

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО
ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНБАССКАЯ НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ»

На правах рукописи

Машталер Сергей Николаевич

УДК 624.012.45. 044

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ЭЛЕМЕНТОВ
ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА
ПРИ СЖАТИИ В УСЛОВИЯХ НАГРЕВА ДО +200°C**

05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Корсун Владимир Иванович
доктор технических наук, профессор

Идентичность всех экземпляров
диссертации подтверждаю:
Ученый секретарь
диссертационного совета
Д 01.006.02



Радионов Т.В.

ВВЕДЕНИЕ.....	5
РАЗДЕЛ 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ...	11
1.1. Опыт и перспективы применения фибробетонных конструкций. ...	11
1.2. Обзор экспериментальных исследований физико-механических свойств высокопрочных бетонов и фибробетонов	18
1.2.1. Особенности формирования микроструктуры цементного камня в бетонах, модифицированных органоминеральными модификаторами	18
1.2.2. Исследования физико-механических свойств высококачественных бетонов с органо-минеральными модификаторами	20
1.2.3. Влияние дисперсного армирования на характеристики физико-механических свойств высокопрочных фибробетонов.....	23
1.3. Влияние повышенных температур на физико-механические свойства цементных бетонов и фибробетонов.....	30
1.3.1. Температурно-усадочные деформации бетонов.....	30
1.3.2. Прочность бетонов при сжатии и растяжении.....	32
1.3.3. Характеристики деформационных свойств	37
1.3.4. Влияние повышенных температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного бетона и сталефибробетона.....	37
1.4. Анализ методов расчета и результатов исследований конструкций из сталефибробетона.....	40
1.5. Прочность и деформации элементов с косвенным сетчатым армированием	48
1.6. Выводы и задачи исследования.	50
РАЗДЕЛ 2. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ..	52
2.1. Состав сталефибробетона и конструкции опытных образцов.....	52
2.2. Программа и методика экспериментальных исследований физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона.....	55
2.3. Методика обработки результатов экспериментальных исследований.	66
2.4. Выводы по разделу 2.....	68

РАЗДЕЛ 3. ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР.....	69
3.1. Температурно-усадочные деформации.....	69
3.1.1. Деформации усадки в условиях нормальной температуры.....	69
3.1.2. Температурные деформации сталефибробетона	77
3.2. Характеристики прочностных и деформационных свойств сталефибробетона в условиях нормальной температуры	81
3.2.1. Прочность при сжатии и растяжении	81
3.2.2. Диаграммы деформирования.....	82
3.2.3. Начальный модуль упругости.....	85
3.2.4. Коэффициент поперечных деформаций	85
3.2.5. Параметрические уровни процесса микротрещинообразования в структуре бетона	88
3.3. Влияние повышенных температур на физико-механические свойства сталефибробетона	90
3.3.1. Прочность при сжатии.....	90
3.3.2. Диаграммы деформирования.....	91
3.3.3. Начальный модуль упругости и коэффициент поперечных деформаций.....	92
3.4. Влияние размеров опытных образцов на прочность и деформации сталефибробетона при сжатии.....	103
3.5. Рекомендации по нормированию характеристик физико-механических свойств сталефибробетона	103
3.5.1. Аппроксимирующие выражения для описания физико-механических свойств высокопрочного бетона с различным процентом армирования.....	107
3.6. Выводы по разделу 3	116
РАЗДЕЛ 4. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ	

БЕТОНОВ С КОСВЕННЫМ СЕТЧАТЫМ И ФИБРОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ.....	119
4.1. Прочность и деформации железобетонных элементов с косвенным и фибровым армированием при кратковременном сжатии	119
4.2. Теоретические исследования НДС сжатых элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием.....	124
4.3. Влияние неравномерного нагрева на напряженно-деформированное состояние конструкций рамного фундамента под машину непрерывного литья заготовок.....	128
4.4 Напряженно-деформированное состояние фундамента под охлаждающее устройство сталеплавильного производства.....	145
4.5. Выводы по разделу 4.	163
ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ.....	166
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	169
ПРИЛОЖЕНИЕ А (справка о внедрении).....	195
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (справка о внедрении)	206

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы

Высокие темпы строительства жилых и промышленных зданий со сложными архитектурными формами, возведение специальных конструкций большепролетных мостов, небоскребов, морских нефтяных платформ, резервуаров для хранения жидкостей и газов, защитных оболочек АЭС и др., требуют разработки новых эффективных бетонов. К числу таких материалов относится дисперсно армированный высокопрочный бетон. Фибровое армирование позволяет снизить влияние основных недостатков бетона – относительно низкой прочности на растяжение и растяжение при изгибе, хрупкости разрушения, деформаций усадки и ползучести.

Фибровое армирование является эффективным средством повышения прочности и деформативности бетона при сжатии и растяжении, трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций, что особенно важно для сильно нагруженных конструкций высотных зданий и сооружений, а также для конструкций, подвергающихся переменным температурно-влажностным воздействиям.

Применение высокопрочного сталефибробетона (ВПСФБ) для конструкций, подвергающихся температурным воздействиям, сдерживается недостаточной изученностью влияния повышенных температур и продолжительности их действия на основные характеристики физико-механических свойств ВПСФБ, на формирование напряженно-деформированного состояния (НДС) сталефибробетонных конструкций.

Диссертационная работа выполнялась в соответствии с государственными программами Д-2-04-11 «Разработка новых высококачественных композиционных материалов в виде стойких к коррозии и высокопрочных бетонов и исследование особенностей их работы в условиях объемного напряженно-деформированного состояния и повышенных температур» №0111U001805 (2011-2015 гг.), Д-2-03-13 «Исследование характеристик физико-механических и реологических

свойств высокопрочных модифицированных бетонов с фибровым армированием в диапазоне температур от $+20^{\circ}$ до $+300^{\circ}\text{C}$ » №0113U001921 (02.01.2013 г. – 31.12.2013 г.), а также с кафедральной научно-исследовательской работой К-02-04-16 «Экспериментальные исследования и разработка методов расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на температурно-влажностные воздействия с учетом сложных режимов нагружения и нагрева» №0117D000260 (2016 – 2020 гг.).

Цель работы – изучение влияния повышенных до $+200^{\circ}\text{C}$ температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона и развитие методов расчета сжатых сталефибробетонных элементов на основе экспериментального и теоретического исследования закономерностей их деформирования и разрушения.

Объект исследования – элементы конструкций из высокопрочного сталефибробетона, работающие при сжатии и растяжении в условиях силовых и температурно-влажностных воздействий.

Предмет исследования – характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона и характеристики НДС элементов конструкций с фибровым и косвенным сетчатым армированием в условиях совместных силовых и температурно-влажностных воздействий.

Задачи исследования:

- исследовать влияние интенсивности фибрового армирования на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона в условиях нормальной температуры;
- изучить влияние повышенных до $+200^{\circ}\text{C}$ температур, продолжительности нагрева, масштабного фактора и интенсивности фибрового армирования на прочность и деформации высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии и растяжении;
- разработать рекомендации по учету влияния температуры и продолжительности нагрева, масштабного фактора на характеристики

прочностных и деформационных свойств высокопрочного сталефибробетона, в том числе в условиях воздействия повышенных до $+200^{\circ}\text{C}$ температур;

- выполнить теоретические и экспериментальные исследования НДС железобетонных элементов, в том числе с косвенным сетчатым и фибровым армированием, при воздействиях повышенных температур и нагрузки;

- исследовать НДС конструкций фундаментов из высокопрочного сталефибробетона, работающих в условиях силовых и температурно-влажностных воздействий, определить показатели эффективности применения высокопрочного сталефибробетона для их возведения и эксплуатации;

- внедрить результаты исследований в практику проектирования и возведения конструкций зданий и сооружений из высокопрочных сталефибробетонов.

Методы исследования:

- механические методы испытания материалов нагружением и измерения перемещений;

- методы физического и математического моделирования;

- фундаментальные методы строительной механики.

Научную новизну полученных результатов составляют:

- результаты экспериментальных исследований влияния интенсивности фибрового армирования, кратковременного и длительного нагрева до $+200^{\circ}\text{C}$ на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона в условиях осевого сжатия и растяжения;

- результаты экспериментальных исследований влияния масштабного фактора на температурно-усадочные деформации, характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочного сталефибробетона;

- результаты экспериментальных исследований влияния фибрового и косвенного сетчатого армирования на прочность и деформации железобетонных элементов из высокопрочного бетона при нагружении сжатием в условиях нормальной температуры;

- результаты экспериментальных и теоретических исследований закономерностей изменения НДС железобетонных элементов конструкций из высокопрочного сталефибробетона при нагружении сжатием, в том числе с учетом масштабного фактора и воздействия повышенных температур.

Практическое значение полученных результатов состоит в разработке рекомендаций по нормированию характеристик температурно-усадочных деформаций, прочностных и деформационных свойств высокопрочного сталефибробетона применительно к условиям воздействия повышенных до +200°С температур, в том числе с учетом масштабного фактора, а также в развитии методик расчета по СП 63.13330.2012, СП 27.13330.2017, СП 360.1325800.2017 в части расчетов сжатых элементов из высокопрочных бетонов с косвенным сетчатым и фибровым армированием по прочности и деформациям.

Результаты исследований использованы:

- при вариантном расчете конструкций рамного фундамента с применением высокопрочного сталефибробетона и определении показателей эффективности применения высокопрочных сталефибробетонов для их возведения и эксплуатации.

Личный вклад соискателя. Представленные в диссертационной работе результаты исследований получены автором самостоятельно. Личный вклад автора заключается в следующем:

- разработка методик испытаний, изготовление опытных образцов, проведение экспериментальных исследований;

- определение характеристик физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона в условиях осевого сжатия и растяжения, кратковременного и длительного действия повышенных температур;

- определение влияния масштабного фактора на температурно-усадочные деформации и характеристики физико-механических свойств сталефибробетона при кратковременном осевом сжатии;

- разработка рекомендаций по учету влияния повышенных температур и масштабного фактора на характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочных сталефибробетонов;

- теоретические исследования НДС железобетонных элементов конструкций при осевом сжатии с учетом физической нелинейности бетона;

- предложения по уточнению методик СП 63.13330.2012, СП 27.13330.2017 и СП 360.1325800.2017 в части нормирования характеристик физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона, а также расчетов прочности и деформаций элементов из высокопрочных бетонов с дисперсным и косвенным сетчатым армированием при кратковременных нагружениях сжатием.

Апробация диссертационной работы. Основные результаты диссертации докладывались и обсуждались на восьми международных научно-практических конференциях: «Международная конференция молодых ученых, аспирантов, студентов» (г. Макеевка, 2013 г., 2014 г., 2017 г., 2018 г.); VIII Академические чтения РААСН – Международная научно-техническая конференция «Механика разрушения строительных материалов и конструкций» (г. Казань, РФ, 2014 г.); IX Международная научная конференция «Долговечность, прочность и механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» (г. Санкт-Петербург, РФ, 2016 г.); 1-я международная конференция «Fibromix – композиционные материалы и конструкции в современном строительстве» (г. Санкт-Петербург, РФ, 2018 г.); Международная научно-практическая конференция «Лолейтовские чтения – 150» «Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям» (г. Москва, РФ, 2018 г.).

Публикации. Основные научные результаты диссертации опубликованы в соавторстве в 8 научных изданиях, в том числе 3 публикации – в рецензируемых научных изданиях: 1 работа опубликована в издании, входящем в перечень специализированных научных журналов; 2 – в

зарубежных изданиях, индексируемых международной реферативной базой цитирования SCOPUS, 4 – публикации по материалам научных конференций, 1 – публикация в других изданиях.

Общий объем публикаций – 2,5 п.л., из которых 1,16 п.л. принадлежат лично автору.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех разделов, выводов, списка использованных источников (215 наименований) и приложений. Общий объем работы составляет 206 страниц, в том числе 115 страниц основного текста, 53 полных страницы с рисунками и таблицами, 23 страницы списка использованных источников, 15 страниц приложений.

Диссертация выполнялась в период с 2011 по 2018 г. на кафедре «Железобетонные конструкции» ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» под руководством д.т.н., профессора В.И. Корсуна.

РАЗДЕЛ 1**СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ****1.1. Опыт и перспективы применения фибробетонных конструкций**

Дисперсно армированные бетоны получают все большее распространение в современном строительстве, проектировании и расчете конструкций. Данное обстоятельство обусловлено тем, что наряду с известными преимуществами бетона и железобетона, имеется также и ряд недостатков, наиболее существенными из которых являются низкие значения предельной растяжимости и прочности на растяжение бетона и низкий уровень трещиностойкости конструкций. Включение в бетонную матрицу фибры является одним из способов решения данной проблемы. Вязкость разрушения материала, повышение прочности на растяжение и растяжение при изгибе достигается за счет создания внутреннего пространственного арматурного каркаса.

