенью точности.

3. Выполнено уточнение применительно к исследуемому высокопрочному сталефибробетону с минимальным эффективным содержанием фибры и его матрице предложенной в работах В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко, А.В. Мишиной зависимости изменения предельных мер ползучести бетона в зависимости от возраста в момент нагружения с учетом уровня прикладываемой нагрузки в привязке к эталонному значению в возрасте загрузки 28 суток. Согласование теоретических и экспериментальных значений с учетом подобранных параметров и выполненной корректировки свидетельствует о практической применимости данного аппарата расчета.

4. Дано развитие экспериментальной методики для описания мер ползучести изучаемых бетонов. Выполнена корректировка формулы И.Е. Прокоповича и М.М. Заставы для описания линейной меры ползучести применительно к новому классу мелкозернистых высокопрочных бетонов и сталефибробетонов; экспериментальная методика И.Е. Прокоповича и М.М. Заставы распространена на случай определения нелинейных мер ползучести исследуемых бетонов в зависимости от длительности нагружения с учетом возраста бетона в момент нагружения. Предложенная зависимость для описания мер ползучести хорошо согласуется с данными экспериментальных исследований.

5. Разработана методика построения спектра диаграмм-изохрон, начиная с 1 часа загрузки, для нового класса исследуемого ВСФБ и МВБ с учетом возраста нагружаемого бетона, уровня нагружения и фактора времени. Полученные теоретическим путем диаграммы показывают хорошую сходимость с данными экспериментальных исследований.

6. Внесены предложения для совершенствования известного подхода к описанию характеристик ползучести. Предложены видоизмененные зависимости, позволяющие учесть нелинейность как текущих, так и предельных мер ползучести в зависимости от уровня нагрузки.

ГЛАВА 5 РАЗВИТИЕ ДИАГРАММНОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ РАЗРАБОТАННЫХ МЕТОДИК

5.1 Применение методики диаграмм-изохрон при расчете железобетонных конструкций на основе нелинейной деформационной модели

Диаграммный метод расчета железобетонных конструкций построен на использовании обобщенных физических соотношений, связывающих кривизны элемента и его относительные деформации на уровне выбранной оси в продольном направлении с изгибающими моментами и нормальной силой от внешней нагрузки.

Используемая в диаграммном методе деформационная модель была разработана в лаборатории механики железобетона НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и на кафедре железобетонных конструкций МИСИ в 1987 г. Основы расчета стержневых железобетонных конструкций в соответствии с данным методом были опубликованы в работе [83], в которой предлагается решать задачу расчета методами численного интегрирования, и в работе [31], которая предлагает дифференциальное решение задачи. Дальнейшее развитие данного метода представлено в [87].

Согласно [83], при использовании диаграммного метода расчета принимаются следующие предпосылки:

- в расчете используются диаграммы зависимостей относительных деформаций и напряжений бетона;
- в расчете используются диаграммы связи относительных деформаций и напряжений арматуры с учетом наличия или отсутствия трещин, а также работы арматуры в упругой или упруго-пластической стадии деформирования;

- принимается гипотеза плоских сечений, в соответствии с которой относительные деформации бетона и арматуры изменяются по высоте сечения по линейному закону;
- производится численное интегрирование по высоте сечения при определении связи напряжений в бетоне и арматурных стержнях с обобщенными усилиями (изгибающими моментами и нормальной силой) от внешнего нагружения; при этом в общем случае сечение разделяется на малые участки с отдельным учетом напряжений в каждом участке бетона и каждом арматурном стержне;
- напряжения на каждом отдельном малом участке интегрирования принимаются одинаковыми в пределах данного участка.

Представленный диаграммный метод расчета был положен в основу методики расчета стержневых конструкций по прочности нормальных сечений, предлагаемой в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции». Согласно п. 6.1.19 СП 63.13330.2018 [13], при расчете стержневых железобетонных элементов по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели используются диаграммы состояния бетона. В качестве расчетных диаграмм могут быть использованы как криволинейные, так и упрощенные кусочно-линейные, отвечающие состоянию бетона. Однако, при этом при построении криволинейных диаграмм состояния бетона не рассматривается длительность нагружения, вследствие чего влияние ползучести бетона на деформирование конструкций остается неучтенным, что может привести к существенным погрешностям, в особенности, при длительном нагружении конструкций.

В целях более точного соответствия используемых в расчете диаграмм деформирования бетона реальному поведению материала под нагрузкой предлагается ввести в расчет диаграммы деформирования бетона с учетом длительности нагружения, то есть диаграммы-изохроны. Методика построения

диаграмм-изохрон позволяет учитывать как упруго-мгновенные деформации бетона, так и деформации ползучести, в значительной степени оказывающие влияние на процессы деформирования бетона при длительном действии нагрузки на конструкцию. Подробное описание методики построения диаграмм-изохрон при различных режимах нагружения представлено в п. 1.6 настоящей диссертации. В п. 4.6 представлено развитие методики диаграмм-изохрон в случае жесткого режима нагружения одноосным сжатием применительно к исследуемым высокопрочным бетонам.

Для учета фактора ползучести бетона на относительные деформации железобетонного элемента в рассматриваемую методику расчета стержневых конструкций согласно СП 63.13330.2018 предлагается внести следующие изменения:

- при определении относительных деформаций бетона в любой момент времени t следует учитывать длительность действия расчетной нагрузки $(t - t_0)$ при загрузении конструкции в возрасте бетона t_0 ;
- в качестве расчетной диаграммы состояния бетона следует принимать диаграмму-изохрону для соответствующей длительности загрузки;
- для арматуры влияние длительности нагружения не учитывается;
- за расчетное время нагружения $(t - t_0)$ принимается проектируемое время эксплуатации конструкции при заданном нагружении.

Рассмотрим стержневой железобетонный элемент произвольного сечения (рисунок 5.1). Представим основные соотношения методики расчета стержневых железобетонных конструкций по прочности нормальных сечений, изложенные в п. 8.1.23 СП 63.13330.2018, с учетом указанных изменений.

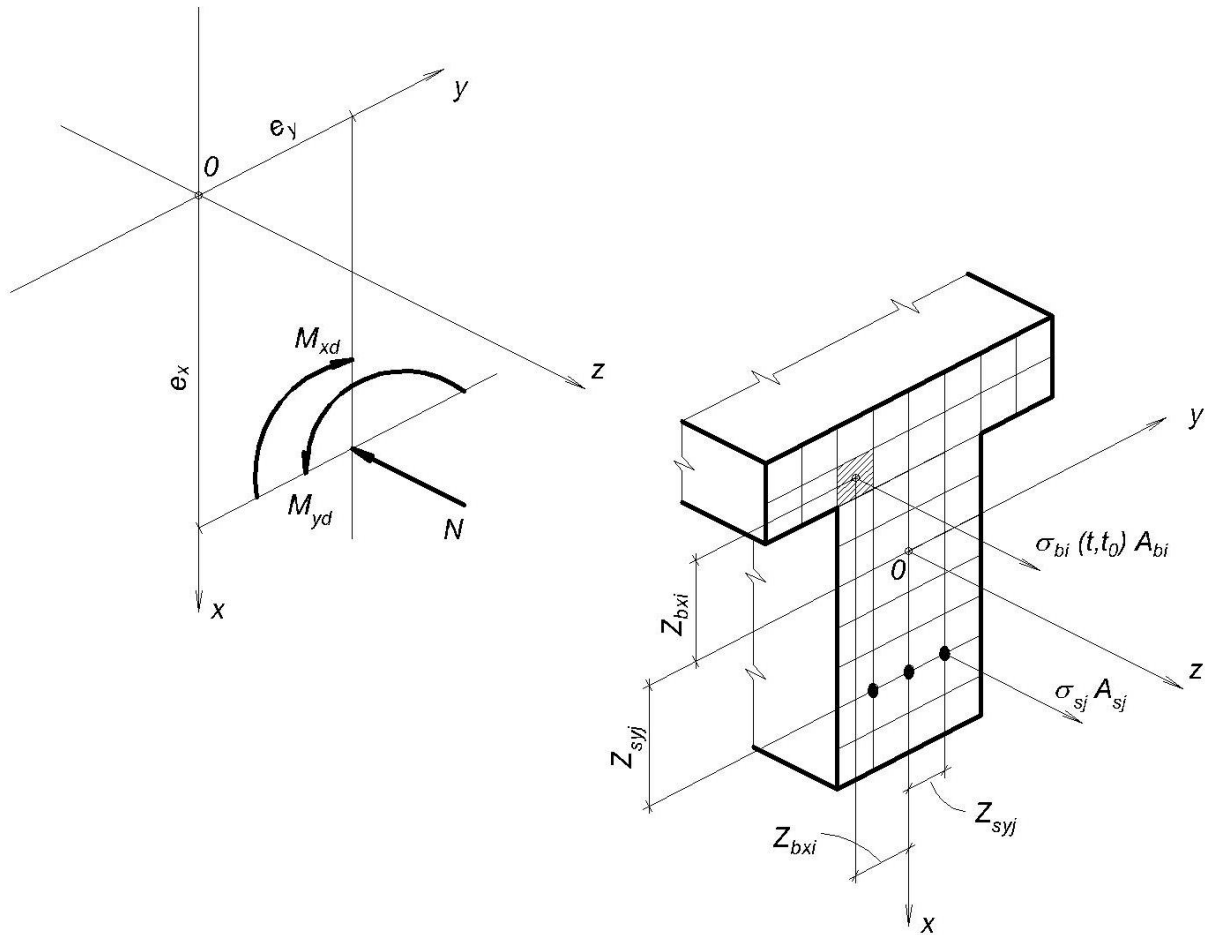


Рисунок 5.1 – Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента

Соотношения для расчета нормальных сечений железобетонных элементов по прочности с учетом продолжительности нагружения в общем случае будут иметь следующий вид:

- уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении рассчитываемого элемента с учетом продолжительности нагружения

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi}(t, t_0) \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj}; \quad (5.1)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi}(t, t_0) \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj}; \quad (5.2)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi}(t, t_0) \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj}; \quad (5.3)$$

- уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента с учетом продолжительности нагружения:

$$\varepsilon_{bi}(t, t_0) = \varepsilon_0(t, t_0) + \frac{1}{r_x(t, t_0)} \cdot Z_{bxi} + \frac{1}{r_y(t, t_0)} \cdot Z_{byi}; \quad (5.4)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x(t, t_0)} \cdot Z_{sxj} + \frac{1}{r_y(t, t_0)} \cdot Z_{syj}; \quad (5.5)$$

- зависимости относительных деформаций от напряжений в бетоне и арматуре с учетом продолжительности нагружения:

$$\sigma_{bi}(t, t_0) = E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) \cdot \varepsilon_{bi}(t, t_0); \quad (5.6)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}. \quad (5.7)$$

В данных соотношениях обозначено:

M_x, M_y – изгибающие моменты от внешнего нагружения относительно выбранных координатных осей, располагаемых в пределах рассматриваемого поперечного сечения элемента (действующие, соответственно, в плоскостях xOz , yOz или параллельно им), которые при наличии эксцентриситета приложения нагрузки относительно выбранных осей вычисляются по формулам:

$$M_x = M_{xd} + N \cdot e_x, \quad (5.8)$$

$$M_y = M_{yd} + N \cdot e_y, \quad (5.9)$$

где M_{xd}, M_{yd} – изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешнего нагружения, определяемые из статического расчета конструкции,

N – продольная сила от внешнего нагружения,

e_x, e_y – расстояния от точки приложения продольной силы N до соответствующих выбранных координатных осей;

A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi} – площадь и координаты центра тяжести i -го участка бетона;

$\sigma_{bi}(t, t_0)$ – напряжение на уровне центра тяжести i -го участка бетона с учетом возраста бетона в момент нагружения t_0 и длительности нагружения $(t - t_0)$;

A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj} – площадь и координаты центра тяжести j -го стержня арматуры;

σ_{sj} – напряжение в j -м стержне арматуры;

$\varepsilon_0(t, t_0)$ – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных координатных осей (в точке 0), при длительности нагружения $(t - t_0)$;

$\frac{1}{r_x(t, t_0)}, \frac{1}{r_y(t, t_0)}$ – кривизны продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x, M_y при длительности нагружения $(t - t_0)$;

$E_b(t, t_0)$ – начальный модуль упругости бетона с учетом длительности нагружения;

$\nu_{bi}(t, t_0)$ – коэффициент изменения секущего модуля упругости бетона i -го участка с учетом длительности нагружения;

E_{sj} – модуль упругости j -го стержня арматуры;

ν_{sj} – коэффициент изменения секущего модуля упругости j -го стержня арматуры.

Условия для расчета нормальных сечений элемента по прочности имеют вид:

$$|\varepsilon_{b,max}(t, t_0)| \leq \varepsilon_{b,ult}, \quad (5.10)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s,ult}, \quad (5.11)$$

где $\varepsilon_{b,max}(t, t_0)$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки при длительности нагружения $(t - t_0)$;

$\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешнего нагружения;

$\varepsilon_{b,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при сжатии, в общем случае принимаемое согласно [82] равным деформациям бетона на нисходящей ветви расчетной диаграммы сжатия при уровне напряжений $\eta = 0,85$; для исследуемых в настоящей диссертации высокопрочных бетонов класса выше В80, для которых согласно [85] нисходящая ветвь не учитывается, рекомендуется принимать в качестве $\varepsilon_{b,ult}$ значение $\hat{\varepsilon}_b(t, t_0)$ в вершине диаграммы-изохроны для соответствующей длительности нагружения при $\eta = 1$;

$\varepsilon_{s,ult}$ – предельное значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое согласно указаниям п. 8.1.30 СП 63.13330.2018.

Величины $\varepsilon_{b,max}(t, t_0)$ и $\varepsilon_{s,max}$ находятся с использованием уравнений (4.49) – (4.50).

Рассмотрим, как определяются искомые параметры деформирования элемента при различных случаях нагружения.

В общем случае, когда на железобетонный элемент действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила, для определения параметров $\varepsilon_0(t, t_0)$, $\frac{1}{r_x(t, t_0)}$, $\frac{1}{r_y(t, t_0)}$, входящих в выражения (5.4) – (5.5), используется следующая система уравнений, полученная из соотношений (5.1) – (5.7):

$$M_x = D_{11}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{12}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_y(t, t_0)} + D_{13}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.12)$$

$$M_y = D_{12}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{22}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_y(t, t_0)} + D_{23}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.13)$$

$$N = D_{13}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{23}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_y(t, t_0)} + D_{33}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.14)$$

где $D_{ij}(t, t_0)$ ($i, j = 1, 2, 3$) – характеристики жесткости элемента с учетом длительности нагружения, определяемые следующими соотношениями:

$$D_{11}(t, t_0) = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi}^2 \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}; \quad (5.15)$$

$$D_{22}(t, t_0) = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi}^2 \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}; \quad (5.16)$$

$$D_{12}(t, t_0) = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}; \quad (5.17)$$

$$D_{13}(t, t_0) = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}; \quad (5.18)$$

$$D_{23}(t, t_0) = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}; \quad (5.19)$$

$$D_{33}(t, t_0) = \sum_i A_{bi} \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bi}(t, t_0) + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot \nu_{sj}. \quad (5.20)$$

Зависимости (5.12) – (5.14) могут быть представлены в матричной форме следующим образом:

$$\{M\} = [D(t, t_0)]\{\varepsilon(t, t_0)\}, \quad (5.21)$$

где $\{M\} = \{M_x, M_y, N\}^T$ – вектор-столбец усилий;

$$\{\varepsilon(t, t_0)\} = \left\{ \frac{1}{r_x(t, t_0)}, \frac{1}{r_y(t, t_0)}, \varepsilon_0(t, t_0) \right\}^T \quad - \quad \text{вектор-столбец кривизн и}$$

относительного удлинения с учетом длительности нагружения;

$$[D(t, t_0)] = \begin{bmatrix} D_{11}(t, t_0) & D_{12}(t, t_0) & D_{13}(t, t_0) \\ D_{12}(t, t_0) & D_{22}(t, t_0) & D_{23}(t, t_0) \\ D_{13}(t, t_0) & D_{23}(t, t_0) & D_{33}(t, t_0) \end{bmatrix} \quad - \quad \text{матрица жесткости с}$$

учетом длительности нагружения. (5.22)

Определение искомых параметров $\varepsilon_0(t, t_0)$, $\frac{1}{r_x(t, t_0)}$, $\frac{1}{r_y(t, t_0)}$, выполняется путем разрешения системы уравнений (5.12) – (5.14) относительно деформаций:

$$\frac{1}{r_x(t, t_0)} = B_{11}(t, t_0) \cdot M_x + B_{12}(t, t_0) \cdot M_y + B_{13}(t, t_0) \cdot N; \quad (5.23)$$

$$\frac{1}{r_y(t, t_0)} = B_{12}(t, t_0) \cdot M_x + B_{22}(t, t_0) \cdot M_y + B_{23}(t, t_0) \cdot N; \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_0(t, t_0) = B_{13}(t, t_0) \cdot M_x + B_{23}(t, t_0) \cdot M_y + B_{33}(t, t_0) \cdot N; \quad (5.25)$$

или в матричной форме:

$$\{\varepsilon(t, t_0)\} = [B(t, t_0)]\{M\}, \quad (5.26)$$

где $[B(t, t_0)] = [D(t, t_0)]^{-1}$ – матрица податливости с учетом длительности нагружения, получаемая путем обращения матрицы жесткости (5.22).

В случае косоуго изгиба, когда на железобетонный элемент действуют только изгибающие моменты M_x и M_y , по аналогии со стандартной методикой расчета, изложенной в СП 63.13330.2018, в уравнении (5.14) принимается $N = 0$. Уравнения равновесия принимают вид:

$$M_x = D_{11}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{12}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_y(t, t_0)} + D_{13}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.27)$$

$$M_y = D_{12}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{22}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_y(t, t_0)} + D_{23}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.28)$$

$$0 = D_{13}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{23}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_y(t, t_0)} + D_{33}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0). \quad (5.29)$$

В случае внецентренного сжатия в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонного элемента и расположения оси X в этой плоскости в уравнениях (5.12) – (5.14) принимается $M_y = 0$ и $D_{12}(t, t_0) = D_{22}(t, t_0) = D_{23}(t, t_0) = 0$; уравнения равновесия принимают вид:

$$M_x = D_{11}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{13}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.30)$$

$$N = D_{13}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{33}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0). \quad (5.31)$$

При расчете по прочности нормальных сечений внецентренно сжатого бетонного элемента при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента используется условие (5.10), при этом в формулах (5.15) – (5.20) принимается $A_{sj} = 0$.

В случае изгиба в плоскости сечения железобетонного элемента и расположения оси X в этой плоскости в уравнениях (5.12) – (5.14) принимается $N = 0$, $M_y = 0$ и $D_{12}(t, t_0) = D_{22}(t, t_0) = D_{23}(t, t_0) = 0$; уравнения равновесия принимают вид:

$$M_x = D_{11}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{13}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0); \quad (5.32)$$

$$0 = D_{13}(t, t_0) \cdot \frac{1}{r_x(t, t_0)} + D_{33}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0). \quad (5.33)$$

Коэффициент изменения секущего модуля упругости бетона i -го участка при расчете по методике диаграмм-изохрон следует принимать для соответствующей длительности нагружения $(t - t_0)$ по зависимости:

$$\nu_{bi}(t, t_0) = \hat{\nu}_{bi}(t, t_0) + [\nu_0(t, t_0) - \hat{\nu}_{bi}(t, t_0)] \sqrt{1 - \omega \eta(t, t_0) - (1 - \omega) \eta^2(t, t_0)}. \quad (5.34)$$

Входящие в данное выражение параметры в случае жесткого режима нагружения определяются в соответствии с рекомендациями п. 4.5 настоящей диссертации. Начальный модуль упругости $E_b(t, t_0)$ для жесткого режима нагружения принимается как начальный модуль для данного возраста загрузки $E_b(t_0)$.

В случае мягкого режима нагружения следует руководствоваться соответствующими рекомендациями п. 1.6 настоящей диссертации.

Таким образом, предложенные изменения позволяют учитывать влияние фактора ползучести бетона на деформирование железобетонного элемента в любой момент времени эксплуатации конструкции.

5.2 Пример расчета деформаций конструкции колонны с учетом длительности нагружения

В качестве иллюстрации применения предложенной методики расчета на практике рассмотрим следующий пример. Проведем расчет деформаций центрально сжатой колонны из исследуемых бетонов на основе нелинейной деформационной модели с применением методики диаграмм-изохрон для различного времени нагружения. Для сравнения проведем расчет по методике, изложенной в СП 63.13330.2018 при кратковременном и длительном действии нагрузки.

Исходные данные для расчета колонны из ВСФБ:

- материал колонны – высокопрочный сталефибробетон, $R_{b,ser}(t_0)$ в возрасте 28 суток составляет 111,5 МПа, $E_b(t_0)$ в возрасте 28 суток составляет 43100 МПа;
- высота колонны $H = 3000$ мм;
- размеры поперечного сечения $h \times b = 500 \times 500$ мм;
- фибровое армирование: в количестве 1,5% по массе;
- стержневое армирование: конструктивное
- вертикальная нагрузка $N = 16600$ кН;
- влажность среды $\phi_{int} = 100\%$;
- модуль открытой поверхности $M_0 = 0$ (рассматривается изолированная конструкция);
- возраст загрузения $t_0 = 28$ суток;
- режим нагружения: жесткий.

Расчетная схема и сечение колонны из ВСФБ показаны на рисунке 5.2 (армирование сечения условно не показано).

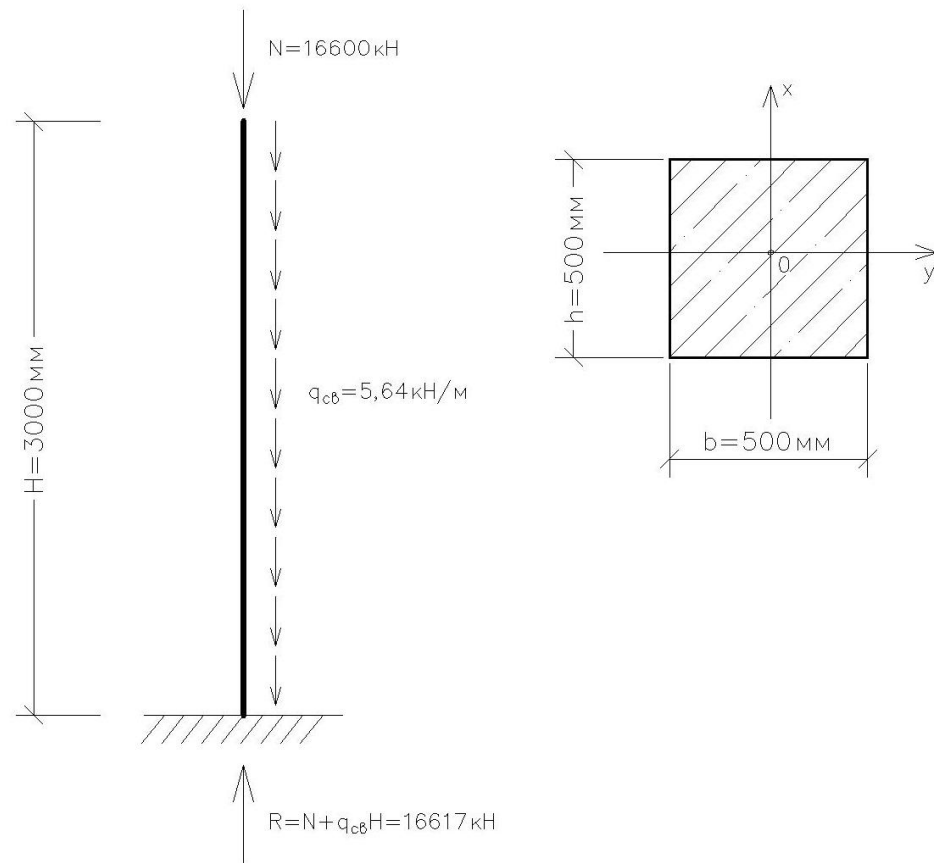


Рисунок 5.2 – Расчетная схема и сечение колонны из ВСФБ

Задача: Получить относительные деформации в расчетном сечении для времени нагружения $t - t_0 = 1$ час, 10 суток, 33 суток, 180 суток, 365 суток. Построить эпюры перемещений рассматриваемой конструкции для указанного времени нагружения.