Первые упоминания об использовании фибробетона представлены в отечественной научной практике инженера В.П. Некрасова [117] в начале XX века. Была проведена работа над увеличением характеристик сопротивления бетона внешним нагрузкам и воздействиям в сжатых и растянутых зонах конструкции путем добавления в бетонную матрицу обрезков стальной проволоки.

Физико-механические характеристики фибробетона позволяют применять его в различных сферах промышленного, гражданского и транспортного строительства, а также при сооружении объектов специального назначения.

Использование дисперсно армированных бетонов рационально при возведении как сборных, так и монолитных конструкций: дорожных и аэродромных покрытий, большепролетных строений, полах промышленных зданий, резервуарах и газгольдерах, защитных оболочек АЭС, подпорных стенах, футеровочных покрытиях, покрытиях в виде

торкретных слоев в области шахтного и горного строительства, огнезащитных облицовках и т.д.

В числе сборных конструкций выделяют объемные блоки и трубы, огнеупорные изделия, элементы и облицовки стен сложной конфигурации, лестничные марши, стеновые и кровельные панели и другие конструкции, где свойства дисперсно армированных бетонов могут быть использованы с наибольшей эффективностью.

Преимущество дисперсно армированных бетонов в том, что появляется возможность замены в конструкции часть стержневой арматуры на фибровое армирование, что снижает трудоемкость работ при изготовлении сборных элементов как на заводах ЖБИ, так и на строительных площадках. Такие виды конструкций успешно прошли апробацию в лабораторных и производственных условиях.

Зарубежный опыт использования сталефибробетона в передовых экономически развитых странах таких как США, Германия, Япония и др. доказал технико-экономическую эффективность применения данного материала в строительных конструкциях. [35, 173, 174, 191]. В 1980 г. в Японии было разработано и внедрено руководство по проектированию и изготовлению сталефибробетона, предназначенного для отделки тоннелей, а также методы испытаний фибробетонных конструкций. В 1980-ых годах отмечено увеличение количества производимой фибры из углеродистой и нержавеющей стали [185].

В США основной сферой использования сталефибробетона стало дорожное строительство, данный материал широко применяют для монолитных полов промышленных зданий [179].

В зарубежной практике строительства все большее распространение получает фибробетон с неметаллическими видами фибры, таких как стеклянная, базальтовая, полипропиленовая и др. [179, 185, 196, 213, 214].

В качестве примеров применения сталефибробетонных конструкций можно привести тонкостенную оболочку защиты движущихся частей

оборудования в Швеции, тоннели метрополитенов в Германии и Франции; автодорожный тоннель в Японии [185]. Для выполнения фундаментной плиты под высотное здание в центре Берлина был использован сталефибробетон. Конструкция фундамента подвержена направленной вверх силе давления воды в 3000 мН, которое передается грунту основания сваями. Толщина сталефибробетонной плиты составила 1.2 м что вдвое меньше стандартной железобетонной (рис. 1.1). Армирование стальной фиброй диаметром $d_f = 0,4$ мм, длиной $l_f = 35$ мм, в количестве 50 кг/м³ оказалось достаточным для восприятия указанных нагрузок.

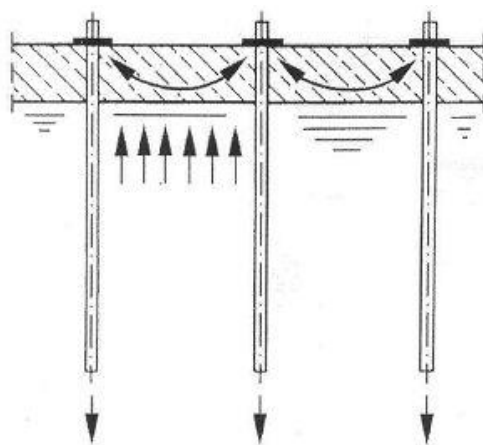


Рис.1.1. Конструктивная схема фундаментной сталефибробетонной плиты толщиной 1200 мм площадью 20000 м².

В исследовании [141] рассмотрен диапазон применения фибробетона. Данный материал целесообразно использовать в сооружениях, подверженных действию температурных и температурно-влажностных воздействий. Примером могут служить формы для изготовления и производства ЖБК; конструкции огнеупоров, доменных печей; силосы для хранения сыпучих материалов в горячем состоянии (усиление защитного слоя конструкций торкретированием жаростойким СФБ с применением фибр из нержавеющей стали); при строительстве и возведении дымовых труб; при устройстве футеровки печей; для устройства наружных защитных покрытий; для устройства фундаментов под машины непрерывного литья заготовок металлургических заводов.

Также стоит отметить, что сталефибробетон целесообразно использовать для сооружения резервуаров; при строительстве или реконструкции сооружений, используемых для водоснабжения и водоотведения; для изготовления конструкций, работающих в агрессивных условиях (одновременное воздействие высоких температур, влажности и давления); для производства основных несущих конструкций зданий и сооружений; в конструкциях с изменяющимися направлениями главных растягивающих напряжений и испытывающих объемные напряжения (опоры мостов, плиты).

Изучению физико-механических свойств сталефибробетонов, созданию дисперсно армированных бетонов, теорий расчета и проектирования, конструкций на основе фибробетона, посвящены исследования отечественных и зарубежных ученых, таких как В.Б. Арончик, А.Я. Барашиков, В.В. Билозир, В.П. Вылекжанин, А.А. Гвоздев, Г.В. Гетун, А.П. Кричевский, Ю.М. Баженов, Г.П. Бердичевский, В.П. Банков, О.Я. Берг, В.М. Бондаренко, И.В. Волков, Ю.В. Зайцев, Б.А. Крылов, Л.Г. Курбатов, Э.Б. Колбаско, И.А. Лобанов, К.В. Михайлов, Р.Л. Маилян, Л.Р. Маилян, Л.А. Малинина, В.И. Морозов, Ю.В. Пухаренко, Ф.П. Рабинович, Б.Г. Скрамтаев, К.В. Талантова, Т.К. Хайдуков, М.М. Холмянский, Ф.П. Янкелевич, В.П. Харчевников, Е.М. Чернышов, а также А. Kelly, Е. Vu, G. Holister, С.Т. Милейко, Дж. Купер, В.Ф. Чен и др. [64, 68, 94, 95, 99, 113, 120, 158, 189, 190, 199].

Достаточный опыт применения фибробетона отмечен в Российской Федерации и Белоруссии, где основной сферой использования фибробетона является производство сборных конструкций. В 1979 г. Зарегистрирован первый практический опыт применения сталефибробетона в СССР при устройстве конструкции монолитного днища прямоугольного резервуара размером 12х18 м для хранения технической воды на Северной водопроводной станции в Ленинграде. Расход фибры в днище составлял 120 кг/м³ бетона (1,5% по объему) [143].

Научно-практические исследования, проведенные НИИЖБ, ЦНИИпромзданий и др., позволили наиболее полно изучить и практически использовать сталефибробетоны [3, 32, 49, 173, 174]. Подготовлена обширная нормативная база по технологии приготовления, расчету и проектированию таких бетонов, имеются специальные рекомендации и для монолитного сталефибробетона. В практику проектирования и производства были внедрены новые конструкции свай, колец смотровых колодцев, плит дорожных покрытий, ребристых панелей покрытий, днищ резервуаров и дорожных покрытий [143].

Были выполнены также разработки конструктивных решений монолитных днищ из сталефибробетона для емкостных сооружений широкой номенклатуры, включая прямоугольные резервуары чистой воды, а также сборные изделия для сооружений водопровода и канализации, включая панели перегородок, изделия круглых колодцев [142].

Применение сталефибробетона отмечено на ряде заводов металлургической и коксохимической индустрии при изготовлении дорожных покрытий для многотонного транспорта, в качестве оснований под технологическое оборудование и для создания огнеупорной футеровки печей. Для избежания образования трещин в наружных стенах целесообразно выполнять добавление фибры в бетонную смесь в количестве около 1 % по объему [43].

Изучению физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона посвящены исследования В.И. Морозова, Ю.В. Пухаренко, К.В. Талантовой, В.Ю. Голубева, И.А. Чилина, А.А. Андрианова и др. Дисперсное армирование бетона стальными волокнами выполняют для повышения вязкости разрушения высокопрочного бетона.

Введение стальной фибры в состав высокопрочного бетона обеспечивает улучшение механических характеристик бетона, повышение эксплуатационной надежности конструкций, возможность уменьшения

сечений конструкций, снижение расхода либо отказ от использования арматуры за счет увеличения несущей способности материала в конструкции.

Для повышения надежности и безопасности сооружений в атомной энергетике, а также снижения материалоемкости и получения экономического эффекта в исследовании [158] были выполнены сравнительные расчеты купола наружной защитной оболочки АЭС на ударные воздействия, моделирующие падение самолета с заменой традиционного тяжелого бетона класса В50 на бетон класса В100, высокопрочный бетон класса В110 и фибробетоны класса В110 и В120. Представленные результаты расчетов подтверждают широкие возможности совершенствования конструктивных решений защитных оболочек путем использования инновационных материалов, позволяющих существенно экономить материальные ресурсы при одновременном повышении надежности и безопасности сооружений в атомной энергетике. Замена обычного бетона класса В50 на высокопрочный бетон класса В110 дает возможность экономии материала в 2 раза. Замена базового бетона средней прочности на фибробетон класса В120 обуславливает экономию материальных ресурсов примерно 3 раза. В то же время в [158] отмечено, что для выработки окончательных решений для целесообразности обоснования применения высокопрочных фибробетонов в атомной промышленности необходимо проведение комплексных исследований состояния реакторного отделения в целом в различные потенциально возможные режимы эксплуатации с учетом требований прочности, устойчивости и надежности конструктивных элементов сооружений.

Области применения фибробетона проанализированы на международных научно-технических конференциях и симпозиумах [38, 87, 117, 146, 166, 172, 198, 207]. Сталефибробетон следует использовать [25, 97, 101, 124, 138, 180, 184] в следующих типах конструкций:

- в сооружениях с объемным напряженным состоянием, в толстостенных оболочках и плитах, в частности, в корпусах реакторов, судов, в напорных трубах;
 - в конструкциях сложной формы с объемным напряженным состоянием или в тех случаях, когда обычное армирование затруднено;
 - в предварительно напряженных конструкциях, для которых необходим расчет по раскрытию трещин, например, для частичной или полной замены поперечной арматуры и в тех случаях, когда предварительное напряжение мало эффективно или трудоемко;
 - в сооружениях, подверженных влиянию значительных температур или температурно-влажностным воздействиям, в конструкциях доменных печей, формах для изготовления железобетонных конструкций;
 - в сооружениях специального назначения: туннелях для коллекторных тоннелей, опорах контактной сети, различного назначения резервуарах;
 - в стеновых панелях и настилах;
 - в конструкциях сильно нагруженных колонн многоэтажных зданий;
- при возведении следующих объектов:
- в тонкостенных пространственных конструкциях за счет плоскостного распределения фибр. За счет технологичности материала допустимо изготовление конструкций любой формы [195].

Дальнейшее внедрение дисперсно армированных бетонов в практику проектирования и строительства должно быть связано с решением вопросов массового промышленного производства фибры высокого качества, освоением и переоснащением технологических процессов на действующих заводах строительной индустрии, а также разработкой нормативной документации по расчету фибробетонных конструкций.

1.2. Обзор экспериментальных исследований физико-механических свойств высокопрочных бетонов и фибробетонов

1.2.1. Особенности формирования микроструктуры цементного камня в бетонах, модифицированных органоминеральными модификаторами

На сегодняшний день минеральные добавки являются неотъемлемым компонентом современных высококачественных бетонов. Их применение позволяет снизить содержание цемента, повысить плотность структуры, и, как следствие, повысить прочность, долговечность и стойкость бетона в агрессивных условиях. Изучению влияния органоминеральных добавок на формирование микроструктуры цементного камня посвящены работы В.И. Корсуна, Н.М. Зайченко, Н.И. Карпенко, В.И. Морозова, Ю.А. Климова, Ф.А. Иссерса, С.С. Каприелова, А.В. Шейнфельда, А.А. Шишкина, M. Collepardi, C. Galle, J. Sercombe, W.H. Dilger, T.C. Holland, V.M. Malhotra и др. [50, 54, 57-61, 194, 200, 201, 205, 206, 211 и др.].

В приведенных работах исследования ограничивались определением кубиковой и призмной прочностей, модуля упругости, предельных значений сжимаемости и растяжимости. Опытные образцы – кубы с ребром 70, 100 и 150 мм, призмы – $40 \times 40 \times 160$ и $100 \times 100 \times 400$ мм.

Дозировка минеральных добавок в модифицированных бетонах в среднем составляет от 20 % и выше от массы портландцемента. При этом содержание компонентов минеральных добавках должно быть не менее для микрокремнезема – 5 %, тонкодисперсной золы-уноса – 30 %, молотого граншлака – 35 % [39]. В настоящее время источником минеральных добавок для бетонов в основном являются отходы энергетической промышленности, утилизация которых на сегодняшний день является большой экологической проблемой.