Расчет колонны из ВСФБ с использованием методики диаграмм-изохрон

Согласно методике, описанной в п. 5.1 настоящей диссертации, при расчете сжатых бетонных элементов при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента для определения $D_{ij}(t, t_0)$ в формулах (5.15) – (5.20) принимается площадь арматуры $A_{sj} = 0$. В случае центрального сжатия $M_x = M_y = 0$ и, соответственно, $\frac{1}{r_x(t, t_0)} = \frac{1}{r_y(t, t_0)} = 0$; при этом уравнение (5.4) примет вид:

$$\varepsilon_b(t, t_0) = \varepsilon_0(t, t_0).$$

Уравнение равновесия согласно (5.28) представляется в виде:

$$N = D_{33}(t, t_0) \cdot \varepsilon_0(t, t_0)$$

$$\text{откуда } \varepsilon_0(t, t_0) = B_{33}(t, t_0) \cdot N = \frac{N}{D_{33}(t, t_0)} = \frac{N}{A_b \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_b(t, t_0)}.$$

В рассматриваемом случае наибольшую деформацию имеет верхнее сечение колонны. Искомая деформация колонны в расчетном верхнем сечении с учетом длительности нагружения вычисляется по зависимости:

$$\varepsilon_{bH}(t, t_0) = \frac{N}{A_b \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bH}(t, t_0)},$$

где усилие $N = 16600$ кН;

площадь сечения $A_b = h \times b = 50 \times 50 = 2500$ см²;

начальный модуль упругости $E_b(t, t_0) = E_b(t_0) = 43100$ МПа.

Результаты расчета коэффициента изменения секущего модуля $\nu_{bH}(t, t_0)$ с сопутствующими параметрами для различных моментов времени нагружения $t - t_0$ по методике, предложенной в п. 4.5 настоящей диссертации, а также относительной деформации верхнего сечения колонны из ВСФБ $\varepsilon_{bH}^{\text{ВСФБ}}(t, t_0)$ и перемещения верхнего сечения $\delta_H(t, t_0)$ представлены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 - Результаты расчета деформации и перемещения в верхнем сечении колонны из ВСФБ с использованием методики диаграмм-изохрон

Параметр	Значение параметра при расчетном времени нагружения				
	$t - t_0 = 1$ час	$t - t_0 = 10$ сут	$t - t_0 = 33$ сут	$t - t_0 = 180$ сут	$t - t_0 = 365$ сут
1	2	3	4	5	6
$R_b(t_0)$	111,5 МПа	111,5 МПа	111,5 МПа	111,5 МПа	111,5 МПа
γ_{b2}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
$R_b(t, t_0)$	111,17 МПа	101,89 МПа	99,80 МПа	96,83 МПа	95,60 МПа
$\eta(t, t_0)$	0,5973	0,6517	0,6653	0,6857	0,6946
φ^N	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
ξ_1	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
ξ_2	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
$\Omega(t_0)$	1	1	1	1	1
f_c при $\eta(t, t_0) = 0$	1	1	1	1	1
φ_0	0,863	0,863	0,863	0,863	0,863
$\Delta(t, t_0)$	0,244	1	1	1	1
$f(t - t_0)$ при $\eta(t, t_0) = 0$	0,054	0,377	0,622	0,813	0,911
$\varphi_0(t, t_0)$	0,011	0,326	0,537	0,701	0,786
$\nu_0(t, t_0)$	0,989	0,754	0,650	0,588	0,560
$\hat{\varepsilon}_b$	0,003146	0,003146	0,003146	0,003146	0,003146
$\hat{\nu}_b$	0,822	0,822	0,822	0,822	0,822
$\tilde{\gamma}_{b2}^2$	0,994	0,835	0,801	0,754	0,735
ν_c	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
f_c при $\eta(t, t_0) = 1$	1,895	1,752	1,721	1,679	1,662
$\hat{\varphi}$	1,636	1,512	1,486	1,449	1,434
$f(t - t_0)$ при $\eta(t, t_0) = 1$	0,099	0,448	0,706	0,861	0,934
$\hat{\varphi}(t, t_0)$	0,039	0,677	1,049	1,248	1,339

1	2	3	4	5	6
$\hat{v}_b(t, t_0)$	0,797	0,528	0,442	0,406	0,391
ω	0,008	0,680	0,896	0,985	1,022
$v_{bH}(t, t_0)$	0,950	0,675	0,567	0,508	0,484
$\varepsilon_{bH}^{\text{ВСФБ}}(t, t_0)$	0,001621	0,002283	0,002719	0,003031	0,003184
$\delta_H(t, t_0)$	4,863 мм	6,849 мм	8,157 мм	9,093 мм	9,552 мм

Для построения эпюры перемещений приведем также результаты расчета относительной деформации колонны в среднем сечении на высоте $h = 0,5H$, где наибольшего значения достигают добавочные перемещения от собственного веса конструкции.

Относительная деформация колонны в среднем сечении с учетом длительности нагружения вычисляется по зависимости:

$$\varepsilon_{b0,5H}(t, t_0) = \frac{N + q_{\text{св}} \cdot H/2}{A_b \cdot E_b(t, t_0) \cdot v_{b0,5H}(t, t_0)},$$

где удельный собственный вес колонны $q_{\text{св}} = g \cdot \gamma \cdot A = 5,64 \text{ кН/м}$.

Результаты расчета коэффициента изменения секущего модуля $v_{b0,5H}(t, t_0)$ с сопутствующими параметрами для различных моментов времени нагружения $t - t_0$, относительной деформации среднего сечения колонны из ВСФБ $\varepsilon_{b0,5H}^{\text{ВСФБ}}(t, t_0)$ и перемещения среднего сечения $\delta_{0,5H}(t, t_0)$ представлены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 - Результаты расчета деформации и перемещения в среднем сечении колонны из ВСФБ с использованием методики диаграмм-изохрон

Параметр	Значение параметра при расчетном времени нагружения				
	$t - t_0 = 1$ час	$t - t_0 = 10$ сут	$t - t_0 = 33$ сут	$t - t_0 = 180$ сут	$t - t_0 = 365$ сут
1	2	3	4	5	6
$R_b(t_0)$	111,5 МПа	111,5 МПа	111,5 МПа	111,5 МПа	111,5 МПа
γ_{b2}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
$R_b(t, t_0)$	111,17 МПа	101,89 МПа	99,80 МПа	96,83 МПа	95,60 МПа
$\eta(t, t_0)$	0,5975	0,6520	0,6656	0,6861	0,6949
φ^N	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
ξ_1	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
ξ_2	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
$\Omega(t_0)$	1	1	1	1	1
f_c при $\eta(t, t_0) = 0$	1	1	1	1	1
φ_0	0,863	0,863	0,863	0,863	0,863
$\Delta(t, t_0)$	0,244	1	1	1	1
$f(t - t_0)$ при $\eta(t, t_0) = 0$	0,054	0,377	0,622	0,813	0,911
$\varphi_0(t, t_0)$	0,011	0,326	0,537	0,701	0,786
$\nu_0(t, t_0)$	0,989	0,754	0,650	0,588	0,560
$\hat{\varepsilon}_b$	0,003146	0,003146	0,003146	0,003146	0,003146
$\hat{\nu}_b$	0,822	0,822	0,822	0,822	0,822
$\tilde{\gamma}_{b2}^2$	0,994	0,835	0,801	0,754	0,735
ν_c	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
f_c при $\eta(t, t_0) = 1$	1,895	1,752	1,721	1,679	1,662
$\hat{\varphi}$	1,636	1,512	1,486	1,449	1,434
$f(t - t_0)$ при $\eta(t, t_0) = 1$	0,099	0,448	0,706	0,861	0,934
$\hat{\varphi}(t, t_0)$	0,039	0,677	1,049	1,248	1,339

1	2	3	4	5	6
$\hat{v}_b(t, t_0)$	0,797	0,528	0,442	0,406	0,391
ω	0,008	0,680	0,896	0,985	1,022
$v_{b0,5H}(t, t_0)$	0,950	0,675	0,566	0,508	0,484
$\varepsilon_{b0,5H}^{\text{ВСФБ}}(t, t_0)$	0,001622	0,002284	0,002721	0,003033	0,003186
$\delta_{0,5H}(t, t_0)$	2,433 мм	3,426 мм	4,082 мм	4,549 мм	4,780 мм

Полученные эпюры перемещений $\delta(t, t_0)$ для рассматриваемых моментов времени нагружения, а также эпюра продольных усилий N в конструкции колонны из ВСФБ показаны на рисунке 5.3. Эпюры приведены вне масштаба для наглядного отражения характера деформирования конструкции.

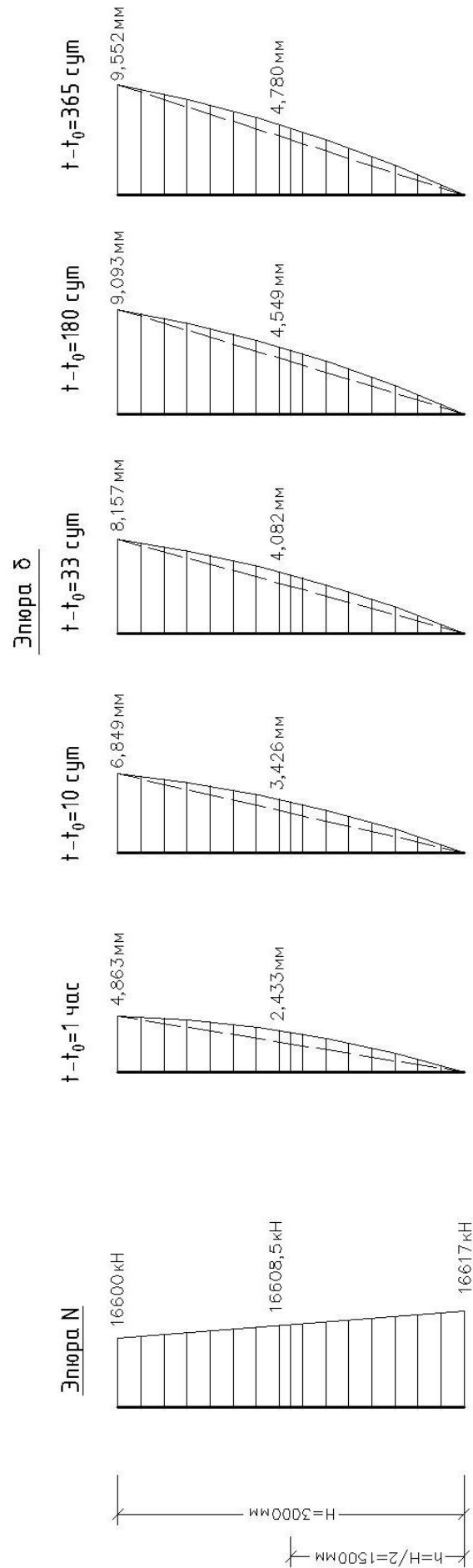


Рис. 5.3 - Эпюра продольных усилий N и эпюры перемещений δ с учетом длительности нагружения конструкции колонны из ВСФБ

Результаты расчета колонны из ВСФБ по методике СП 63.13330.2018

Сравнительный расчет относительной деформации колонны в расчетном верхнем сечении проведем с использованием методики Приложения Г СП 63.13330.2018 при криволинейной расчетной диаграмме состояния бетона. При этом учтем рекомендации, описанные в п. 3.3 настоящей диссертации для случая кратковременного сжатия ВСФБ. Искомая деформация колонны в верхнем сечении при кратковременном нагружении вычисляется по зависимости:

$$\varepsilon_b = \frac{N}{A_b \cdot E_b \cdot \nu_b}.$$

При продолжительном действии нагрузки, согласно рекомендациям п. 6.1.15 СП 63.13330.2018, значения модуля деформаций бетона определяют по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}},$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно п. 6.1.16 СП 63.13330.2018 равным 1 при рассматриваемых условиях задачи.

Соппротивление бетона осевому сжатию с учетом влияния длительности действия статической нагрузки, согласно рекомендациям п. 6.1.12 СП 63.13330.2018, определяется по формуле:

$$R_{b,\tau} = R_b \cdot \gamma_{b1},$$

где $\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном действии нагрузки.

Результаты расчета относительной деформации верхнего сечения колонны из ВСФБ $\varepsilon_{bH}^{ВСФБ}$ и сопутствующих параметров по методике СП 63.13330.2018 при кратковременном и продолжительном действии нагрузки представлены в таблице 5.3.

Таблица 5.3 - Результаты расчета деформации в верхнем сечении колонны из ВСФБ по методике СП 63.13330.2018

Параметр	Значение параметра при кратковременном действии нагрузки	Значение параметра при длительном действии нагрузки
σ_b	66,4 МПа	66,4 МПа
E_b	43100 МПа	21550 МПа
$\hat{\sigma}_b$	111,5 МПа	100,35 МПа
$R_b(t_0, M_0)$	111,5 МПа	100,35 МПа
η	0,596	0,662
$\hat{\varepsilon}_b$	0,003146	0,006390
$\hat{\nu}_b$	0,822	0,729
ν_0	1	1
ω	-0,055	0,1775
ν_b	0,966	0,925
$\varepsilon_{bH}^{\text{ВСФБ}}$	0,001595	0,003331

Для сравнения процесса деформирования МВБ и ВСФБ выполним расчет деформаций в верхнем расчетном сечении аналогичной колонны из мелкозернистого высокопрочного бетона. Нагрузку на колонну примем таким образом, чтобы уровень напряжения был равен случаю нагружения колонны из сталефибробетона.

Исходные данные для расчета колонны из МВБ:

- материал колонны – мелкозернистый высокопрочный бетон, $R_{b,ser}(t_0)$ в возрасте 28 суток составляет 102,7 МПа, $E_b(t_0)$ в возрасте 28 суток составляет 38200 МПа;

- высота колонны $H = 3000$ мм;

- размеры поперечного сечения $h \times b = 500 \times 500$ мм;

- армирование: конструктивное;

- вертикальная нагрузка $N = 15290 \text{ кН}$;
- влажность среды $\phi_{int} = 100\%$;
- модуль открытой поверхности $M_0 = 0$ (рассматривается изолированная конструкция);
- возраст загрузения $t_0 = 28$ суток;
- режим нагружения: жесткий.

Расчетная схема и сечение колонны из МВБ показаны на рисунке 5.4 (армирование сечения условно не показано).

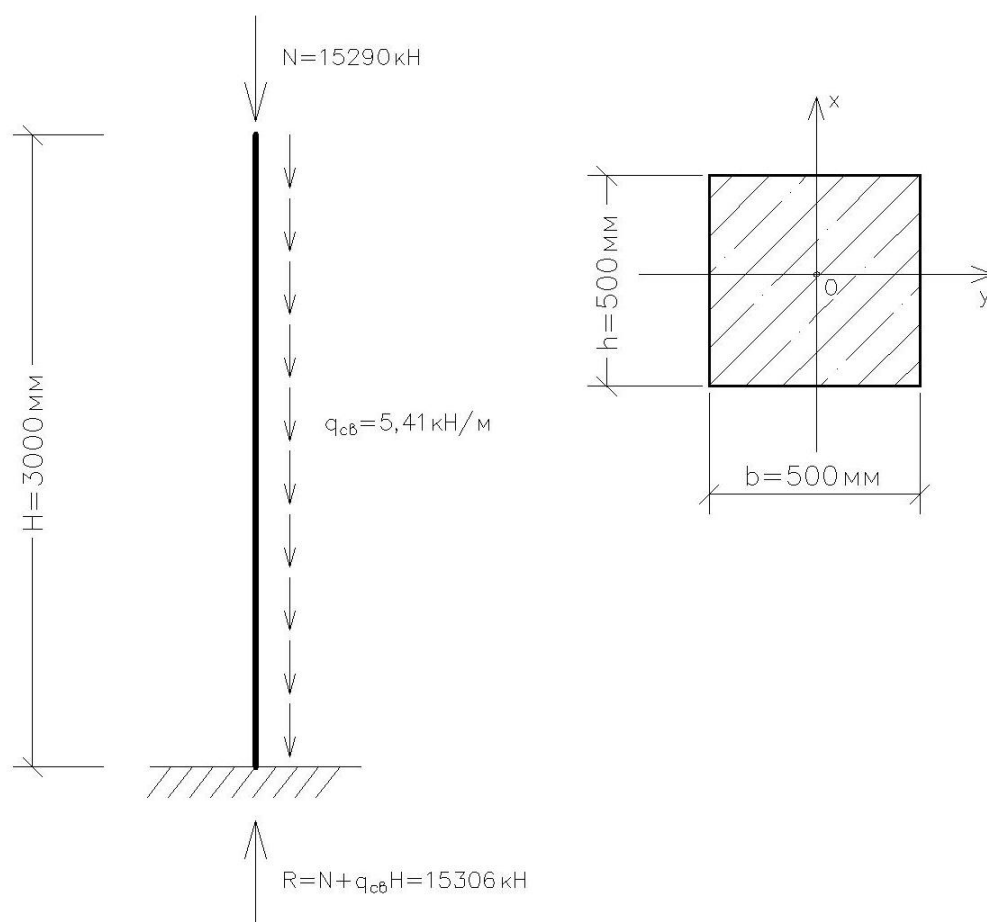


Рисунок 5.4 – Расчетная схема и сечение колонны из МВБ

Задача: Получить относительные деформации в расчетном верхнем сечении для времени нагружения $t - t_0 = 1$ час, 10 суток, 33 суток, 180 суток, 365 суток и сравнить полученные данные с расчетом колонны из ВСФБ.

Расчет колонны из МВБ с использованием методики диаграмм-изохрон

В случае центрального сжатия относительная деформация колонны из МВБ в расчетном верхнем сечении с учетом длительности нагружения, аналогично рассмотренному выше расчету колонны из ВСФБ, вычисляется по зависимости:

$$\varepsilon_{bH}(t, t_0) = \frac{N}{A_b \cdot E_b(t, t_0) \cdot \nu_{bH}(t, t_0)},$$

где усилие $N = 15290$ кН;

площадь сечения $A_b = h \times b = 50 \times 50 = 2500$ см²;

начальный модуль упругости $E_b(t, t_0) = E_b(t_0) = 38200$ МПа.

Результаты расчета коэффициента изменения секущего модуля $\nu_{bH}(t, t_0)$ с сопутствующими параметрами для различных моментов времени нагружения $t - t_0$ по методике, предложенной в п. 4.5 настоящей диссертации, относительной деформации верхнего сечения колонны из МВБ $\varepsilon_{bH}^{\text{МВБ}}(t, t_0)$, а также результаты сопоставления полученных данных с расчетом колонны из ВСФБ представлены в таблице 5.5.

Таблица 5.5 - Результаты расчета деформации и перемещения в верхнем сечении колонны из МВБ с использованием методики диаграмм-изохрон

Параметр	Значение параметра при расчетном времени нагружения				
	$t - t_0 = 1$ час	$t - t_0 =$ 10 сут	$t - t_0 =$ 33 сут	$t - t_0 =$ 180 сут	$t - t_0 =$ 365 сут
1	2	3	4	5	6
$R_b(t_0)$	102,7 МПа	102,7 МПа	102,7 МПа	102,7 МПа	102,7 МПа
γ_{b2}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
$R_b(t, t_0)$	102,4 МПа	93,85 МПа	91,93 МПа	89,19 МПа	88,05 МПа
$\eta(t, t_0)$	0,5973	0,6517	0,6653	0,6857	0,6946
φ^N	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
ξ_1	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
ξ_2	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
$\Omega(t_0)$	1	1	1	1	1
f_c при $\eta(t, t_0) = 0$	1	1	1	1	1
φ_0	1,079	1,079	1,079	1,079	1,079
$\Delta(t, t_0)$	0,244	1	1	1	1
$f(t - t_0)$ при $\eta(t, t_0) = 0$	0,047	0,374	0,622	0,813	0,911
$\varphi_0(t, t_0)$	0,012	0,404	0,671	0,877	0,983
$\nu_0(t, t_0)$	0,988	0,712	0,598	0,534	0,504
$\hat{\varepsilon}_b$	0,003164	0,003164	0,003164	0,003164	0,003164
$\hat{\nu}_b$	0,850	0,850	0,850	0,850	0,850
$\tilde{\gamma}_{b2}^2$	0,997	0,914	0,895	0,868	0,857
ν_c	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
f_c при $\eta(t, t_0) = 1$	1,361	1,376	1,379	1,381	1,382

1	2	3	4	5	6
$\hat{\varphi}$	1,468	1,485	1,488	1,490	1,491
$f(t - t_0)$ при $\eta(t, t_0) = 1$	0,085	0,391	0,625	0,813	0,911
$\hat{\varphi}(t, t_0)$	0,030	0,581	0,929	1,211	1,358
$\hat{v}_b(t, t_0)$	0,828	0,569	0,475	0,419	0,395
ω	-0,071	0,577	0,813	0,953	1,014
$v_{bH}(t, t_0)$	0,958	0,665	0,551	0,484	0,455
$\varepsilon_{bH}^{MBB}(t, t_0)$	0,001672	0,002409	0,002908	0,003310	0,003519
$\frac{\varepsilon_{bH}^{MBB}(t, t_0) - \varepsilon_{bH}^{BCFB}(t, t_0)}{\varepsilon_{bH}^{MBB}(t, t_0)} \times 100\%$	3,05%	5,23%	6,50%	8,43%	9,52%

Результаты расчета колонны из МВБ по методике СП 63.13330.2018

Аналогично рассмотренному выше расчету колонны из ВСФБ, относительная деформация колонны из МВБ в верхнем сечении при кратковременном нагружении в соответствии с методикой Приложения Г СП 63.13330.2018 вычисляется по зависимости:

$$\varepsilon_b = \frac{N}{A_b \cdot E_b \cdot v_b}.$$

При продолжительном действии нагрузки, согласно рекомендациям п. 6.1.15 СП 63.13330.2018, значения модуля деформаций бетона определяют по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}},$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно п. 6.1.16 СП 63.13330.2018 равным 1 при рассматриваемых условиях нагружения колонны из МВБ.

Сопротивление бетона осевому сжатию с учетом влияния длительности действия статической нагрузки, согласно рекомендациям п. 6.1.12 СП 63.13330.2018, определяется по формуле:

$$R_{b,\tau} = R_b \cdot \gamma_{b1},$$

где $\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном действии нагрузки.

Результаты расчета относительной деформации верхнего сечения колонны из МВБ $\varepsilon_{bH}^{\text{МВБ}}$ и сопутствующих параметров по методике СП 63.13330.2018 при кратковременном и продолжительном действии нагрузки, а также результаты сопоставления полученных данных с расчетом колонны из ВСФБ представлены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 - Результаты расчета деформации в верхнем сечении колонны из МВБ по методике СП 63.13330.2018

Параметр	Значение параметра при кратковременном действии нагрузки	Значение параметра при длительном действии нагрузки
σ_b	61,16 МПа	61,16 МПа
E_b	38200 МПа	19100 МПа
$\hat{\sigma}_b$	102,7 МПа	92,43 МПа
$R_b(t_0, M_0)$	102,7 МПа	92,43 МПа
η	0,596	0,662
$\hat{\varepsilon}_b$	0,003164	0,006323
$\hat{\nu}_b$	0,850	0,765
ν_0	1	1
ω	-0,125	0,0875
ν_b	0,973	0,938
$\varepsilon_{bH}^{\text{МВБ}}$	0,001645	0,003414
$\frac{\varepsilon_{bH}^{\text{МВБ}} - \varepsilon_{bH}^{\text{ВСФБ}}}{\varepsilon_{bH}^{\text{МВБ}}} \times 100\%$	3,04%	2,43%

Сравнение полученных результатов расчета деформаций верхнего сечения колонны из ВСФБ и МВБ по предложенной методике диаграмм-изохрон и по методике СП 63.13330.2018 при кратковременном и длительном действии нагрузки представлено на рисунке 5.5.