Минеральные добавки активизируют процессы гидратации вяжущего, среди которых возрастает доля более прочных и устойчивых низкоосновных гидросиликатов кальция типа CSH (I). Кроме того, изменяется сцепление между матрицей и заполнителем. Для традиционных бетонов переходный слой состоит из рыхлых кристаллов портландита, этtringита и характеризуется повышенной общей пористостью, по сравнению с остальным цементным камнем. Геометрия структуры цементного камня с применением органоминеральных добавок определяется увеличением гелевой и уменьшением капиллярной пористости при неизменной общей пористости, что приводит к увеличению прочности цементного камня [50, 57].

Из этого ряд исследователей делают [50, 57-61] вывод о том, что гель, состоящий в основном из гидросиликатов кальция меняет свои свойства: он становится более прочным и более дисперсным. За счет последнего фактора число точек контактов между частицами у него увеличивается, что приводит к снижению характеристик его деформационных свойств.

При формировании микроструктуры модифицированного бетона важную роль играет микрокремнезем, который взаимодействует с гидроксидом кальция с образованием гидросиликатов кальция, при этом не происходит увеличение объема твердой фазы, что приводит к более высокому уплотняющему эффекту в структуре бетона. В результате его применения существенно усиливаются межчастичные связи, что играет важную структурообразующую роль и приводит к сокращению периода формирования структуры в результате более интенсивного протекания гидратации вяжущего в составе бетонной смеси [82].

Применение золы-уноса при определенной консистенции приводит к снижению водопотребности при обеспечении такой же подвижности бетонной смеси, к повышению удобоукладываемости, модифицированию

состава продуктов гидратации цемента в результате пуццолановой реакции с гидроксидом кальция и связывания щелочей [50, 57-61]. При этом с увеличением количества золы-уноса взамен части портландцемента повышается подвижность бетонной смеси.

Применение тонкомолотого доменного шлака позволяет частично заменить портландцемент и приводит к более высокой прочности бетона при ранних сроках схватывания.

При определенных условиях и оптимальной дозировке минеральные добавки способны уменьшать водопотребность бетонных смесей, при этом повышать их подвижность, уменьшать сроки схватывания при увеличении скорости набора и предельного значения прочности бетона за счет усиления межчастичных связей, повышать морозостойкость и водонепроницаемость бетона [82].

1.2.2. Исследования физико-механических свойств высококачественных бетонов с органо-минеральными модификаторами

Прочность при осевом сжатии определяется в результате испытаний образцов-призм и кубов. Коэффициент призмной прочности (отношение значений призмной прочности R_b бетонов к кубиковой) находился в диапазоне $K_{nn} = 0,68...0,85$. Согласно [88], увеличение дозировки модификатора приводит к понижению значения коэффициента призмной прочности.

Высокопрочный модифицированный бетон имеет тенденцию к более высокой скорости набора прочности в первые сутки твердения, чем бетоны с высокой прочностью, приготовленные по традиционной технологии. Исследованиями [54, 60] установлено, что через 1 сут. кубиковая прочность бетонов составляет 50...70%, а в возрасте 3 и 7 сут – 65...78% от прочности в возрасте 28 суток. Для использования бетона при транспортировке, распалубке конструкций и передачи усилия в предварительно напряженных

конструкциях приведенные значения прочности с добавлением микрокремнезема или золы-уноса и суперпластификатора могут рассматриваться как вполне достаточные.

Масштабный фактор. Влияние масштабного фактора исследовано в работе [54] и определено по показателям прочности на сжатие образцов-кубов. Результаты исследований для образцов с ребром грани 100 и 150 мм показали, что значения прочности практически не различались. Данный факт обусловлен снижением роли контактного трения между штампами прессы и поверхностью опытного образца при проведении испытаний высокопрочных бетонов на осевое сжатие.

Прочность при растяжении. Определение значений прочности на растяжение высокопрочных модифицированных бетонов исследовалось в работах [54, 58, 88] путем испытаний на образцах-призмах размерами 100×100×400 мм. Результаты опытов свидетельствуют, что отношение величины прочности на растяжение при изгибе к кубиковой прочности R_{bt}/R находится в пределах 0,045...0,052 и незначительно зависит от прочности на сжатие.

В исследовании [88] установлено, что для тяжелого бетона в возрасте 28 сут. отношение прочности при изгибе к прочности при осевом растяжении составляет 1,4, а для мелкозернистых бетонов – 1,61÷1,66. С увеличением возраста это значение увеличивается и становится равным 1,75÷1,78. В то же время с увеличением возраста прочность на растяжение тяжелого бетона практически не изменяется (прирост до 10%), а прочность мелкозернистого существенно увеличивается (прирост до 100%).

Начальный модуль упругости и предельные деформации. Данные величины исследовались при испытаниях бетонных призм размерами 100×100×400 мм. По результатам исследований [88] на начальный модуль упругости в возрасте 28 сут. оказывают существенное влияние условия

хранения образцов после распалубки до испытаний. Отмечается увеличение на 12% значения E_b после введения модификатора до 10% от массы цемента по сравнению с немодифицированными бетонами, а с увеличением процентного содержания начальный модуль упругости уменьшается.

Сравнение величин начальных модулей упругости при сжатии и растяжении показало, что разница составляет $5 \div 10\%$, что можно считать в пределах погрешности для испытаний на растяжение.

Значения начального модуля упругости для различных составов с одинаковой дозировкой модификатора по данным [59] находились в диапазоне $42,3 \times 10^{-3} \div 47,0 \times 10^{-3}$ МПа и сопоставимы со значениями данных величин для составов с изменяющейся дозировкой модификатора [54], составляющими $40,7 \times 10^{-3} \div 45,0 \times 10^{-3}$ МПа.

Величины предельных деформаций укорочения с увеличением содержания модификатора имеют тенденцию к снижению [54] и находятся в диапазоне $(13,5 \div 22,5) \times 10^{-5}$.

В работе [88] предложен учет предельных деформаций при осевом сжатии по формуле

$$\overline{\varepsilon}_b = 200 \cdot 10^{-5} \cdot \sqrt[1.5]{\frac{R_{b,ser}}{R_0} + \left(\frac{R_{b,ser}}{R_0}\right)^2}, \quad (1.1)$$

где $R_0 = 20$ МПа – эталонная призмная прочность.

Начальный коэффициент поперечных деформаций в исследованиях [58, 88] составил, в среднем, 0,245 при минимальном значении 0,23. В работе [54] среднее значение данной характеристики составило 0,22.

Параметрические уровни процесса микротрещинообразования.

Верхняя σ_{inf}/R_b и нижняя σ_{sup}/R_b параметрические границы процесса микротрещинообразования в структуре у высокопрочного модифицированного бетона в возрасте 7 сут составляют соответственно 0,73 и 0,81 [54]. В возрасте 28 сут верхняя граница микротрещинообразования

приближается к значению призмной прочности R_b . Из-за особенностей деформирования в виде малой доли пластических деформаций на восходящей ветви проявляется основной недостаток высокопрочного бетона – хрупкий характер разрушения при сжатии.

Установлено, что деформации *усадки* высокопрочных модифицированных бетонов отмечены довольно коротким периодом стабилизации и практически полным затуханием после 55 сут [54, 58, 88].

В процессе исследований [54] отмечается, что введение в бетонную смесь органо-минерального модификатора (ОММ) МБ 10-01 в количестве 20% приводит к изменению знака деформаций образцов на ранних этапах твердения (1...3 сут) (бетон расширялся), что привело к снижению суммарной величины деформаций усадки, которая составила, в среднем, $22,5 \times 10^{-5}$.

По данным работы [88] введение модификатора в количестве 10% от массы цемента практически не увеличило деформации усадки по сравнению с образцами без модификатора. Значения относительных деформаций усадки составили соответственно 54×10^{-5} и 52×10^{-5} . С увеличением содержания модификатора скорость нарастания и величины относительных деформаций усадки увеличиваются.

1.2.3. Влияние дисперсного армирования на характеристики физико-механических свойств высокопрочных фибробетонов

С увеличением характеристик прочности бетона повышается его хрупкость, снижаются значения пластических деформаций при кратковременном и длительном нагружениях, что приводит к практически мгновенному характеру разрушения бетона при достижении им предельного состояния.

В теории проектирования возникают рациональные предложения по введению в нормативную документацию повышенных коэффициентов

надежности и условий работы для конструкций из высокопрочного бетона, так как при потенциальной эксплуатационной перегрузке возможно отсутствие видимых сигналов опасно предельного состояния конструкции.

Повышение вязкости разрушения (трещиностойкость) высокопрочного бетона является актуальной и своевременной задачей. Одним из вариантов решения данного вопроса является использование дисперсного армирования бетона стальной фиброй, которое способно обеспечить качественное улучшение механических характеристик бетона, таких как прочность, трещиностойкость, ударопрочность и др., повышение эксплуатационной надежности конструкций, в том числе в условиях воздействия агрессивных сред, возможность уменьшения рабочих сечений конструкций, снижение расхода бетона и стержневой арматуры за счет увеличения несущей способности материалов [137].

Установлено, что дисперсное армирование бетонов фиброй способствует повышению физико-механических характеристик материала. Данный вопрос изучен в работах [1, 6, 31, 38, 44, 69, 71, 101, 122, 133, 134, 136, 151, 153, 162, 163, 167, 203].

Характеристики прочности.

Значение прочности при сжатии увеличивается пропорционально проценту содержания фибры [152]. По данным ряда авторов расчетное сопротивление сталефибробетона сжатию R_{fb} может превысить прочность бетонной матрицы R_b на величину от 35% до 2 раз [3, 84, 92, 121, 152, 156].

Дисперсное армирование увеличивает прочность на сжатие на величину до 25% согласно данным [141]. В то же время данные о влиянии процента армирующих волокон на прочность сталефибробетона, представленные рядом авторов, противоречивы. В исследованиях [2, 29, 135, 161] констатируется существенное увеличение прочности сталефибробетона

за счет уменьшения диаметра фибры, при этом оптимальным значением принят диаметр фибры 0,3 мм.

Отмечена невысокая эффективность использования волокон диаметром 0,5 мм. Согласно [124], наиболее рациональным диаметром фибрового армирования является 0,2-0,4мм. В работе [157] установлено, что прочностные характеристики фибробетона практически не зависят от геометрических особенностей фибры. В [91] предложена величина, характеризующая коэффициент фибрового армирования:

$$K = \frac{\mu_0 \lambda}{d}, \quad (1.2)$$

μ_0 - коэффициент объемного армирования;

λ -длина фибры, мм;

d - диаметр фибры, мм.

Проведенные экспериментальные исследования свидетельствуют, что значениям коэффициента K , при прочих одинаковых условиях соответствуют равные значения прочности сталефибробетона вне зависимости от диаметра фибр. По мнению авторов данный факт является следствием увеличения коэффициента ориентации K_{op} за счет увеличения длины фибрового волокна, а также улучшения условий анкеровки за счет увеличения диаметра и изменения типа фибры. Проведенные исследования [3, 91] свидетельствуют о том, что для конструкций, предельное состояние которых ограничено несущей способностью, целесообразно применять фибры диаметром 1,1... 1,3 мм.

Значение прочности при осевом растяжении R_{fbt} прямо пропорционально увеличению процента содержания фибры и зависит от прочности сцепления фибры с бетонной матрицей [84, 133]. В опытных данных ряда авторов [4, 5, 47, 89, 98, 123, 126] отмечено превышение значения R_{fbt} над R_b до 5 раз. При коэффициенте фибрового армирования 3 % по объему в [161] зафиксировано увеличение прочности в 2,5 раза, при 1,5 %

— в 1,5...2 раза в сравнении с неармированным бетоном. Аналогичный результат представлен в [43]. По данным [135], увеличение прочности на растяжение при проценте фибрового армирования 1,2% составило 50 %.

Установлено, что использование различных типов фибры (стальные, базальтовые, стеклянные, углеродные, полипропиленовые) приводит к увеличению прочности бетона [19, 137, 138, 149, 195]. В наибольшей степени данный факт приводит к увеличению прочности на растяжение при изгибе [141]. Данная величина может превышать прочность бетонной матрицы в 4-5 раз [33, 84, 144, 148]. Достижение такого результата возможно при условии обеспечения улучшенных условий производства сталефибробетонной смеси и надежного сцепления фибры с бетоном.

Введение дисперсного армирования в бетон обеспечивает повышение не только статической, но и динамической прочности, увеличение данной характеристики может достигать 35% в зависимости от увеличения процентного содержания фибры и уменьшения ее длины. В работах [29, 85] отмечено влияние дисперсного армирования на ударную прочность бетона. В исследовании [175] установлено, что способность сталефибробетона с использованием фибры периодического профиля и процентом фибрового армирования $\mu_{fb} = 0,057$ сопротивляться ударному воздействию в 12 раз выше, чем у неармированный бетона, и в 6 раз выше, чем усталефибробетона с $\mu_{fb} = 0,01$ и применением гладкого типа фибры. По данным [161], увеличение ударной прочности составляет 5-10 раз.