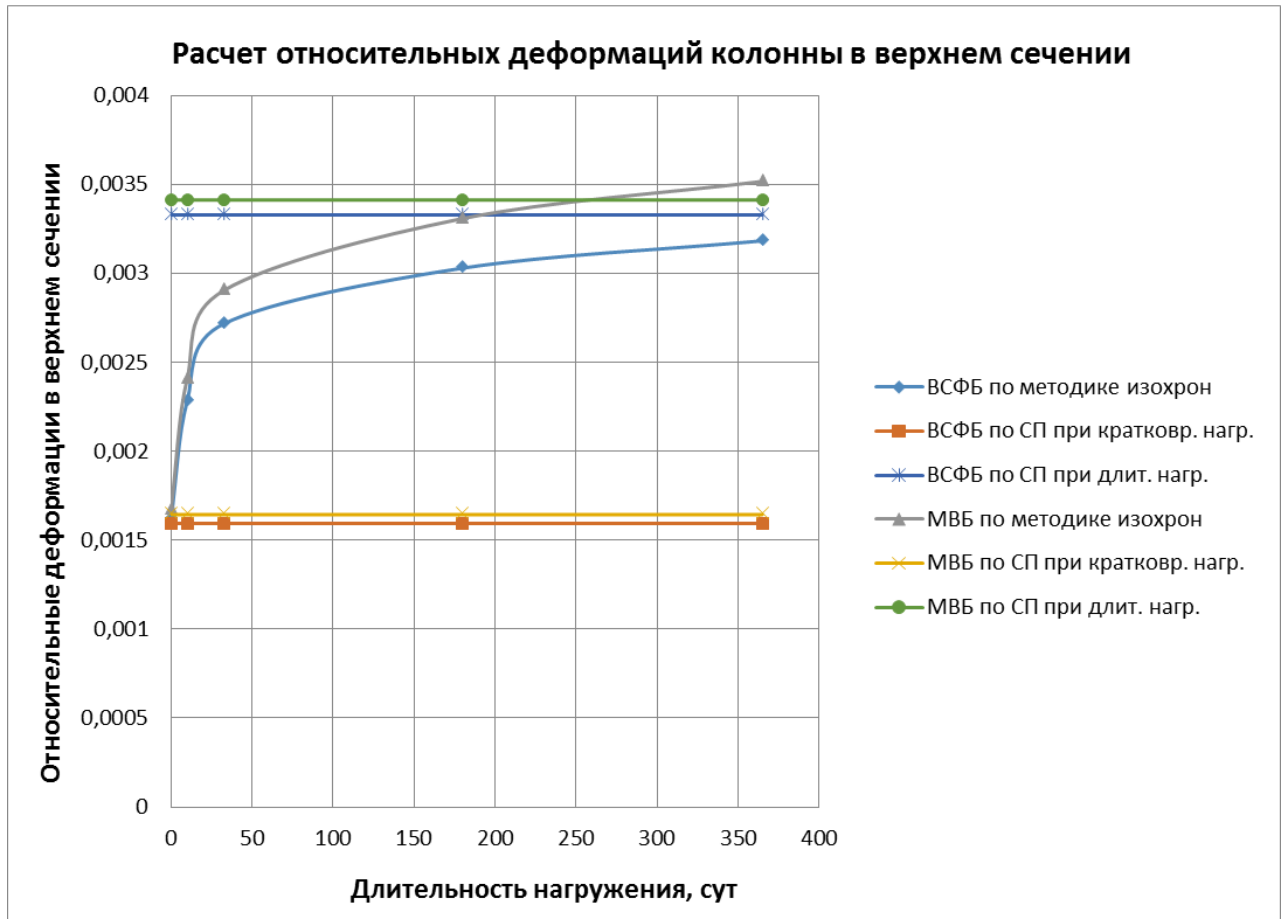


Рисунок 5.5 - Сравнение результатов расчета деформаций колонны из ВСФБ и МВБ в верхнем сечении по методике диаграмм-изохрон и по методике СП 63.13330.2018

5.3 Выводы по главе 5

1. Предложено развитие современного диаграммного метода расчета конструкций с учетом фактора ползучести бетона и длительности действия нагрузки. Применение методики диаграмм-изохрон при расчете конструкций позволяет получить полную картину деформирования в любой момент времени нагружения.

2. В рассматриваемом примере расчета прирост общих деформаций с учетом длительности действия нагрузки по сравнению с мгновенно-упругими составляет 1,63% для ВСФБ и 1,64% для МВБ после часа нагружения, плавно возрастая до 99,62% для ВСФБ и 113,92% для МВБ после 365 суток нагружения. Наиболее интенсивный рост деформаций ползучести происходит до 33 суток нагружения, что соответствует экспериментальным данным о развитии деформаций ползучести исследуемых бетонов.

3. Результаты расчета показали, что применение фибрового армирования снижает рост деформаций ползучести по сравнению с матрицей, с течением времени нагружения данный эффект усиливается. Прирост деформаций ползучести неармированного бетона по сравнению с ВСФБ составил от 3,05% после часа нагружения до 9,52% после 365 суток действия нагрузки.

4. Расчет деформаций по методике СП 63.13330.2018 дает значительную погрешность при длительности нагружения до 180 суток, при этом учет длительности действия нагрузки при помощи коэффициента ползучести завышает значения общих деформаций. Следует также отметить, что результаты расчета по данной методике практически не отражают снижения деформаций ползучести сталефибробетона за счет влияния фибры с течением времени.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основе результатов выполненного комплексного экспериментального и теоретического исследования характеристик механических и реологических свойств высокопрочного сталефибробетона и мелкозернистого высокопрочного бетона нового поколения из отечественных компонентов формулируются следующие основные выводы.

1. Мелкозернистый высокопрочный бетон является весьма перспективным строительным материалом. Его основной недостаток – высокая хрупкость – может быть устранен путем введения в состав дисперсного армирования из стальной фибры. Результаты данной работы содержат важные для практики проектирования экспериментальные и теоретические данные о характеристиках механических и реологических свойств высокопрочных бетонов исследованных составов.

2. Представлены результаты комплексного экспериментального исследования свойств нового класса ВСФБ и его неармированной матрицы. Получены данные об изменениях характеристик основных механических свойств ВСФБ с минимальным рациональным содержанием фибры и его матрицы в зависимости от возраста, изучены процессы усадки исследуемых составов с учетом возраста бетона, а также их ползучести при длительном нагружении различными уровнями нагрузки ($0,3R_b$, $0,6R_b$, $0,8R_b$) в возрасте 7, 28 и 100 суток. По отдельной методике получены диаграммы деформирования исследуемых бетонов при сжатии с доведением до высоких уровней нагрузки, близких к значениям прочности.

3. Разработаны аналитические зависимости для описания изменения призмной прочности и модуля упругости при кратковременном сжатии исследуемого ВСФБ с минимальным эффективным содержанием фибры и его

матрицы в зависимости от возраста в сравнении с эталонными значениями в возрасте 28 суток.

5. Выполнено уточнение методики описания полных диаграмм деформирования бетона при кратковременном сжатии применительно к рассматриваемым составам. Предложенная методика позволяет достоверно описывать продольные и поперечные деформации ВСФБ и МВБ в зависимости от уровня нагружения.

6. Предложена аналитическая зависимость для описания изменения деформаций усадки исследуемого ВСФБ при минимальном эффективном содержании фибры и его матрицы в зависимости от длительности наблюдения с учетом возраста бетона в момент окончания его влажностного хранения.

7. На основе анализа полученных экспериментальных значений мер ползучести МВБ и ВСФБ подобраны аналитические зависимости для построения теоретических кривых текущих и предельных мер ползучести бетонов с учетом возраста нагружаемого бетона и уровня нагружения, обеспечивающие хорошую сходимость с опытными данными. Выполнено развитие экспериментального подхода к описанию линейной меры ползучести на случай нелинейной ползучести.

8. Разработана методика построения полного спектра диаграмм-изохрон для нового класса исследуемых бетонов, начиная с 1 часа продолжительности нагружения до теоретической бесконечности. Полученные теоретическим путем диаграммы-изохроны имеют хорошую сходимость с данными экспериментальных исследований.

9. Разработаны предложения по развитию методики описания характеристик ползучести бетона при построении диаграмм-изохрон. Предлагаемые соотношения позволяют учитывать нелинейность как текущих, так и предельных мер ползучести бетона, их зависимость от возраста и уровня нагружения, а также старение бетона.

10. Внесены предложения по развитию современного диаграммного метода расчета конструкций из высокопрочных бетонов и сталефибробетона нового поколения на основе нелинейной деформационной модели с учетом разработанных методик расчета и аналитических соотношений.

11. Применение методики диаграмм-изохрон при расчете конструкций позволяет наиболее точно описать деформирование конструкции в любой момент времени нагружения. Использование данной методики с большей точностью отражает влияние введения стальной фибры в бетонную матрицу на деформации ползучести конструкции при длительном действии нагрузки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. Москва: Стандартинформ, 2018. – 31 с.
2. ГОСТ 10181-2014. Смеси бетонные. Методы испытаний. Москва: Стандартинформ, 2019. – 23 с.
3. ГОСТ 23732-2011. Вода для бетонов и строительных растворов. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2019. – 11 с.
4. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. Москва: Стандартинформ, 2005. – 12 с.
5. ГОСТ 24544-2020. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести. Москва: Стандартинформ, 2021. – 23 с.
6. ГОСТ 30515-2013. Цементы. Общие технические условия. Москва: Стандартинформ, 2019. – 37 с.
7. ГОСТ 31108-2020. Цементы общестроительные. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2020. – 15 с.
8. ГОСТ 8736-2014. Песок для строительных работ. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2019. – 7 с.
9. ГОСТ Р 52129-2003. Порошок минеральный для асфальтобетонных и органоминеральных смесей. Технические условия. Москва: Госстрой России, 2004. – 33 с.
10. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. Москва: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 148 с.
11. СНиП 2.03.03-85 «Армоцементные конструкции». Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
12. СП 52-104-2006* «Сталефибробетонные конструкции». Москва: ОАО «НИЦ «Строительство», 2010. – 62 с.

13. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003. Москва: Стандартинформ, 2019. – 118 с.
14. Айчин, П.-К. Первое сооружение из сверхпрочного бетона 15 лет спустя / П.-К. Айчин // Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону в 7 томах. – Москва: 2014. – Т. 7. – С. 7-14.
15. Александровский, С.В. Влияние величины уровня повторно действующих напряжений на ползучесть бетона / С.В. Александровский, Н.А. Колесников // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. – Москва: Стройиздат, 1972. – С. 121-136.
16. Александровский, С.В. Зависимость деформаций ползучести стареющего бетона от начального уровня напряжений / С.В. Александровский, В.В. Соломонов // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт: реферативный сборник. – Москва, 1972. – Вып. 6.
17. Александровский, С.В. Исследование влияния относительного уровня предшествующих напряжений на нелинейную составляющую деформаций ползучести и усадки бетона / С.В. Александровский, В.В. Соломонов // Второе Всесоюзное совещание (Ереван, 1974): материалы совещания, подготовленные НИИЖБ Госстроя СССР. – Москва: Стройиздат, 1974.
18. Александровский, С.В. Некоторые экспериментально-теоретические вопросы феноменологической теории ползучести бетона, важные для ее дальнейшего развития / С.В. Александровский, Э.Я. Багрий, О.М. Попкова // Доклады НИИЖБ для VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. – Москва: Стройиздат, 1966.
19. Александровский, С.В. Нелинейная ползучесть бетона при ступенчато-изменяющихся напряжениях / С.В. Александровский, Н.А. Колесников // Бетон и железобетон. – 1971. – №6. – С. 24-27.

20. Александровский, С.В. Нелинейные деформации ползучести бетона при сложных режимах нагружения / С.В. Александровский, О.М. Попкова // Бетон и железобетон. – 1971. – №1. – С. 27-32.
21. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести / С.В. Александровский. – Москва: Стройиздат, 2004.
22. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести) / С.В. Александровский. – Москва: Стройиздат, 1966.
23. Андрианов, А.А. Исследование ползучести и усадки высокопрочных легких бетонов / А.А. Андрианов // Вестник отделения строительных наук РААСН. – Владивосток: Дальнаука, 2006. – Вып. 10. – С. 24-28.
24. Андрианов, А.А. Меры ползучести высокопрочных легких бетонов с применением модификаторов / А.А. Андрианов, Н.И. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2006. – №4. – С. 68-71.
25. Андрианов, А.А. Определение деформаций модифицированного высокопрочного легкого бетона при кратковременных и длительных нагрузках / А.А. Андрианов, Н.И. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2007. – №2. – С. 73-76.
26. Арутюнян, Н.Х. Напряжения и деформации в бетонных массивах с учетом ползучести бетона / Н.Х. Арутюнян // ДАН Арм. ССР, 1947. – Т. 7. – №5.
27. Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести бетона / Н.Х. Арутюнян. – Москва: Гостехтеориздат, 1952.
28. Арутюнян, Н.Х. Ползучесть стареющих материалов / Н.Х. Арутюнян // Ползучесть бетона. Инженерный журнал «Механика твердого тела». – 1967. – №6.

29. Ахвердов, И.Н. Деформации железобетонных центрифугированных сердечников напорных труб при внутренних гидростатических давлениях / И.Н. Ахвердов, А.Э. Змачинский // ДАН БССР, 1969. – Т. 13. – №6.
30. Ахвердов, И.Н. Механизм усадки и ползучести бетона в свете современных представлений реологии и физики твердого тела / И.Н. Ахвердов // Бетон и железобетон. – 1970. – №10.
31. Байков, В.Н. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В.Н. Байков, М.И. Додонов, Б.С. Расторгуев и др. // Бетон и железобетон. – 1987. - №6. – С. 16-18.
32. Барсук, Н.Д. Лабораторные исследования фибробетона для подземного строительства / Н.Д. Барсук, Д.А. Мозалевский, И.В. Купенко, С.В. Борщевский, С.Ю. Макаренко, С.Н. Машталер // Проблемы недропользования: Сборник научных трудов. Часть I. Санкт–Петербургский горный университет. – Санкт-Петербург, 2017. – С. 149-153.
33. Безгодов, И.М. Влияние стальной фибры на физико-механические и реологические свойства высокопрочного мелкозернистого бетона / И.М. Безгодов // Бетон и железобетон. – 2015. – №1.
34. Безгодов, И.М. К вопросу оценки предельной относительной деформации бетона при сжатии для разных классов бетона / И.М. Безгодов // Бетон и железобетон. – 2015. – №5. – С. 9-11.
35. Берг, О.Я. Влияние длительного нагружения на прочность и деформативные свойства бетона / О.Я. Берг, Ю.Н. Хромец // Исследование прочности и долговечности бетона транспортных сооружений: труды ЦНИИС. – Москва, 1966. – Вып. 6.
36. Берг, О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. – Москва: Стройиздат, 1971.

37. Берг, О.Я. К обоснованию единой методики нормирования деформаций ползучести и усадки бетона / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, И.Е. Прокопович, М.М. Застава // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1977. – №3. – С. 3-6.
38. Берг, О.Я. К учету нелинейной ползучести бетона / О.Я. Берг, А.И. Рожков // Бетон и железобетон. – 1967. – №9.
39. Берг, О.Я. Об эффективности методов прогноза величин деформаций ползучести и усадки бетона / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков // Ползучесть и усадка бетона: сборник. – Москва, 1969.
40. Бердичевский, Г.И. Сталефибробетонные преднапряженные ребристые плиты размером 6х3 м для покрытий / Г.И. Бердичевский, А.А. Светов, Л.Г. Курбатов, Г.А. Шикунов // Бетон и железобетон. – 1984. – №84. – С. 33-34.
41. Блинков, В.В. Исследование ползучести бетона при повторных длительнодействующих нагрузках / В.В. Блинков // Известия ВНИИГ. – 1958. – Т. 60.
42. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – Москва: Стройиздат, 1982.
43. Бондаренко, В.М. К вопросу о расчетной оценке ползучести бетона / В.М. Бондаренко, Б.А. Ягунов // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2006. – №3.
44. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков: Издательство Харьковского университета, 1968. – 324 с.
45. Бондаренко, В.М. Теория сопротивления строительных конструкций режимных нагружений / В.М. Бондаренко. – Москва: Стройиздат, 1984.

46. Бондаренко, В.М. Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления бетона / В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2007. – №4.
47. Буданов, Н.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом ползучести бетона / Н.А. Буданов. – Москва: Стройиздат, 1949.
48. Васильев, П.И. Некоторые вопросы пластических деформаций бетона / П.И. Васильев // Известия ВНИИГ. – 1953. – Т. 49.
49. Васильев, П.И. Нелинейные деформации ползучести бетона / П.И. Васильев // Известия ВНИИГ. – 1971. – №95.
50. Васильев, П.И. Связь между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии с учетом влияния времени / П.И. Васильев // Известия ВНИИГ. – 1951. – Т. 45.
51. Войлоков, И.А. Фибробетон – история вопроса, нормативная база, проблемы и решения / И.А. Войлоков // ALITInform международное аналитическое обозрение. – 2009. – №2.
52. Волков, И.В. Проблемы применения фибробетона в отечественном строительстве / И.В. Волков // Строительные материалы. – 2005. - №6. – С. 27-29.
53. Галустов, К.З. Исследования линейной ползучести бетона при переменных ступенчато-изменяющихся нагрузках: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / К.З. Галустов. – Москва, 1967.
54. Галустов, К.З. О нелинейности деформаций ползучести бетона / К.З. Галустов // Бетон и железобетон. – 1971. – №10.
55. Галустов, К.З. Развитие нелинейной теории ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций / К.З. Галустов. – Москва: Издательство Физико-математической литературы, 2006.

56. Гвоздев, А.А. Некоторые особенности деформирования бетона и теория ползучести / А.А. Гвоздев. – Ползучесть строительных материалов и конструкций: сборник. – Москва: Стройиздат, 1964.
57. Гвоздев, А. А. Опыт теории ползучести бетона / А.А. Гвоздев // Издательство АН СССР, ОТН. – 1943. – №9, 10.
58. Гвоздев, А.А. Ползучесть бетона / А.А. Гвоздев // Труды II Всесоюзного съезда по теоретической и прикладной механике. Механика твердого тела. – Москва: Наука, 1966. – Вып. 3.
59. Гвоздев, А.А. Ползучесть бетона и пути ее исследования / А.А. Гвоздев // Исследование пластичности и ползучести строительных материалов: сборник. – Москва: Госстройиздат, 1955.
60. Гвоздев, А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / А.А. Гвоздев, А.В. Яшин, К.В. Петрова, И.К. Белобров, Е.А. Гузеев. – Москва: Стройиздат, 1978. – 299 с.
61. Иссерс, Ф.А. Научно-технический отчет по теме: «Исследование свойства бетонных смесей и бетонов с модификатором МБ-01» / Ф.А. Иссерс, М.Г. Булгакова. – Москва: НИИЖБ, 1998.
62. Иссерс, Ф.А. Прочностные и деформативные свойства высокопрочных бетонов с модификатором МБ 10-01 / Ф.А. Иссерс, М.Г. Булгакова, Н.И. Вершинина // Бетон и железобетон. – 1999. – №3. – С. 6-9.
63. Ишлинский, А.Ю. Линейные законы деформирования не вполне упругих тел / А.Ю. Ишлинский // ДАН СССР, 1940. – Т. 26.
64. Каприелов, С.С. Влияние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона / С.С. Каприелов, Н.И. Карпенко, А.В. Шейнфельд, Е.Н. Кузнецов // Бетон и железобетон. – 2003. – №3.

65. Каприелов, С.С. Высокопрочные бетоны в конструкциях фундаментов высотного комплекса «ОКО» в ММДЦ «Москва-Сити» / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, Джаляль Аль-Омаис, А.С. Зайцев // ПГС. – 2017. – №2. – С. 53-57.
66. Каприелов, С.С. Деформативные свойства бетонов с использованием ультрадисперсных отходов Ермаковского завода ферросплавов / С.С. Каприелов, М.Г. Булгакова, Я.Л. Вихман // Бетон и железобетон. – 1991. – №3. – С. 24-25.
67. Каприелов, С.С. Модифицированные высокопрочные бетоны классов В80 и В90 в монолитных конструкциях / С.С. Каприелов, В.И. Травуш, Н.И. Карпенко и др. // Строительные материалы. – 2008. – №3. – С. 9-13.
68. Каприелов, С.С. Модифицированные высокопрочные мелкозернистые бетоны с улучшенными деформативными характеристиками / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, Г.С. Кардумян, В.Г. Дондуков // Бетон и железобетон. – 2006. – № 2. – С. 2-7.
69. Каприелов, С.С. Новые модифицированные бетоны / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, Г.С. Кардумян. – Москва: ООО «Типография Парадиз», 2010. – С. 258.
70. Каприелов, С.С. О подборе составов высококачественных бетонов с органоминеральными модификаторами / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, Г.С. Кардумян, И.А. Чилин // Строительные материалы. – 2017. - № 12. - С. 58-63.
71. Каприелов, С.С. О регулировании модуля упругости и ползучести высокопрочных бетонов с модификатором МБ-50С / С.С. Каприелов, Н.И. Карпенко, А.В. Шейнфельд, Е.Н. Кузнецов // Бетон и железобетон. – 2003. – №6.
72. Каприелов, С.С. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций / С.С. Каприелов, И.А. Чилин // Строительные материалы. – 2013. – №7. – С. 28-30.

73. Каприелов, С.С. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций / С.С.Каприелов, И.А.Чилин // Вестник «Бетон и железобетон - проблемы и перспективы». – Москва: НИЦ «Строительство», 2017. - № 1(12). - С. 14-21.
74. Карапетян, К.С. Влияние размеров образца на усадку и ползучесть бетона / К.С. Карапетян // Известия АН Арм. ССР, серия физико-математических, астрономических и технических наук. –1956. – Т. 9. – №1.
75. Карапетян, К.С. Влияние старения бетона на зависимость между напряжениями и деформациями ползучести / К.С. Карапетян // Известия АН Арм. ССР, серия физико-математических наук. – 1959. – Т. 12. – №4.
76. Карпенко, Н.И. Диаграммы деформирования бетона, их трансформации в зависимости от различных факторов и использование в расчетах конструкций. – Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // ВНИИГ. – Ленинград: Энергоатомиздат, 1987. – С. 170-185.
77. Карпенко, Н.И. Исследование ползучести высокопрочного сталефибробетона / Н.И. Карпенко, В.И. Травуш, А.А. Андрианов, А.В. Мишина // Вестник Одесской Государственной Академии Строительства и Архитектуры. – Одесса, 2013. – Вып. №49, ч. 1. – С. 161-166.
78. Карпенко, Н.И. Исследование физико-механических и реологических свойств высокопрочных сталефибробетонов из самоуплотняющихся смесей / Н.И. Карпенко, С.С. Каприелов, А.Н. Петров, И.М. Безгодов, Г.А. Моисеенко, М.В. Степанов, И.А. Чилин // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2017 году: Сб. науч. тр. РААСН. Т.2. – М.: Издательство АСВ, 2018. – С. 237-246.

79. Карпенко, Н.И. Исследование деформаций усадки мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при рациональном содержании фибры / Н.И. Карпенко, С.С. Каприелов, И.М. Безгодов, Г.А. Моисеенко, М.В. Степанов // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2018. - №3 (375) - С. 227-230.
80. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – Москва: НИИЖБ, 1986. – С. 44-57.
81. Карпенко, Н.И. К определению деформаций ползучести высокопрочного бетона при ступенчато возрастающих нагрузках / Н.И. Карпенко, Д.С. Ромкин // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2010. – №3. – С. 559-562.
82. Карпенко, Н.И. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Строительство и реконструкция. – Госуниверситет УНПК, Орел. - №2. - С. 11-18.
83. Карпенко, Н.И. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников // В сб. НИИЖБ «Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций». – Москва, 1987. – С. 5-23.
84. Карпенко, Н.И. Меры ползучести высокопрочных легких бетонов с применением модификаторов МБ и Эмбэлит / Н.И. Карпенко, А.А. Андрианов, С.С. Каприелов, И.М. Безгодов // Строительная физика в XXI веке: материалы конференции. – Москва, 2006. – С. 538-541.

85. Карпенко, Н.И. Методическое пособие «Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования» / Н.И. Карпенко, В.И. Травуш и др. – Москва: Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве», 2017.
86. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – Москва: Стройиздат, 1996. – 416 с.
87. Карпенко, Н.И. О диаграммной методике расчета деформаций стержневых элементов и ее частных случаях / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. - №6. – С. 20-27.
88. Карпенко, Н.И. О новом подходе к описанию меры ползучести и результатах ее экспериментальной проверки / Н.И. Карпенко, А.А. Андрианов, Д.С. Ромкин // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2008. – №4. – С. 76-77.
89. Карпенко, Н.И. Результаты исследования конструкционных свойств высокопрочного сталефибробетона / Н.И. Карпенко, В.И. Травуш, С.С. Каприелов, И.М. Безгодов, А.А. Андрианов, А.В. Мишина // Фундаментальные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2012 году. – Москва: РААСН, 2013. – С. 351-354.
90. Карпенко, Н.И. Результаты исследования физико-механических и реологических характеристик высокопрочного бетона / Н.И. Карпенко, С.С. Каприелов, Д.С. Ромкин, И.М. Безгодов, А.А. Андрианов // Известия ОрелТГУ. – Орел, 2009. – Вып. №1/21 (553).