Трещиностойкость.

Установлено, что использование различных типов дисперсного приводит к повышению трещиностойкости бетона [19, 25, 29, 39, 137-140]. По результатам [141] при введении стальных фибр размерами $d \times l = 0,25 \times 25,4$ мм в количестве 2,3 % по объему отмечено двукратное увеличение нагрузки в момент образования первой трещины в сравнении с образцами из неармированного бетона, данная величина при количестве волокон 4 % по объему возрастает примерно в 3 раза, по данным [161] – в 2,5 раза.

В исследованиях [149, 154] также установлено увеличение прочности в момент образования трещины в сравнении с контрольными неармированными образцами на величину 30...75 % по мере увеличения процента фибрового армирования от 1,25 % до 2,5 % по объему.

По данным [172] трещиностойкость при статическом нагружении превосходит предел прочности неармированного бетона в 1,5... 1,8 раза, а согласно [43] – в 1,8... 1,86 раза.

Приведенные данные свидетельствуют о том, что фибробетон обладает повышенной трещиностойкостью, которая существенным образом зависит от количества дисперсного армирования, обусловленного величиной диаметра используемых фибр. В случае армирования бетона стальной фиброй с $d \times l = 0,3 \times 25$ мм при процентным содержанием 0,02 % по объему [3] значение момента трещинообразования увеличивается в 1,25 раза по сравнению с бетоном, армированным волокнами $d \times l = 1,25 \times 120$ мм. В случае расчета и проектирования конструкций, к которым предъявляются повышенные требования по трещиностойкости, рекомендуется применять фибровую фибру диаметром 0,2...0,5 мм [93].

В исследовании [145] установлено, что большое повышение трещиностойкости при уменьшении диаметра фибр происходит за счет снижения податливости волокон в момент возникновения трещины в бетоне за счет увеличения их количества на единицу площади расчетного сечения.

Высокомодульная фибра малых диаметров оказывает большее влияние на значение начальной ширины раскрытия трещин. В исследовании [140] установлено, что для фибр диаметром 0,3 мм трещины в момент образования носили характер местных разрывов шириной 1,4...3 мкм, длиной 1,2...2,8 мкм. В случае же использования фибр диаметром 0,9 мм ширина раскрытия трещин составляла порядка 7... 10 мкм.

Морозостойкость, коррозионная стойкость.

Введение в бетон фибрового армирования приводит к повышению его морозо- и коррозионной стойкости. В исследовании [66] установлено, что степень улучшения данных характеристик зависит от геометрических параметров фибровых волокон. Учитывая отсутствие защитного слоя у дисперсной арматуры, коррозионная стойкость фибры определяется преимущественно трещиностойкостью и защитными свойствами бетонной матрицы, которые характеризуются проницаемостью и зависят от поровой структуры материала. Увеличение трещиностойкости проявляется в большей степени за счет использования мелкодисперсного фибрового армирования. Данный факт подтвержден в работах [20, 44, 97], в которых не рекомендуется использование стальной фибры диаметром более 0,5 мм., в случае эксплуатации конструкции в агрессивной к металлу среде. Опытные данные в исследовании [44] показали, что в случае отсутствия трещин показатель коррозионной стойкости сталефибробетона в 2 раза выше, чем у железобетона со стержневым армированием. Влияние на характеристики коррозионной стойкости фибры определяется плотностью бетона, которая зависит от способа изготовления конструкции.

В исследованиях И.А. Лобанова [96] установлено, что увеличение морозостойкости сталефибробетона связано с повышением процента фибрового армирования и ростом сцепления между фибровыми волокнами и бетонной матрицей. Повышение морозостойкости бетона зависит от диаметра используемых фибр [181]. В проведенных экспериментальных

исследованиях в состав мелкозернистого бетона вводились отрезки стальной проволоки $d \times l = 0,3 \times 25$ и $0,7 \times 70$ мм. Объемный процент фибрового армирования был принят в диапазоне 1...2%. Снижение прочности на 15% для образцов из неармированного бетона произошло через 7 циклов, а для образцов, армированных фибрами диаметром 0,3 и 0,7 мм, соответственно, через 50 и 40 циклов замораживания при температуре -50°C . Морозостойкость бетона за счет использования дисперсного армирования увеличилась в 7 раз. В случае использования фибры диаметром 0,7 мм при проценте фибрового армирования $\mu = 1\%$ морозостойкость увеличивается в 2 раза, при $\mu = 2\%$ - в 2,2 раза.

Изменение **деформационных характеристик** сталефибробетонов прямо пропорциональны проценту фибрового армирования и обратно пропорциональны величине диаметра фибры.

В исследованиях [34, 98, 122, 144] установлено, что работа сталефибробетона под нагрузкой проходит следующие стадии деформирования:

- практически линейная зависимость, которая заканчивается возникновением пластических деформаций и проявлением процесса микротрещинообразования в бетоне в уровне 0,65 от значения прочности;
- нелинейная зависимость, которая заканчивается достижением уровня несущей способности материала.

Модуль деформации.

При уровне напряжений, не превышающих предел трещиностойкости, и сопровождающимся упругой стадией работы ($\sim 0,3 \cdot R_b$) материала наблюдается линейная зависимость между величинами напряжений и деформаций, которая характеризуется начальным модулем упругости E_{fb} , который зависит как от класса бетона, так и от коэффициента фибрового армирования. Значение начального модуля упругости сталефибробетона может превышать аналогичную величину исходной бетонной матрицы на 30-

100%. Экспериментальные исследования [34, 164, 169] свидетельствуют, что при растяжении величина начального модуля упругости может увеличиться до 65% с увеличением возраста материала, до 19% - с повышением процента фибрового армирования и снижается до 28% с увеличением В/Ц отношения.

В исследованиях [34, 70] величина начального **коэффициента поперечных деформаций** сталефибробетона превышает аналогичные значения бетона на 10-20%.

Деформационные характеристики сталефибробетона обусловлены предельными деформациями сжатия ε_{fcb} и растяжения ε_{fcbt} . Данные характеристики выше сжимаемости бетона до 12×10^{-3} и выше растяжимости $6...8 \times 10^{-1}$ [122].

В работах [98, 141] установлено, что величины **объемных деформаций усадки** сталефибробетона меньше конечных значений для обычных бетонов. По данным [168, 210] снижение деформаций усадки сталефибробетона по отношению к исходному бетону составляет 30...60%.

1.3. Влияние повышенных температур на физико-механические свойства цементных бетонов и фибробетонов

1.3.1. Температурно-усадочные деформации бетонов

Установлено, что величины температурных деформаций бетона зависят от температуры и продолжительности нагрева, а также режима температурных воздействий, от вида бетона и его возраста [7, 12, 55, 63, 70, 78, 79, 86, 106, 107, 111, 112, 116, 182, 183, 188, 202, 204, 209]. Наиболее полно температурные деформации бетона исследованы в работе [86] (рис. 1.2).

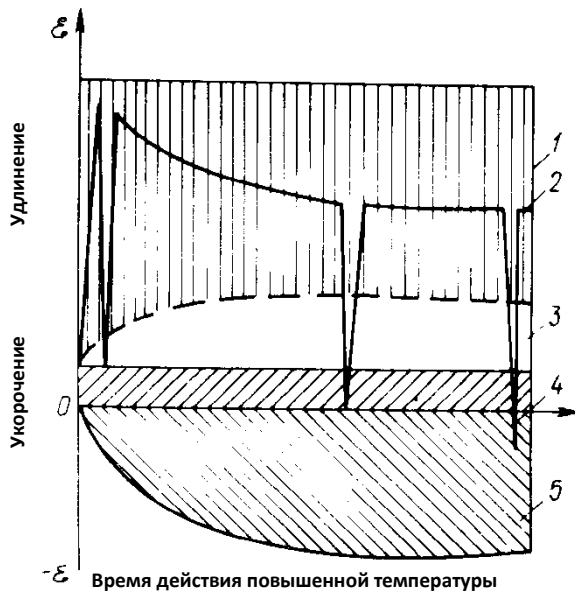


Рис. 1.2. Компоненты температурно-усадочных деформаций бетона при повышенных температурах в работе [86]:
 1 — обратимые температурные деформации; 2 — обобщенная кривая температурно-усадочных деформаций; 3 — уменьшение обратимых температурных деформаций, вызванное уменьшением влажности бетона; 4 — необратимые температурные деформации; 5 — деформации усадки.

В работе [86] предложено выражение полных температурных деформаций бетона определять в виде алгебраической суммы составляющих компонентов:

$$\varepsilon_b(t^\circ, t) = [\alpha_b^i(t^\circ) + \alpha_b^o(t^\circ) + \Delta\alpha_b^o(t^\circ, t)] \cdot (t^\circ - t_{\text{нн}}^\circ) - \varepsilon_{cs}(t^\circ, t) \quad (1.3)$$

где: $\alpha_b^o(t^\circ)$ — коэффициент линейных необратимых температурных деформаций; $\alpha_b^i(t^\circ)$ — коэффициент линейной обратимой температурной деформации бетона, имеющего влажность, равновесную со средней при температуре t° ; $\Delta\alpha_b^i(t^\circ, t)$ — коэффициент, характеризующий приращение линейной обратимой температурной деформации бетон, влажность которого превышает равновесную при температуре t° ; $t_{\text{нн}}^\circ$ — значение нормальной температуры; t — время действия повышенной температуры t° ; $\varepsilon_{cs}(t^\circ, t)$ — относительная деформация усадки бетона при повышенных температурах.

Величины из формулы (1.3) согласно [86] определяются выражениями:

$$\alpha_b^o(t^\circ) = 6 \cdot 10^{-6} \cdot \exp[-0,027 \cdot (t^\circ - 50^\circ)]; \quad (1.4)$$

$$\alpha_b^o(t^o) = \{6 + 1,46 \cdot \exp[0,0075 \cdot (t^o - 50^\circ)]\} \cdot 10^{-6}; \quad (1.5)$$

$$\Delta \alpha_b^o(t^o, t) = (5,3 - 0,02 \cdot t) \cdot 10^{-6} \cdot \exp[-0,16 \cdot (t^o - 20^\circ) \cdot 10^{-2} \cdot t]; \quad (1.6)$$

$$\varepsilon_{cs}(t^o, t) = \varepsilon_{cs}(t^o, t = \infty) \cdot [1 - \exp(-c)] \cdot \left\{ 1 - \exp \left[- \left(0,3 - \frac{6}{25 + M_o^2} \cdot (t^o - 20^\circ) \right) \cdot 10^{-2} \cdot t \right] \right\}, \quad (1.7)$$

где: $c = 0,2 \cdot M_o - 5 \cdot 10^{-3} \cdot (t^o - 50^\circ)$; M_o – модуль открытой поверхности элемента, m^{-1} ; $\varepsilon_{cs}(t^o, t = \infty)$ – полная относительная деформация усадки бетона при температуре t^o .

$$\varepsilon_{cs}(t^o, t = \infty) = [55 - 0,05 \cdot (t^o - 50^\circ) + 0,0025 \cdot (t^o - 50^\circ)] \cdot 10^{-5}. \quad (1.8)$$

Данная инженерная методика расчетного определения температурно-усадочных деформаций бетона при повышенных температурах является приближенной. Достоинством данной методики является практичность, в ней установлена зависимость деформаций только от двух параметров – температуры и продолжительности нагрева (рис. 1.3).

1.3.2. Прочность бетонов при сжатии и растяжении

На изменение характеристик прочностных и деформационных свойств бетона в условиях нагрева влияют многие факторы, наиболее значимыми из которых являются температура и продолжительность нагрева, режимы температурных и силовых воздействий, влажность и возраст бетона к моменту нагрева, скорость повышения температуры, масштабный фактор и другие [86, 116]. Основные закономерности изменения прочностных и деформативных свойств бетона при нагреве определяются процессами, происходящими в цементном камне и в зоне его контакта с заполнителем. В исследовании [116] выделяется несколько температурных диапазонов, характеризующихся качественно различными процессами в структуре бетона. При нагревании до $+100^\circ\text{C}$ основными факторами являются процессы влаго- и термовлагопереноса, сопровождающиеся возникновением температурных и влажностных градиентов, а также рост дополнительных растягивающих напряжений на границе контакта «цементный камень – заполнитель». В интервале температур $+100^\circ \div +150^\circ\text{C}$ преобладают

процессы дополнительного структурообразования вследствие дополнительной гидратации клинкерных материалов, что способствует приросту прочности цементного камня и стабилизации упруго-пластических свойств бетона. При нагревании выше $+150^{\circ}\text{C}$ характерно снижение прочности тяжелого бетона на сжатие и, в большей степени, на растяжение.