91. Карпенко, Н.И. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм-изохрон / Н.И. Карпенко, И.Е. Прокопович, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров, А.Ф. Яременко // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – Москва: НИИЖБ, 1987. – С. 66-81.
92. Катин, Н.И. Исследования ползучести бетона при высоких напряжениях / Н.И. Катин // Труды НИИЖБ. – Москва, 1959. – Вып. 4.
93. Корсун, В.И. Влияние масштабного фактора и повышенных температур на прочность и деформации высокопрочного модифицированного бетона / В.И. Корсун, А.В. Корсун // Вестник МГСУ. – 2014. – № 3. – С. 179-188.
94. Кузнецов, Е.Н. Обеспечение необходимой чистоты эксперимента при изучении реологических свойств новых высокопрочных бетонов на основе органо-минеральных модификаторов / Е.Н. Кузнецов // Сборник трудов конференции творческой молодежи. – Москва: НИИЖБ, 2002.
95. Курбатов, Л.Г. Об эффективности бетонов, армированных стальными фибрами / Л.Г. Курбатов, Н.Ф. Рабинович // Бетон и железобетон. – 1980. – №3. – С. 6-8.
96. Лавринев, П.Г. Сталефибробетон роликового формования / П.Г. Лавринев, И.Ф. Руденко, К.М. Королев, А.Н. Стульчиков, В.Н. Кузин // Бетон и железобетон. – 1983. – №6. – С. 12-13.
97. Ли-Гуан-Цзун. Экспериментальные исследования ползучести бетона старого возраста / Ли-Гуан-Цзун // Изв. ВНИИГ. – Ленинград, 1960. – Т. 66.

98. Малашкин, Ю.Н. Исследование длительной прочности и деформативности бетона при одно-, двух- и трехосном сжатии / Ю.Н. Малашкин, И.М. Безгодов // Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений: материалы конференций и совещаний по гидротехнике. – Москва, 1987. – С. 216-219.
99. Малмейстер, А.К. Упругость и неупругость бетона / А.К. Малмейстер. – АН Латв. ССР. Институт архитектуры и строительства. – Рига: Издательство АН Латв. ССР, 1957. – 202 с.
100. Маслов, Г.Н. Термонапряженное состояние в бетонных массивах с учетом ползучести бетона / Г.Н. Маслов // Известия ВНИИГ. – Москва, 1940. – Т. 28.
101. Машталер, С.Н. Влияние кратковременного нагрева на прочность и деформации высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии и растяжении / С.Н. Машталер, В.И. Корсун // Научно-технические достижения студентов, аспирантов, молодых ученых строительной архитектурной отрасли: сборник тезисов докладов по материалам конференции. – Макеевка, 2016. – С.142.
102. Мельник, Р.А. Исследование нелинейной ползучести высокопрочных бетонов / Р.А. Мельник, А.Я. Пацула // Бетон и железобетон. – 1973. – №3. – С. 39-40.
103. Мельник, Р.А. Механические свойства высокопрочных бетонов марок 800 и 1000 / Р.А. Мельник, В.И. Федорчук, И.И. Лубенец // Бетон и железобетон. – 1975. – №8. – С. 7-10.
104. Мишина, А.В. Влияние возраста высокопрочного сталефибробетона на его физико-механические и реологические свойства: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / А.В. Мишина. – Москва, 2013.

105. Мишина, А.В. Изменение физико-механических характеристик высокопрочного сталефибробетона во времени / А.В. Мишина // Строительство и реконструкция. – Орел, 2011. – №6 (38). – С. 70-74.
106. Мишина, А.В. Исследование деформаций ползучести высокопрочного сталефибробетона при разгрузке / А.В. Мишина // Academia. Архитектура и строительство. – Москва: РААСН, 2013. – №3. – С. 111-114.
107. Мишина, А.В. Физико-технические свойства сверхвысокопрочного сталефибробетона / А.В. Мишина, И.А. Чилин, А.А. Андрианов // Вестник МГСУ. – 2011. – № 3. – С.159-165.
108. Мозговой, Н.В. Применение фибробетона в строительстве / Н.В. Мозговой, А.А. Пак, Ю.В. Пухаренко // Бетон и железобетон. – 1986. - №5. - С. 45-46.
109. Моисеенко, Г.А. Изменение призмной прочности и модуля упругости высокопрочного сталефибробетона и его матрицы в зависимости от возраста / Г.А. Моисеенко // Строительные материалы. – 2020, июнь. - №6 (781). - С. 13-17.
110. Моисеенко, Г.А. Исследование текущих и предельных мер ползучести высокопрочного сталефибробетона и его матрицы с учетом возраста в момент нагружения / Г.А. Моисеенко // БСТ: Бюллетень строительной техники. – 2022. - №4 (1052). - С. 42-45.
111. Морозов, В.И. Эффективность применения фибробетона в конструкциях при динамических воздействиях / В.И. Морозов, Ю.В. Пухаренко // Вестник МГСУ. – 2014. - №3. – С. 189-196.
112. Овчинников И.Г. Сталефибробетон: механические свойства, модели деформирования / И.Г. Овчинников // Транспортное строительство. – 1998. - №5. - С. 7-9.

113. Петров, А.Н. Нелинейная модель ползучести железобетона и ее приложение к расчету плосконапряженных элементов / А.Н. Петров. – Петрозаводск: Издательство ПетрГУ, 2003. – 252 с.
114. Прокопович, И.Е. О расчетном определении предельных длительных деформаций тяжелого бетона / И.Е. Прокопович, М.М. Застава // Бетон и железобетон. – 1972. – №5. – С. 35-37.
115. Пухаренко, Ю.В. Высокопрочный сталефибробетон / Ю.В. Пухаренко, В.Ю. Голубев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. - №9. - С. 40-41.
116. Пухаренко, Ю.В. Исследование свойств сталефибробетона на основе аморфной металлической фибры / Ю.В. Пухаренко, У.Х. Макдеев, В.И. Морозов и др. // Вестник ВолгГАСУ. Строительство и архитектура. – 2013. – Вып. 31 (50). – С. 132-136.
117. Пухаренко, Ю.В. Проблемы применения высокопрочного сталефибробетона / Ю.В. Пухаренко, И.У. Аубакирова, В.Ю. Голубев // Технологии бетонов. – 2010. - №03-04. - С. 44-45.
118. Рабинович, Ф.Н. Моделирование структуры дисперсно-армированных бетонов / Ф.Н. Рабинович // Известия вузов. – 1986. – №1. – С. 22-29.
119. Рабинович, Ф.Н. Об оптимальном армировании сталефибробетонных конструкций / Ф.Н. Рабинович // Бетон и железобетон. – 1986. – №3. – С. 17-19.
120. Работнов, Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. – Москва: Наука, 1982.
121. Ржаницын, А.Р. Теория ползучести / А.Р. Ржаницын. – Москва: Стройиздат, 1968.
122. Ромкин, Д.С. Влияние возраста высокопрочного бетона на его физико-механические и реологические свойства: диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Д.С. Ромкин. – Москва, 2010.

123. Сакварелидзе, А.В. Влияние возраста сталефибробетона на его ползучесть / А.В. Сакварелидзе // Бетон и железобетон. – 1987. – №3. – С. 8-9.
124. Сакварелидзе, А.В. Прочностные и деформационные свойства сталефибробетона / А.В. Сакварелидзе // Бетон и железобетон. – 1986. – №8. – С. 12-13.
125. Смирнов, Н.В. Научно-технический отчет по теме: «Исследование свойств и обработка технологии изготовления конструкций из сверхпрочных бетонов с разработкой предложений по их использованию в мостовых конструкциях» / Н.В. Смирнов. – Москва: ЦНИИС, 1998.
126. Соколов, Б.С. Прочность сталефибробетонных цилиндрических элементов при осевом сжатии / Б.С. Соколов // Бетон и железобетон. – 2010. - №5. - С. 2-5.
127. Соломонов, В.В. О деформациях ползучести, натекающих за время выдержек при ступенчатом нагружении бетонных образцов / В.В. Соломонов // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт: реферативный сборник. – Москва: ЦНИИС, 1972. – №10.
128. Степанов, М.В. Развитие экспериментального подхода к определению меры ползучести мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при рациональном содержании фибры / М.В. Степанов, Г.А. Моисеенко // Строительство и реконструкция. - 2018, май-июнь. - №3 (77). - С. 98-104.
129. Степанов, М.В. Диаграммы деформирования мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при сжатии / М.В. Степанов, Г.А. Моисеенко // Строительство и реконструкция. - 2019, май-июнь. - №3 (83). - С. 11-21.
130. Судаков, В.В. Контроль содержания фибр в сталефибробетонных конструкциях / В.В. Судаков, Л.Г. Курбатов, Х.Х. Стернин, О.Н. Хегай // Бетон и железобетон. – 1986. - №2. - С. 26-27

131. Суздальцев, О.В. Высококачественные архитектурно-декоративные порошково-активированные бетоны нового поколения на основе отходов камнедробления горных пород / О.В. Суздальцев, В.И. Калашников // V Международный семинар-конкурс молодых ученых и аспирантов, работающих в области вяжущих веществ, бетонов и сухих смесей: сборник докладов. – Санкт-Петербург: «АлитИнформ», 2015. – С.63-73.
132. Сытник, В.И. Исследование прочности, деформативности и релаксации напряжений в высокопрочных бетонах / В.И. Сытник // Бетон и железобетон. – 1962. – №7. – С. 297-302.
133. Сытник, В.И. Усадка и ползучесть высокопрочных бетонов / В.И. Сытник, Ю.А. Иванов // Высокопрочные бетоны: сборник. – Киев: «Будівельник», 1967.
134. Талантова, К.В. Обеспечение свойств элементов конструкций на основе сталефибробетона с учетом влияния характеристик стальных фибр / К.В. Талантова, Э.И. Вингисаар // Известия вузов. – 2008. – №11-12. – С. 121-127.
135. Талантова, К.В. О проектировании конструкций на основе сталефибробетона / К.В. Талантова // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: сборник трудов Международной научной конференции. – Москва: МГСУ, 2011. – Т. 1. – С. 303-307.
136. Талантова, К.В. Основы создания сталефибробетонных конструкций с заданными свойствами / К.В. Талантова // Бетон и железобетон. – 2003. – №5. – С. 4-8.
137. Талантова, К.В. Создание элементов конструкций с заданными свойствами на основе сталефибробетона / К.В. Талантова // Известия вузов. – 2008. – №10. – С. 4-9.

138. Талантова, К.В. Эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций для дорожного строительства / К.В. Талантова // Бетон и железобетон. – 2002. – №3. – С. 6-8.
139. Травуш, В.И. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб / В.И. Травуш, С.С. Каприелов, Д.В. Конин, А.С. Крылов, И.А. Чилин // Строительство и реконструкция. – 2017. - № 4(72). - С. 63-71.
140. Улицкий, И.И. Влияние нелинейной ползучести бетона на напряженно-деформированное состояние изгибаемых внецентренно-сжатых железобетонных элементов / И.И. Улицкий // Ползучесть строительных материалов и конструкций: сборник. – Москва: Госстройиздат, 1964.
141. Улицкий, И.И. Определение потерь предварительного напряжения в железобетонных элементах при нелинейной ползучести бетона / И.И. Улицкий, И.В. Фанстиль // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1959. – № 9.
142. Улицкий, И.И. Ползучесть бетона / И.И. Улицкий. – Киев: Гостехиздат УССР, 1948.
143. Фрайфельд, С.Е. Об исходных предпосылках уравнений механического состояния реальных материалов / С.Е. Фрайфельд // Труды ХИСИ. – Харьков: Издательство ХГУ, 1955. – Вып. 4.
144. Фрейсинэ, Е. Переворот в технике бетона / Е. Фрейсинэ. Пер. с фр. инж. М. А. Хераскова, под ред. проф. Н. М. Беяева. – Ленинград; Москва: ОНТИ, Главная редакция строительной литературы, 1938. – 100 с.
145. Холмянский, М.М. Сталебетон с аморфной фиброй / М.М. Холмянский, В.В. Курилин, А.Ф. Еднерал // Бетон и железобетон. – 1991. – №6. – С. 9-10.

146. Черноусов, Н.Н. Исследования работы сталефиброшлакобетонных кольцевых элементов конструкций транспортных сооружений / Н.Н. Черноусов, Р.Н. Черноусов // Транспортное строительство. – 2010. – №8. – С. 28-32.
147. Черноусов, Р.Н. Истриаемость жестких дорожных одежд с использованием мелкозернистого сталефиброшлакобетона (СФШБ) / Р.Н. Черноусов, Н.Н. Черноусов, Б.А. Бондарев, А.А. Кораблин // Бетон и железобетон. – 2010. – №3. – С. 13-16.
148. Чилин, И.А. Влияние технологических факторов на свойства сверхвысокопрочного сталефибробетона / И.А. Чилин // Вестник «Бетон и железобетон – проблемы и перспективы». - Москва: НИЦ «Строительство», 2020. - № 4. - С.135-147.
149. Шейкин, А.Е. К вопросу прочности, упругости и пластичности бетона / А.Е. Шейкин // Труды МИИТ. – Москва: Трансжелдориздат, 1946. Вып. 69.
150. Шейкин, А.Е. Упруго-пластические свойства бетона на портландцементе различного минералогического состава / А.Е. Шейкин // Труды МИИТ. Строительная механика и мосты. – Москва: Трансжелдориздат, 1950.
151. Щербаков, Е.Н. О прогнозе величин деформаций ползучести и усадки тяжелого бетона в стадии проектирования конструкций / Е.Н. Щербаков // Труды ЦНИИС. – Москва: «Транспорт», 1969. – Вып. 70.
152. Яшин, А.В. Деформации бетона под длительным воздействием высоких напряжений и его длительное сопротивление сжатию / А.В. Яшин // Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций: сборник статей. – Москва: Стройиздат, 1969. – С. 38-76.

153. Abbas, S. Ultra-High Performance Concrete: Mechanical Performance, Durability, Sustainability and Implementation Challenges / S. Abbas, M.L. Nehdi, M.A. Saleem // International Journal of Concrete Structures and Materials, 2016, Vol. 10, No. 3, P. 271-295.
154. Aitcin, P. C. High-performance concrete / P. C. Aitcin. London: E&FN SPON, 1998. 591 p.
155. Beddar, M. Fiber reinforced concrete: past, present and future. [Прошрое, настоящее и будущее фибробетона] / M. Beddar // Бетон и железобетон – пути развития: научные труды 2-й Всероссийской (международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 5-9 октября 2005 г.) в 5 т. – Москва: НИИЖБ, «Дипак», 2005. – Т. 3. Секционные доклады, секция Технологии бетонов. – С. 228-234.
156. Boltzman, L. Sur Theorie der elastischen Nachwirkung / L. Boltzman // Ann. Physik und Chemie, Erg. Bd. 7, 1876, b. 7.
157. Bruhwiler, E. Rehabilitation of concrete structures using ultra-high performance fiber reinforced concrete / E. Bruhwiler, E. Denarie // Proceedings of Second International Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete, Kassel, 2008, P. 895-902.
158. Cavill, B. The world's first RPC road bridge Spepherds Gully Creek bridge, NSW / B. Cavill, G. Chirgwin // Proceedings of Fifth Austroads Bridge Conference, Hobart, Australia, 2004.
159. Davis, R.E. Flow of concrete under the action of sustained load / R.E. Davis, H.E. Davis // Proceedings of American Concrete Institute, 1937, V. 2, No. 7.
160. Dischinger, F. Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken / F. Dischinger // Bauingenieur, 1939, Y 47/48.
161. Dischinger, F. Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische verformung und des Kriechen des Betons bei Bogenbrücken / F. Dischinger // Bauingenieur, 1937, Y 33/34, 39/40.

162. Glanvill, W.H. The creep or flow of concrete under load / W.H. Glanvill // Building Research Studies in Reinforcement Concrete, Pt. III, Technical Paper, 1930, No. 12.
163. Gluklich, J. Rheological behavior of hardened cement paste under low stresses / J. Gluklich // ACI Journal, Proc., Oct. 1959, V. 56, No. 4.
164. Gluklich, J. Creep mechanism in cement mortar / J. Gluklich, O. Ischai // ACI Journal, Proc., July 1962, V. 59, No. 7.
165. Gu, C. Ultrahigh performance concrete-properties, applications and perspectives / C. Gu, G. Ye, W. Sun // Science China Technological Sciences, 2015, Vol. 58, Issue 4, P. 587-599.
166. Gu, C. Production of precast UHPFRC pavement cover plates in high-speed railway construction / C. Gu, S. Zhao, W. Sun, et al. // In Proceedings of International Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete, Marseille, 2013, P. 463-470.
167. Mc. Henry, D.A. New aspect of creep in concrete and its application to design / D.A. Mc. Henry // Proc. Amer. Soc. Test. Mat., 1943, V. 43, P. 1069.
168. Kaprielov, S. Influence of multicomponent modifier containing silica fume, fly ash, superplasticizer and air-entraining agent on structure and deformability of high-strength concrete / S. Kaprielov, N. Karpenko, A. Sheinfeld, E. Kouznetsov // Seventh CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, October 20-23, 2003, Berlin, Germany.
169. Kaprielov, Simon S. Properties of Ultra-High-Strength Self-Compacting Fiber-Reinforced Concrete / Simon S. Kaprielov, Andrey V. Sheynfeld, Igor A. Chilin and Igor M. Bezgodov // Symposium volume «Durability and Sustainability of Concrete Structures (DSCS-2018). Proceedings 2-nd International Workshop SP-326-60, Moscow, Russia, June 6-7, 2018, P. 60.1-60.7.

170. Korsun, A.V. Consideration of scale factor when defining mechanic properties characteristics of high-performance modified concrete [in Russian with English Summary] / A.V. Korsun // Luhansk National Agrarian University Research Journal, 2010, No. 14, P. 86-91.
171. Korsun, V. Determination of the Critical Duration of the First Heating of Heavy Concrete by the Criterion of the Maximum Strength Reduction [Электронный ресурс] / V. Korsun, A. Korsun, S. Mashtaler // Applied Mechanics and Materials, Trans tech Publications, Switerland, 2015, Vols. 725-726, P. 566-571. Режим доступа: <https://www.scientific.net/AMM.725-726.566>
172. Korsun, V. Characteristics of mechanical and rheological properties of concrete under heating conditions up to 200°C / V. Korsun, A. Korsun, A. Volkov // MATEC Web of Conferences, 2013, No. 6, Art. 07002, DOI: 10.1051/mateconf/20130607002.
173. Korsun, V. The calculation of creep deformation of high-strength concrete in relation to the conditions of exposure to elevated temperatures / V. Korsun, G. Shvets // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2020, 896(1), Art. 012039, DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012039.
174. Korsun, V. The Strength and Strain of High–Strength Concrete Elements with Confinement and Steel Fiber Reinforcement including the Conditions of the Effect of Elevated Temperatures / V. Korsun, N. Vatin, A. Franchi, A. Korsun, P. Crespi, S. Mashtaler // International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities, SPbUCEME, 2015. Procedia Engineering (SCOPUS), 2015, No. 117, P. 975-984.
175. Kwon, S.-H. Cracking of fiber-reinforced self-compacting concrete due to restrained shrinkage / S.-H. Kwon, R.P. Ferron, Y. Akkaya, S.P. Shah // International journal of concrete structures and materials, December 2007, Vol. 1, P. 3-9.

176. Moiseenko, G.A. Method for construction of isochron diagrams of high-strength steel fiber concrete and its matrix / G.A. Moiseenko // *Строительство и реконструкция*. - 2020. - № 5 (91). - С. 32-45.
177. Naaman, Antonie E. Fiber Reinforced Cement and Concrete Composites / Antonie E. Naaman. Sarasota, Techno Press 3000, 1st edition, 2018, 765 p.
178. Olsson, R. Gran. A Mathematical Interpretation of the Modulus of Elasticity / R. Gran Olsson // *Vigl. norske vid sksvabs for handle*, 1956, 29, No. 13.
179. Rasch, Chr. Spannungs – Dehnungs – Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit / Chr. Rasch // *Deutschen Asschuss fur Stahlberon*, Berlin, 1962, Heft 154.
180. Resplendino, J. The UHPFRC revolution in structural design and construction / J. Resplendino, F. Toutlemonde // *Proceedings of International Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete*, Marseille, 2013, P. 791-804.
181. The Federal Highway Administration. Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community // Publication No. FHWA-HRT-13-060, McLean, VA 22101-2296, 2013.
182. Volterra, V. Legons sur les fonctions de lignts / V. Volterra // Paris, Cauthier-Villard, 1913.
183. Whitney, Ch. S. Plain and reinforced concrete arches / Ch. S. Whitney // *J. Amer. Cobcr. Inst.*, 1932, V. 28, p. 479.
184. Yao, W. Mechanical Properties of Hybrid Fiber Reinforced Concrete at Low Fiber Volume / W. Yao, L. Jie, K. Wu // *Cement & Concrete Research*, 2003, No 33, P. 27-30.

ПРИЛОЖЕНИЕ № 1

Внедрение результатов исследований



KTbB
BETON GROUP

ГРУППА КОМПАНИЙ КТБ

_____18.03.2022г. № 1125-УК-1.1_____
на № _____ от _____

Директору НИИСФ РААСН
Члену-корреспонденту РААСН,
Доктору технических наук
Шубину И.Л.

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Результаты научных исследований Моисеенко Г.А. были использованы при разработке Методического пособия «Автоматизированные методы расчета массивных железобетонных конструкций при объемном напряженном состоянии» (договор №173/2019 от 25.06.2019) в разделе 6 «Диаграммы деформирования материалов применительно к моделированию объемного напряженного состояния».

Президент Группы компаний КТБ,
научный руководитель, д.т.н.,
Заслуженный и Почетный строитель РФ,
Лауреат премии Правительства РФ по науке и технике



Давидюк А.Н.



ООО «ГРУППА КТБ»
Р/с 40702810300670002448 в Филиале «Центральный» Банка ВТБ (ПАО) г. Москва
К/с 30101810145250000411 БИК 044525411 ИНН 772119200 КПП 772101001
109428, г. Москва, вн. тер. г. Муниципальный округ Рязанский,
ул. 2-я Институтская, д. 6, стр. 64, помещ. 32
+7 (495) 286-70-01 ktb@ktbbeton.com ktbbeton.com





Акционерное общество «Центральный научно-исследовательский проектный и конструкторско-технологический институт легких конструкций»
Адрес: 123100, г. Москва, ул. 2-я Звенигородская,
д.12, стр.6, оф. 11 а/я 76
Тел/факс: (495) 2344714

АО «ЦНИИПРОЕКТЛЕГКОНСТРУКЦИЯ»
ИНН 7703466020

Исх. № _174___ от 22 марта 2022г.

Директору НИИСФ РААСН
Члену-корреспонденту РААСН,
Доктору технических наук
Шубину И.Л.

Справка о внедрении

Результаты научных исследований Моисеенко Г.А. были использованы при проведении работ по реконструкции объекта «Гостиница (апартаменты) с нежилыми помещениями и подземной автостоянкой по адресу г. Москва, ул. Пресненский Вал, вл. 21» по проекту ОАО «ВГЭС-Проект» 201-04-101-КР2.1, 201-04-101-КР3.3, 201-04-101-КР3.4, 201-04-101-КР4 в 2017 г., а также при проведении реконструкции (приспособления) объекта «Многофункциональный комплекс с подземной автостоянкой по адресу: г. Москва, ЦАО, Пресненская набережная дом 4, стр. 2» (башня «Эволюция» ММДЦ «Москва-Сити») по проекту ООО «ГК-Техстрой» 435/30-03/16-КТ-КР2 в 2018 г.

Генеральный директор

АО «ЦНИИПроектЛегКонструкция»

канд. техн. наук



А.В. Мельник