Основными причинами этого являются интенсификация процессов дегидратации цементного камня и прирост структурных напряжений в контактной зоне, что обуславливает увеличение микрповреждений в структуре бетона и повышение его деформативности. Длительное изотермическое действие повышенной температуры обуславливает снижение температурных и влажностных градиентов в бетоне, релаксацию структурных напряжений в контактной зоне и, как следствие, способствует частичному восстановлению прочности бетона. Начальный модуль упругости обычного тяжелого бетона в условиях нагрева, согласно исследованиям [86, 116], примерно одинаков для случаев осевого сжатия и растяжения и существенно не зависит от продолжительности нагрева, однако тенденции в его изменении адекватны процессам, происходящим в структуре бетона.

Аналитические выражения для определения характеристик прочности бетона на осевое сжатие $R_{b,tem}$ и растяжение $R_{bt,t}$ для условий воздействия повышенных температур в работе [86] предложены в следующем виде:

$$R_{b,tem} = R_b \cdot \gamma_{bt} = R_b \cdot \left(1 - \frac{\sigma_e}{R_b} + \frac{\Delta R_{b,tem}}{R_b} \right); \quad (1.9)$$

$$R_{bt,t} = R_{bt} \cdot \gamma_{tt} = R_{bt} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{et}}{R_{bt}} + \frac{\Delta R_{bt,t}}{R_{bt}} \right); \quad (1.10)$$

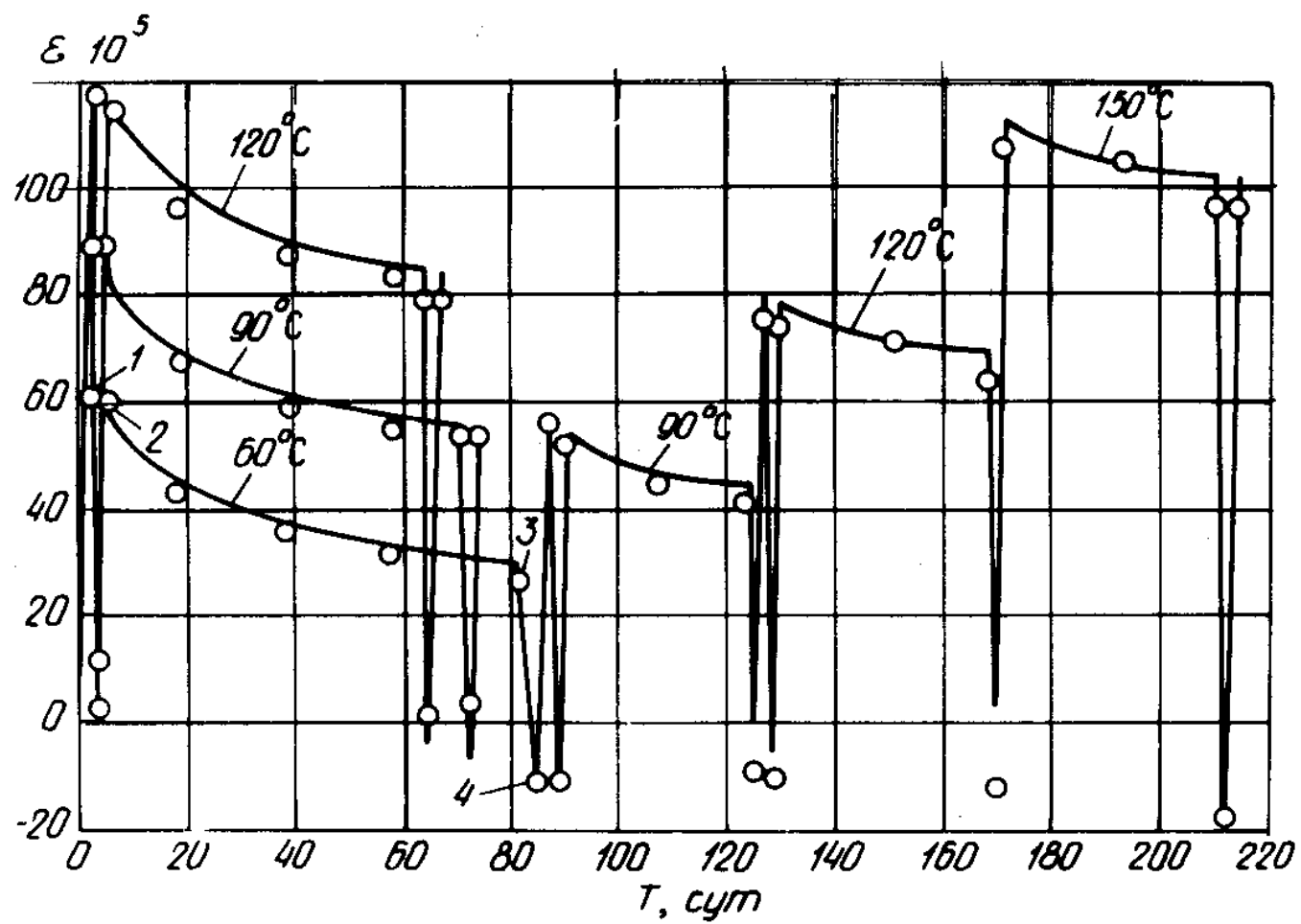


Рис. 1.3. Температурно-усадочные деформации бетона при ступенчато возрастающем температурном режиме в работе [86]:

○ – опыт; — – расчет.

Для начального модуля упругости применительно к условиям воздействия повышенных температур в работе [77] предложено уточненное выражение на базе формул [86] в виде:

$$E_{b,tem} = E_b \cdot \beta_b = E_b \cdot \left(1 - \frac{\Delta E_{\dot{a}}}{E_b} + \frac{\Delta E_{b,tem}}{E_b} \right), \quad (1.11)$$

В формулах (1.9) ÷ (1.11):

σ_e , σ_{et} и ΔE_e – функции снижения соответственно прочности на сжатие и растяжение, а также модуля упругости бетона, отражающие преимущественно деструктивные процессы в структуре материала при первом кратковременном нагреве до температуры t° ;

$\Delta R_{b,tem}$, $\Delta R_{bt,t}$ и $\Delta E_{b,tem}$ – функции прироста прочности на сжатие и растяжение, а также изменения модуля упругости бетона по сравнению с кратковременным нагревом, отражающие преимущественно конструктивные процессы в структуре бетона при длительном нагреве при температуре t° в течение времени T .

Аппроксимирующие выражения для функций, входящих в формулы (1.9) ÷ (1.11), в работе [77] приняты однотипными в виде многочлена 3-й степени с соответствующими значениями коэффициентов a_i , b_i , c_i (рис. 1.4 а, б, в):

$$\frac{\sigma_e}{R_b} = F_1; \quad \frac{\sigma_{et}}{R_{bt}} = F_2; \quad \frac{\Delta E_{\dot{a}}}{E_b} = F_3; \quad (1.12)$$

$$\frac{\Delta R_{b,tem}}{R_b} = F_4 \cdot F_b(t^\circ, T); \quad \frac{\Delta R_{bt,t}}{R_{bt}} = F_5 \cdot F_{bt}(t^\circ, T); \quad \frac{\Delta E_{b,tem}}{E_b} = F_6 \cdot F_b(t^\circ, T), \quad (1.13)$$

$$\text{где } F_i = a_i \cdot (t^\circ - 20^\circ)^3 + b_i \cdot (t^\circ - 20^\circ)^2 + c_i \cdot (t^\circ - 20^\circ); \quad (i=1,2,\dots,6); \quad (1.14)$$

$F_b(t^\circ, T)$ и $F_{bt}(t^\circ, T)$ – функции, учитывающие скорость приращения соответствующих значений прочности и модуля упругости при длительном нагреве, принимаемые согласно предложений [86]:

$$F_b(t^\circ, T) = \{1 - \exp[-0,0042 \cdot T \cdot f_0(t^\circ)]\}; \quad (1.15)$$

$$F_{bt}(t^\circ, T) = \{1 - \exp[-0,05 \cdot T \cdot F_0(t^\circ)]\}; \quad (1.16)$$

$$f_0(t^\circ) = 1 + 0,06 \cdot (t^\circ - 20^\circ); \quad (1.17)$$

$$F_0(t^\circ) = 0,7 + 0,015 \cdot t^\circ + (t^\circ)^2 \cdot 10^{-5}. \quad (1.18)$$

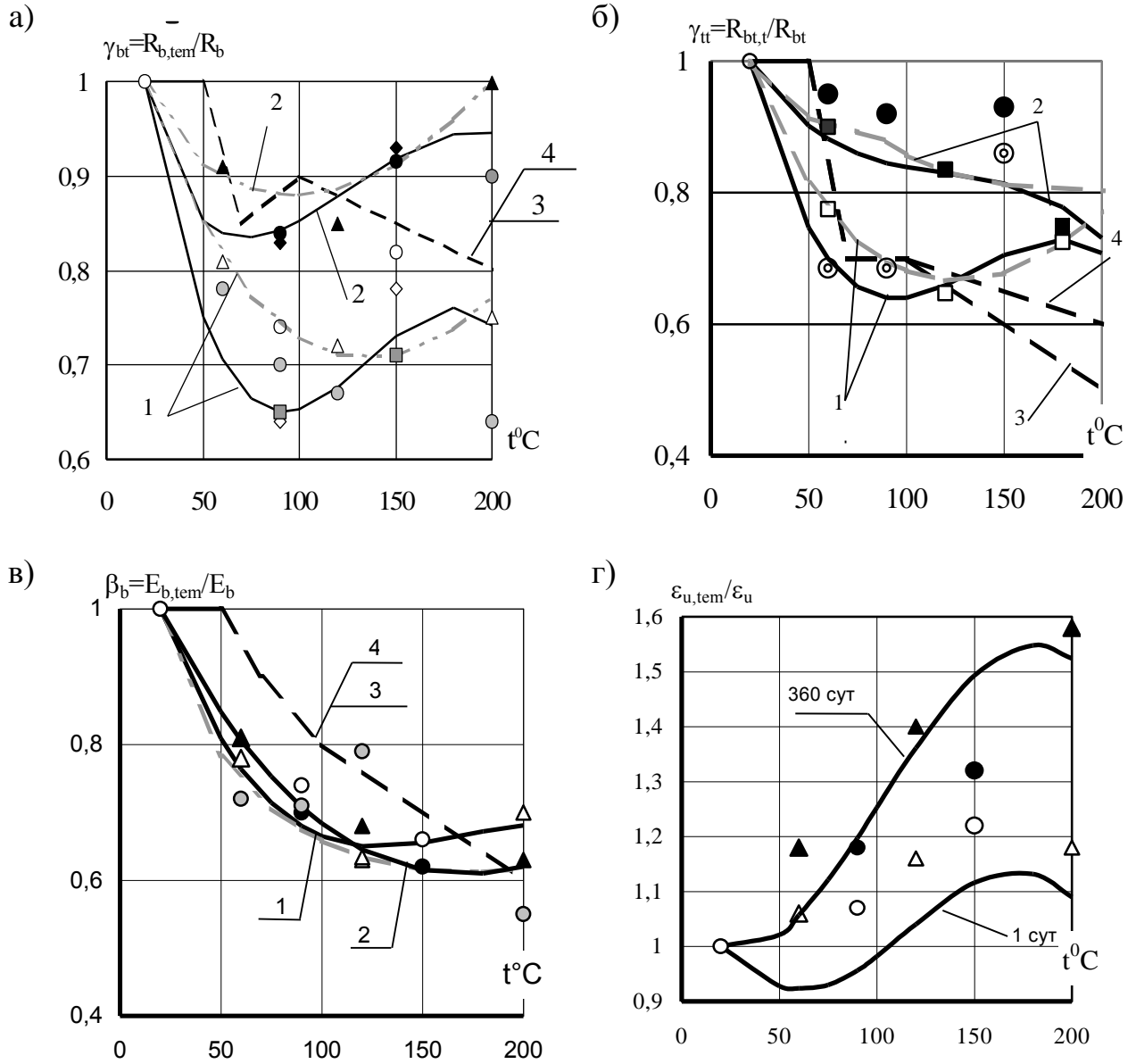
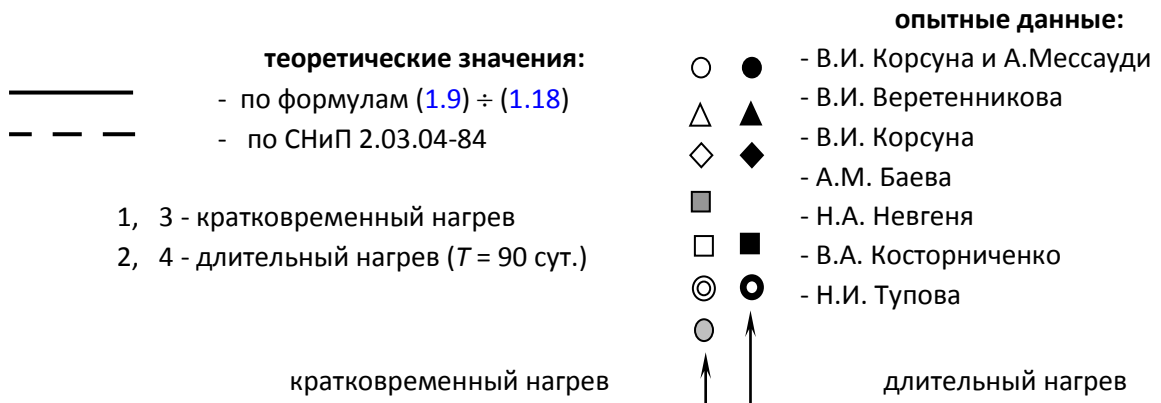


Рис. 1.4. Влияние температуры и продолжительности нагрева на прочность обычного тяжелого бетона при осевом сжатии (а), осевом растяжении (б), на модуль упругости (в) и предельную сжимаемость (г) [77].



Численные значения коэффициентов a_i , b_i , c_i ($i = 1, 2, \dots, 6$) для функций F_1, \dots, F_6 согласно работе [77] принимаются равными:

$$\begin{aligned} a_1 &= 2,7 \cdot 10^{-7}; & b_1 &= -9,5 \cdot 10^{-5}; & c_1 &= 9,8 \cdot 10^{-3}; \\ a_2 &= 3,25 \cdot 10^{-7}; & b_2 &= -1,16 \cdot 10^{-4}; & c_2 &= 1,2 \cdot 10^{-2}; \\ a_3 &= 1,3 \cdot 10^{-7}; & b_3 &= -5,8 \cdot 10^{-5}; & c_3 &= 8 \cdot 10^{-3}; \\ a_4 &= 1,7 \cdot 10^{-7}; & b_4 &= -5,5 \cdot 10^{-5}; & c_4 &= 5,55 \cdot 10^{-3}; \\ a_5 &= 1,95 \cdot 10^{-7}; & b_5 &= -7,7 \cdot 10^{-5}; & c_5 &= 7,7 \cdot 10^{-3}; \\ a_6 &= 1,05 \cdot 10^{-7}; & b_6 &= -3,3 \cdot 10^{-5}; & c_6 &= 2,2 \cdot 10^{-3}. \end{aligned} \quad (1.19)$$

1.3.3. Характеристики деформационных свойств

Предельные деформации бетона при сжатии $\varepsilon_{u,tem}$ и растяжении $\varepsilon_{ut,t}$ в условиях нагрева с достаточной степенью точности могут определяться в зависимости от соответствующих характеристик ε_u и ε_{ut} в условиях нормальной температуры из следующих соотношений:

$$\varepsilon_{u,tem} = \varepsilon_u \cdot \frac{\gamma_{bt}}{\beta_b}; \quad \varepsilon_{ut,t} = \varepsilon_{ut} \cdot \frac{\gamma_{tt}}{\beta_b}; \quad (1.20)$$

1.3.4. Влияние повышенных температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного бетона и сталефибробетона

Свойства сталефибробетона как композитного материала при воздействии повышенных температур определяются свойствами бетонной матрицы, свойствами фибр и контактных зон между бетоном и фибрами. Вопросу влияния повышенных температур посвящены исследования Жукова В.В., Заславского И.Н., Корсуна В.И., Кричевского А.П., Милованова А.Ф., Мурашева В.И., Тупова Н.И. и др. На основании анализа указанных трудов выделены основные факторы, определяющие свойства бетона при повышенных температурах и напряженно-деформированное состояние нагреваемых конструкций, которое зависит от прочностных,

деформационных, влажностных и теплотехнических характеристик бетона, а также от температуры и режима ее воздействия.

В работе М.А. Иванова [53] установлено, что нагрев сталефибробетонных образцов до $+60^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ приводит к уменьшению ***прочности на сжатие*** на 15%, по мере повышения температуры до $+200^{\circ}\text{C}$ происходит восстановление и увеличение прочностных характеристик. Установлено, что при нагреве сталефибробетона до $+90^{\circ}\text{C}$ происходит снижение прочности на сжатие на величину 13...17% с последующим небольшим приростом прочности на 5...7% при повышении температуры нагрева до $+200^{\circ}\text{C}$.

Характеристики прочности на растяжение при изгибе R_{pi} и при раскалывании R_{pp} сталефибробетона при кратковременной и длительной продолжительности воздействия повышенных температур отличается от аналогичных характеристик обычного бетона [53]. Установлено, что характеристики R_{pi} и R_{pp} сталефибробетона при кратковременном нагреве практически не изменились, в то же время у неармированного бетона отмечено снижение данных характеристик до 50%. Длительное воздействие повышенных температур до $+200^{\circ}\text{C}$ приводит к увеличению значений R_{pi} и R_{pp} . Влияние фибрового армирования на прочностные свойства бетона оценивалось с помощью коэффициента эффективности $K_{эф}$, который характеризует отношение значения прочности сталефибробетона к значению прочности неармированного бетона. С повышением процента фибрового армирования $K_{эф}$ увеличивается. Большее повышение прочности сталефибробетона на растяжение при изгибе и раскалывании в сравнении с прочностью на сжатие объясняются структурными изменениями, возникающими вследствие различия напряженного состояния при разных видах испытаний. При сжатии сталефибробетонного образца микротрещинообразование происходит по всему объему, включая контактные зоны между фиброй и матрицей, что ухудшает сцепление. При

растяжении при изгибе и при раскалывании происходит локальный процесс микротрещинообразования за счет действия максимальных напряжений.

На напряженно-деформированное состояние конструкций оказывают влияние и деформационные характеристики. Исследование влияния повышенных температур на величину *модуля упругости* свидетельствует, что с увеличением температуры нагрева до $+200^{\circ}\text{C}$ модуль упругости снижается на 42% по отношению к ненагретому сталефибробетону [53].

Температурно-усадочные деформации.

Деформации усадки сталефибробетона при 20°C с процентным содержанием фибрового армирования в 1,5 и 2,5% ниже на 19 и 25% соответственно, чем деформации образцов из обычного бетона [53].

При исследовании температурной усадки установлено, что данная величина у сталефибробетона меньше, чем у образцов из обычного бетона. При $\mu_{\text{сfb}} = 1,5 \text{ и } 2,5\%$ деформации усадки при нагреве до $+60^{\circ}\text{C}$ меньше, соответственно, на 7 и 10%, при $+90^{\circ}\text{C}$ – на 10 и 11%, при $+150^{\circ}\text{C}$ – на 11 и 16%, при $+200^{\circ}\text{C}$ – на 19 и 23%.

Результаты определения температурных деформаций сталефибробетона при повышенных температурах показали, что коэффициенты линейного температурного расширения близки значениям исходной бетонной матрицы.

По данным [53] при повышенных температурах усадка сталефибробетона ниже усадки исходного бетона на 10...23%.

Теплофизические свойства.

Теплопроводность λ , теплоемкость c и температуропроводность α зависят от объемного содержания фибры и влажности материала. В работе [53] установлено, что температуро- и теплопроводность от содержания фибры. Температуропроводность фибробетона выше этого показателя у исходного бетона до 16%; его теплопроводность λ превышает

теплопроводность исходного бетона до 30%, а теплоемкость c практически равна теплоемкости бетона.

1.4. Анализ методов расчета и результатов исследований конструкций из сталефибробетона

Ряд документов [35, 152, 155, 170] формулирует основные принципы расчета и проектирования конструкций на основе сталефибробетона. Сталефибробетонные конструкции рассматриваются как композитный железобетон с использованием дисперсной арматуры в виде коротких стальных стержней – фибр.

Расчет строительных конструкций, в т.ч. фибробетонных, предполагает следующие стадии:

- создание расчетной модели конструкции, в которой представлены нагрузки, воздействия, жесткости элементов и граничные условия;
- определение напряжений, внутренних усилий и деформаций в элементах конструкции посредством статического или динамического расчетов;
- проверка элементов конструкций по первой и второй группам предельных состояний.

В практике проектирования большинство задач решается в рамках упругой постановки, при этом не учитывается физическая нелинейность используемого материала, что не приводит к влиянию указанной характеристики на полученные результаты, т.е. в расчете предполагается использование деформационных характеристик материала из предположения его упругой работы, таких как модуль деформации E , коэффициент Пуассона μ , коэффициент линейного температурного расширения α_{bt} . Указанные характеристики принимаются в соответствии с нормативным документов [170]. Проведенные многочисленные теоретические исследования утверждают, что такой подход не позволяет достоверно оценить параметры напряженно-деформированного состояния конструкции, представляя

возможность осторожной оценки и аналитического решения задач в более простом виде. В последнее время в инженерной практике расчета бетонных и железобетонных конструкций отмечено частое применение методик расчета с учетом физической нелинейности материалов, которые могут быть реализованы как в аналитической форме, (методика расчета по нелинейной деформационной модели) [170], так и с использованием различных программных комплексов, реализующих численные методы, такие как: метод конечных элементов (МКЭ), метод граничных разностей (МГР) и др.

Согласно проведенным исследованиям в области расчета и проектирования фибробетонных конструкций наибольшую эффективность полученных результатов можно получить, оценивая параметры НДС конструкций с учетом физической нелинейности материалов на стадии определения внутренних усилий, напряжений и деформаций, а также при расчете конструкций по предельным состояниям.

В работе Н.А. Рака [147] для расчетов сталефибробетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил, по несущей способности при любой форме поперечных сечений, а также расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, вызванных внешними воздействиями, следует применять общую деформационную расчетную модель сечений, нормальных к продольной оси конструкции, в которой представлено использование следующих положений:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в сечении, нормальном к продольной оси конструкции;
- уравнения, определяющие зависимости между напряжениями и относительными деформациями сталефибробетона и арматуры, в виде диаграмм деформирования материалов;
- уравнения, позволяющие применить гипотезу плоских сечений и определить распределение относительных деформаций в сталефибробетоне и арматуре по сечению, нормальному к продольной оси конструкции. При этом, относительные деформации арматуры, входящей в состав

сталефибробетонного элемента, следует принимать такими же, как и для сталефибробетона;

- условия совместного деформирования сталефибробетона и арматуры в местах образования и развития трещин, нормальных к продольной оси конструкции.

При расчете прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента в соответствии с [152] определяются расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению в зависимости от геометрических параметров фибрового армирования, его прочности и ориентации относительно действующих усилий, характеристик сцепления фибр с бетонной матрицей, от класса бетона по прочности на сжатие, геометрических характеристик и размеров сечения рассчитываемого элемента. Расчет по несущей способности производится согласно основным положениям нормативных документов [152, 170].

Существуют предпосылки расчета предельных усилий в сечении, нормальном к продольной оси элемента:

- сопротивления сталефибробетона сжатию и растяжению R_{fb} и R_{fbt} приняты равномерно распределенными по растянутой и сжатой зонам сечения;
- напряжения в растянутой стержневой арматуре принимаются равными R_a .

В случае равномерного распределения фибр по сечению расчет нормальных к оси элемента сечений на изгиб производится из условия:

$$M \leq R_{fb} \cdot S_{fb} - R_{fbt} \cdot S_{fbt} - R_a \cdot S_a \quad (1.21)$$

Высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$R_{fbt} \cdot F_{fbt} + R_a \cdot F_a = R_{fb} \cdot F_{fb} \quad (1.22)$$

где S_{fb}, S_{fbt}, S_a - статические моменты сжатой, растянутой зон сечения и растянутой арматуры относительно растянутой грани сечения;

F_{fb}, F_{fbt}, F_a - площади сжатой, растянутой зон сечения и растянутой арматуры.

Расчет нормальных к оси элемента сечений производится из следующих условий:

- на растяжение:

$$N \leq R_{fbt} \cdot F_{fbt} \quad (1.23)$$

- на сжатие:

$$N \leq \varphi \cdot R_{fb} \cdot F_{fb} \quad (1.24)$$

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента
выполняют на действие [152, 170]:

- поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами;
- поперечной силы по наклонной трещине;
- изгибающего момента по наклонной трещине в соответствии с положениями.

При расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие:

$$Q \leq 0,35 \cdot R_{fb} \cdot b \cdot h \quad (1.25)$$

В случае выполнения условия (1.26) расчет на действие поперечной силы не производится:

$$Q \leq R_{bt} \cdot b \cdot h \quad (1.26)$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению.

Расчет сталефибробетонных элементов на поперечную силу выполняется из условия:

$$Q \leq Q_f + Q_b \quad (1.27)$$

где Q – поперечная сила, действующая в наклонном сечении от внешней нагрузки;

Q_f – поперечное усилие, воспринимаемое фибрами;

Q_b – то же, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, определяемое по СП 63.13330.2012;

Поперечное усилие, воспринимаемое фибрами, определяется по формуле

$$Q_f = c \cdot q_f \quad (1.28)$$

c – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

q_f – усилие в фибрах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_f = R_{fb} \cdot b \quad (1.29)$$

Максимальное значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном и фибрами, вычисляется по формуле

$$Q_{fb} = 2\sqrt{2R_{fbt} \cdot b \cdot h^2 \cdot q_f} \quad (1.30)$$

Расчет сталефибробетонных конструкций по предельным состояниям второй группы включает в себя расчет по образованию трещин, по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, а также расчет сечений сталефибробетонных конструкций по деформациям.

В расчете по раскрытию нормальных трещин должно рассматриваться сечение, приведенное к эквивалентному стальному сечению.

Деформации элементов сталефибробетонных конструкций вычисляют согласно формулам, представленным в [152].

В исследовании [53] предложена методика расчета сталефибробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования сталефибробетона и стержневой арматуры.

Обобщенной характеристикой параметров механических свойств сталефибробетона при одноосном сжатии является диаграмма деформирования сталефибробетона, устанавливающая связь между напряжениями σ_{fc} и продольными относительными деформациями ε_{fc} сжатого сталефибробетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных предельных значений, отвечающих разрушению сталефибробетона при однородном напряженном состоянии.

При расчете прочности сечений сталефибробетонных конструкций допускается применять параболически-линейную диаграмму (рисунок 1.5 а), для которой взаимосвязь между напряжениями и относительными

деформациями сталефибробетона при сжатии описывается следующими зависимостями:

$$\sigma_c = f_{fcd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{fc}}{\varepsilon_{fc2}} \right)^2 \right] \text{ при } 0 \leq \varepsilon_{fc} < \varepsilon_{fc2} \quad (1.31)$$

$$\sigma_{fc} = f_{fcd} \text{ при } \varepsilon_{fc2} \leq \varepsilon_{fc} < \varepsilon_{fcu2} \quad (1.32)$$

где ε_{fc2} - относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, определяемые по зависимости

$$\varepsilon_{fc2} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{fcd}}{f_{cd}} \right)^2 \quad (1.33)$$

ε_{fcu2} - расчетные предельные относительные деформации сталефибробетона (в ‰), определяемые по зависимости

$$\varepsilon_{fcu2} = \varepsilon_{cu2} + 5 \left(\frac{f_{fcd}}{f_{cd}} - 1 \right) \quad (1.34)$$

f_{fcd} - расчетное сопротивление сталефибробетона сжатию;

f_{fc} - расчетное сопротивление бетонной матрицы сжатию;

ε_{c2} - относительные деформации бетона-матрицы (в ‰), соответствующие максимальным напряжениям;

ε_{cu2} - расчетные предельные относительные деформации бетона-матрицы (в ‰).

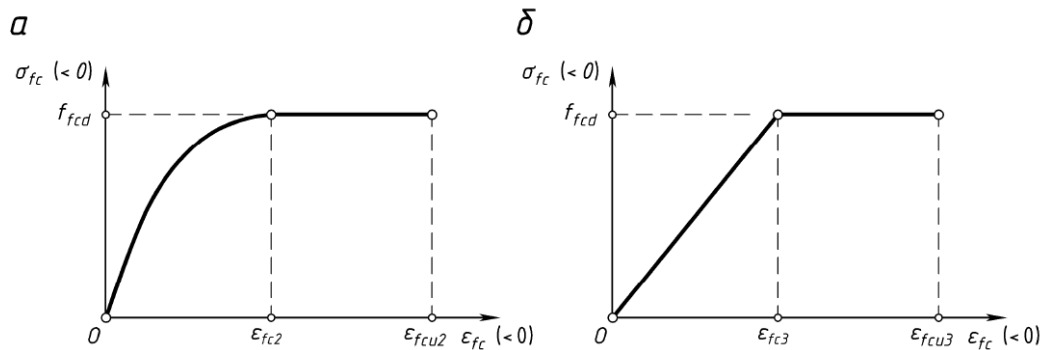


Рис. 1.5 — Диаграммы деформирования сталефибробетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений сталефибробетонных конструкций: а — параболически-линейная; б — упрощённая билинейная.

При расчете сталефибробетонных конструкций допускается использовать упрощенный вариант параболически-нелинейной диаграммы деформирования в виде эквивалентной упрощенной билинейной диаграммы деформирования сталефибробетона при сжатии (рис. 1.5 б). При этом значения относительных деформаций ε_{fc3} и ε_{fcu3} принимают по зависимостям $\varepsilon_{fc3} = 0,9\varepsilon_{fc2}$ и $\varepsilon_{fcu3} = \varepsilon_{fcu2}$.

В качестве обобщенной характеристики механических свойств сталефибробетона при растяжении следует принимать диаграмму деформирования сталефибробетона, устанавливающую связь между напряжениями σ_{fct} и продольными относительными деформациями ε_{fct} растянутого сталефибробетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных предельных значений, отвечающих разрушению сталефибробетона при однородном напряженном состоянии.

Зависимость, связывающую значения растягивающих напряжений σ_{fct} и значения относительных деформаций растяжения ε_{fct} (рис. 1.6 а), допускается принимать в виде параболически-гиперболической диаграммы:

$$\sigma_c = f_{fctd} \cdot \left[\frac{\varepsilon_{fct}}{\varepsilon_{fct1}} - 0,2 \left(\frac{\varepsilon_{fct}}{\varepsilon_{fct1}} \right)^5 \right] \text{ при } \varepsilon_{fct} < \varepsilon_{fct1} \text{ (восходящая ветвь)} \quad (1.35)$$

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{fctd}} = 0,4 + 0,6 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{fct}}{\varepsilon_{fct1}} \right)^5 \text{ при } \varepsilon_{fct1} < \varepsilon_{fct} < \varepsilon_{fcu1} \text{ (нисходящая ветвь)} \quad (1.36)$$

где f_{fctd} – расчетное сопротивление сталефибробетона осевому растяжению;

ε_{fct1} – относительные деформации, соответствующие пиковой точке

диаграммы деформирования сталефибробетона при осевом растяжении,

равные

$$\varepsilon_{fcr} = \frac{1,25 \cdot f_{fctd}}{E_{fc}} \quad (1.37)$$

E_{fc} – начальный модуль упругости сталефибробетона, определяемый по формуле

$$E_{fc} = E_{cm} (1 - \rho_{fv}) + E_f \rho_{fv} \quad (1.38)$$

Допускается принимать упрощенную параболически-билинейную диаграмму, нисходящая ветвь которой имеет два линейных участка (рис. 1.6 б):

$$\text{при } \varepsilon_{fct1} < \varepsilon_{fct} < 1,5\varepsilon_{fct1} \quad \sigma_{fct} = f_{std} \left(2,2 - 1,2 \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{ctr}} \right)$$

$$\text{при } 1,5\varepsilon_{fct1} < \varepsilon_{fct} < \varepsilon_{fctu} \quad \sigma_{fct} = 0,4 f_{std}$$

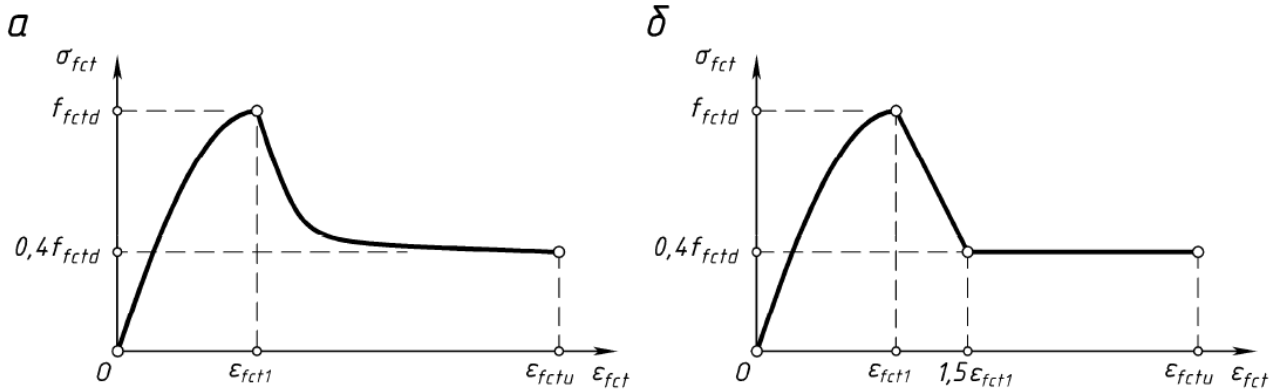


Рис. 1.6 — Диаграмма, связывающая растягивающие напряжения и относительные деформации растяжения для сталефибробетона.

а — параболически-гиперболическая;

б — упрощенная параболически-билинейная

На определение размеров сечений элементов оказывает влияние длина фибры l_f , их рекомендуется принимать по положениям [152]. Максимальный размер фракции заполнителя не должен превышать 0,25 от длины фибры l_f и величины S , определяемой в соответствии с требованиями [202].

При проектировании конструкций следует сочетать размеры элементов, размеры фибры и коэффициент фибрового армирования таким образом, чтобы минимальная площадь поперечного сечения элемента или его части A_{red} отвечала условию

$$A_{red} \geq \frac{4d_f^2}{\mu_{fv} \cdot k_w} \quad (1.39)$$

Коэффициент фибрового армирования по объему рекомендуется принимать в пределах $0,005 \leq \mu_{fv} \leq 0,018$ для конструкций, работающих на растяжение, сжатие и изгиб, но не более

$$\mu_{\max} \geq \frac{4d_f}{l_f} \quad (1.40)$$

Минимальные значения коэффициента фибрового армирования рекомендуется принимать, соблюдая следующие условия:

$$\mu_{\min} = \frac{6d_f^2}{A \cdot k_w} \quad (1.41)$$

$$\mu_{\min} = \frac{1,5 \cdot C \cdot R_{fv}}{R_{fv} \cdot k_w^2 \cdot \left(1 - \frac{30}{R_{fv}} - \frac{l_{an}}{l_f}\right)} \quad (1.42)$$

где A – площадь поперечного сечения элемента; C – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, работающих при осевом и внецентренном растяжении с малыми эксцентриситетами, и 0,6 – для изгибаемых элементов.

1.5. Прочность и деформации элементов с косвенным сетчатым армированием

Косвенное армирование является эффективным способом повышения несущей способности сильно сжатых колонн, а также участков конструкций при местном приложении нагрузки. Экспериментальным исследованиям влияния косвенного армирования на прочность и деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов посвящены работы [10, 24, 28, 37, 130, 131, 193]. Установлено, что с увеличением коэффициента косвенного армирования отмечается повышение прочности бетона, что связано со сдерживанием косвенной арматурой поперечных деформаций бетона и созданию в конструкциях объемного напряженного состояния – трехосного сжатия. Отмечено [37, 115, 131], что с повышением прочности бетона эффект от влияния косвенного армирования снижается. В СП 63.13330.2012 [171]

учет косвенного армирования осуществляется путем введения специальной расчетной характеристики приведенного расчетного сопротивления $R_{b,red}$, определяемого по формуле:

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_{s,xy}, \quad (1.43)$$

$$\text{где } \mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{ef} \cdot S}; \quad (1.44)$$

n_x, A_{sx}, l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина арматурного стержня сетки в направлении оси X ;

n_y, A_{sy}, l_y – то же, в направлении оси Y ;

A_{ef} – площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток;

S – расстояние между сетками.

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}; \quad (1.45)$$

$$\psi = \frac{\mu_{xy} \cdot R_{s,xy}}{R_b + 10}; \quad (1.46)$$

Диаграмма деформирования бетона с косвенным армированием имеет несколько участков: начальный участок – примерно до уровня $0,8 \cdot R_{b,red}$, характеризующийся преимущественно упругим характером работы с небольшой долей пластических деформаций. При уровне напряжений свыше $0,8 \cdot R_{b,red}$ наблюдается существенный прирост деформаций, при этом их предельные значения могут превышать значения предельной сжимаемости неармированного бетона в $1,6 \div 2,1$ раза.

По предложению *Е.А. Чистякова* [193] предельные деформации железобетонных элементов с косвенным армированием определяются формулой:

$$\overline{\varepsilon}_{sb} = (2,4 + 14 \cdot \psi) \times 10^{-3}. \quad (1.47)$$

В работе [130] для описания диаграммы “ $\sigma-\varepsilon$ ” используется полином третьей степени:

$$\frac{\sigma_b}{R_{b,red}} = \left[a_1 \cdot \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b} + a_2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b} \right)^2 + a_3 \cdot \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b} \right)^3 \right], \quad (1.48)$$

где коэффициенты a_1 , a_2 , a_3 подбираются из условия лучшего соответствия опыту:

В работе [115] для описания диаграммы “ $\sigma-\varepsilon$ ” рекомендована квадратичная парабола при условии корректировки положения вершины диаграммы, определяемой характеристиками $R_{b,red}$ и $\overline{\varepsilon_{sb}}$.

Исследование влияния косвенного армирования на прочность и деформации модифицированных высокопрочных бетонов выполнено в работе [83].

1.6. Выводы и задачи исследования

1. Наиболее эффективным способом снижения массы конструкций, трудоемкости и стоимости их возведения является применение современных высокопрочных бетонов и сталефибробетонов с процентом фибрового армирования μ_{sfb} до 2,5% классов по прочности на сжатие B60÷B100.

2. Недостаточная изученность характеристик физико-механических свойств высокопрочных сталефибробетонов, в том числе в условиях воздействия повышенных до +200°C температур, особенностей формирования напряженно-деформированного состояния в конструкциях различной массивности сдерживает развитие норм проектирования и применение таких бетонов в современном строительстве.

3. Перспективным представляется применение высокопрочных сталефибробетонов для возведения новых и усиления существующих

железобетонных конструкций, подвергающихся воздействиям температурных перепадов.

4. Малоизученными являются вопросы зависимости деформаций усадки, характеристик прочностных и деформационных свойств высокопрочного сталефибробетона от размеров конструкций, т.е. от масштабного фактора.

5. Недостаточно изученным является вопрос количественной оценки эффективности влияния косвенного сетчатого и фибрового армирования на несущую способность сжатых элементов из высокопрочных бетонов.

6. Границы корректного применения действующих СП 52-104-2006 и СП 63.13330.2012 для расчета конструкций из высокопрочных бетонов и сталефибробетонов нуждаются в уточнении.

7. Методы расчетной оценки НДС стержневых железобетонных элементов на совместное действие перепадов температуры и нагружения нуждаются в развитии и экспериментальной проверке применительно к конструкциям из высокопрочных сталефибробетонов.

8. Для возведения инженерных сооружений, работающих в условиях воздействия повышенных температур, показатели эффективности применения высокопрочных бетонов и сталефибробетонов нуждаются в обосновании результатами сопоставительных расчетов.

На основании аналитического обзора сформулированы задачи экспериментальных и теоретических исследований, приведенные во вступительной части.

РАЗДЕЛ 2

МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1. Состав сталефибробетона и конструкции опытных образцов

Экспериментальные исследования физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона выполнены на образцах, изготовленных из высокопрочного модифицированного бетона с добавлением стальной фибры (табл.2.1), модифицированного с помощью органоминерального модификатора (ОММ), представленного в виде сухой смеси и содержащего в долях от общего веса ОММ: микрокремнезем в составе SicaFume (20%); тонкомолотую золошлаковую смесь Углегорской ТЭС (30%); суперпластификатор С3 (2%); золу-унос Зуевской ТЭС (48%). Материалы: цемент М500 ОАО «Балцем», песок кварцевый крупнозернистый Краснополянского карьера ($M_{кр}=2\div2,5$ мм), щебень гранитный Караньского карьера фракции $5\div20$ мм.

В качестве суперпластификаторов применены следующие материалы:

- С-3 – продукт конденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида (в виде сухого порошка), производство – Россия;
- SikaViscocrete5-600 – поликарбоксилатный эфир в виде раствора с концентрацией 41%.

Фибра стальная с загнутыми концами производства Харцызского филиала ЧАО «Производственное объединение «СТАЛЬКАНАТ-СИЛУР» со следующими характеристиками: длина $l = 60.0 \pm 6.0$ мм, диаметр $d = 0.75 \pm 0.07$ мм; длина и высота загнутого конца соответственно $l_1 = 5.0 \pm 1.0$ мм, $h_1 = 2.9 \pm 0.5$ мм; временное сопротивление разрыву – $1160\div1290$ МПа.

Перемешивание бетонных смесей производилось в течение 15 мин в растворобетоносмесителе принудительного действия РБП-150. Объем готового замеса – 90 л. Бетонирование – в горизонтальном положении, уплотнение осуществлялось вибрированием. Бетонная смесь характеризуется достаточно

низкой водопотребностью, характеризующейся показателями $V/B=0,21$ и $V/C=0,28$.

Таблица 2.1

Расход материалов на 1м^3 бетонной смеси

№ п/п	Наименование компонентов	Расход, кг(л)/ м^3
1.	Портландцемент пластифицированный М500 Балаклейского цементного комбината	545
2.	Органоминеральный модификатор (ОММ)	190
3.	Песок крупнозернистый фракции 2-2,5мм Краснополянского карьера	660
4.	Щебень Караньского карьера фракции 10-20мм	870
5.	Вода	153 л
6.	Суперпластификатор SicaViscocrete5-600	16,8 л
7.	Фибра стальная $l=60\text{мм}$, $d=0,75\text{мм}$.	50...200 кг
Объемный вес		2600 кг

Таблица 2.2

Химический состав минеральных наполнителей

Наименование наполнителя	Содержание оксидов, %								
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Na_2O+K_2O	TiO_2	SO_3	ППП
Зола-унос	53,63	21,8	15,4	2,25	1,00	2,80	0,8	0,02	1,3
Шлаковая составляющая ЗШС	55	22,37	15,00	2,10	1,60	3,1	0,8	0,01	0,02
Микрокремнезем (SicaFume)	81,87	1,6	3,00	1,12	0,20	0,56	-	3,57	7,23

Выдерживание образцов в формах производилось в течение одних суток, после чего они распалубливались, маркировались и подвергались контрольному обмеру. Контроль качества бетона осуществлялся внешним осмотром и взвешиванием. Образцы, отличавшиеся по плотности более чем на 3% от средних значений, отбраковывались. Хранение производилось в

течение 27 суток в помещении с температурой воздуха $T = +20^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ под слоем влажных опилок.

В качестве основных образцов для определения характеристик физико-механических свойств высокопрочных модифицированных сталефибробетонов в условиях нормальной и повышенных температур приняты образцы-призмы размерами $100 \times 100 \times 400$, $150 \times 150 \times 600$ и $250 \times 250 \times 650$ мм. В качестве дополнительных образцов для контроля характеристик прочностных свойств исследуемых бетонов одновременно с основными образцами-призмами изготавливались кубы с размерами ребер 100 и 150 мм.

При изготовлении призм, предназначенных для испытаний на осевое растяжение, в формы при бетонировании закладывались стальные оголовники толщиной 25 мм со специальными анкерами (рис. 2.1).

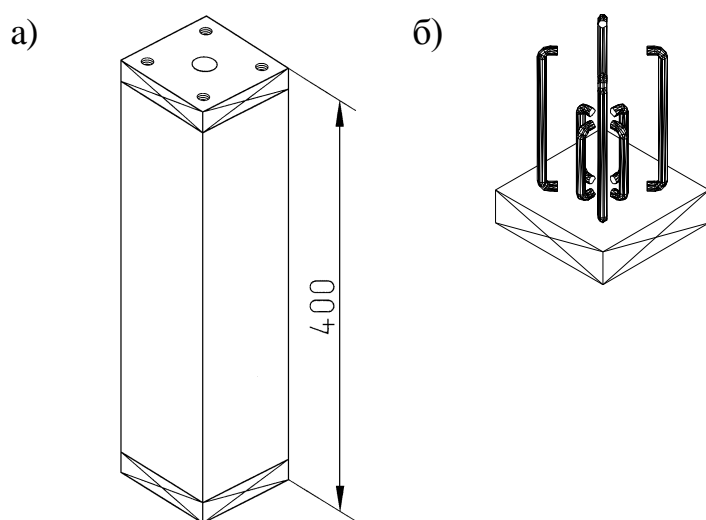


Рис. 2.1. Общий вид призмы для испытаний на осевое растяжение (а) и конструкция оголовника (б)

Для определения полей температур в стадии нагрева в тело образцов при бетонировании закладывались хромель-копелевые (ХК) термопары.

Возраст бетона к началу испытаний на сжатие в условиях нормальной температуры и при кратковременном нагреве составлял не менее $28 \div 60$ суток, длительного нагрева – $90 \div 120$ суток.

Для исследования влияния косвенного и фибрового армирования в сопоставимых показателях интенсивности на прочность и деформации коротких

железобетонных элементов при кратковременном сжатии были выполнены 3 серии основных образцов. В 1-ой серии представлены бетонные образцы без арматуры с процентами фибрового армирования $\mu = 0$; 1 и 2,5%. Во 2-ой и 3-ей сериях представлены образцы, моделирующие конструкции коротких колонн с продольным, поперечным и дисперсным армированием в виде железобетонных призм размерами 150×150×600 мм. Процент косвенного и фибрового армирования во 2-ой серии образцов составил 1%, а в 3-ей серии – 2,5%. (рис. 2.4, 2.5). Интенсивность косвенного армирования характеризуется коэффициентом косвенного армирования (1.46) согласно [171]:

В образцах сечением 150×150 мм с $\mu_{xy} = 1\%$ устанавливались сетки из арматуры $\varnothing 6,5$ А-400 с ячейкой 60 мм, шаг сеток – 138 мм. Продольная арматура – 4 $\varnothing 10$ А-500.

В образцах сечением 150×150 мм с $\mu_{xy} = 2,5\%$ устанавливались сетки из арматуры $\varnothing 8$ А-400 с ячейкой 60 мм, шаг сеток – 80 и 138 мм. Продольная арматура – 4 $\varnothing 10$ А-500.

Все экспериментальные исследования проведены в лабораторном корпусе ДонНАСА с относительно стабильными температурно-влажностными условиями: температура воздуха: $t^\circ = +20^\circ \pm 5^\circ\text{C}$, влажность – $W = 65 \pm 10\%$.

2.2. Программа и методика экспериментальных исследований физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона

Программа экспериментальных исследований характеристик физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона в условиях нормальной и повышенной температур и влияния косвенного и дисперсного армирования представлена в табл. 2.3 и 2.4.

По результатам испытаний бетонных образцов-призм определялись: деформации усадки, призмочная прочность R_b , начальный модуль упругости E_b , предельные деформации укорочения $\bar{\varepsilon}_b$, коэффициенты поперечных деформаций бетона μ .

Испытания на осевое сжатие сталефибробетонных призм размерами 150×150×600 мм, 250×250×650 мм и кубов с размерами ребра 150 мм проводились на гидравлическом прессе ПММ-1000 (рис. 2.2 а, б). Испытания на осевое растяжение сталефибробетонных призм размерами 100×100×400 мм - на установке, моделирующей осевое растяжение (рис. 2.3 а). Растягивающие усилия прикладывались с помощью самоцентрирующихся по геометрической оси образца шарниров карданного типа (рис. 2.3 б) с передачей усилия посредством четырех болтов М12 с каждой стороны на заанкеренные в бетоне призмы торцевые закладные детали (рис. 2.1).

Таблица 2.3

Программа экспериментальных исследований характеристик физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона

№ п/п	Характеристика образцов	$\mu_{сfb}$, %	Количество образцов (<i>шт.</i>)			
			Температура нагрева образцов			
			+20°C	+90°C	+150°C	+200°C
Испытания на осевое сжатие						
1	150×150×600 мм	0	2	2/2	2/2	2/2
2	150×150×600 мм	0,6	2	2/2	2/2	2/2
3	150×150×600 мм	2,5	2	2/2	-/2	2/2
4	250×250×650 мм	0	2	2	-	2
5	250×250×650 мм	0,6	2	2	-	2
6	250×250×650 мм	2,5	2	2	-	2
ЭЛЕМЕНТЫ С КОСВЕННЫМ И ДИСПЕРСНЫМ АРМИРОВАНИЕМ						
7.	150×150×600 мм ($\mu_{xy} = 1\%$)	-	2	-	-	-
8.	150×150×600 мм ($\mu_{xy} = 2,5\%$)	-	2	-	-	-
9.	150×150×600 мм	1	2	-	-	-
10.	150×150×600 мм	2,5	2	-	-	-
Испытания на осевое растяжение						
11.	100×100×400 мм	0	2	-	-	-
12.	100×100×400 мм	2,5	2	2	2	-

Таблица 2.4

Программа экспериментальных исследований влияния косвенного сетчатого и фибрового армирования в сопоставимых показателях интенсивности на прочность и деформации коротких железобетонных элементов при кратковременном сжатии

№ п/п серии	Характеристика образцов	t,сут	Количество образцов (<i>шт.</i>) исследований:					
			Процент армирования					
			косвенное			дисперсное		
			0%	1%	2,5%	0%	1%	2,5%
Испытание на осевое сжатие.								
Образцы-призмы								
1	150×150×600 мм	28	1	-	-	1	1	1
2			-	1	-	-	1	-
3			-	-	1	-	-	1

Испытывались 3 серии образцов с весовым содержанием фибры на 1 м³ бетона (в % от объема) соответственно: I – 0 кг (0%); II – 50 кг/м³ (0,6%); III – 200 кг/м³ (2,5%).

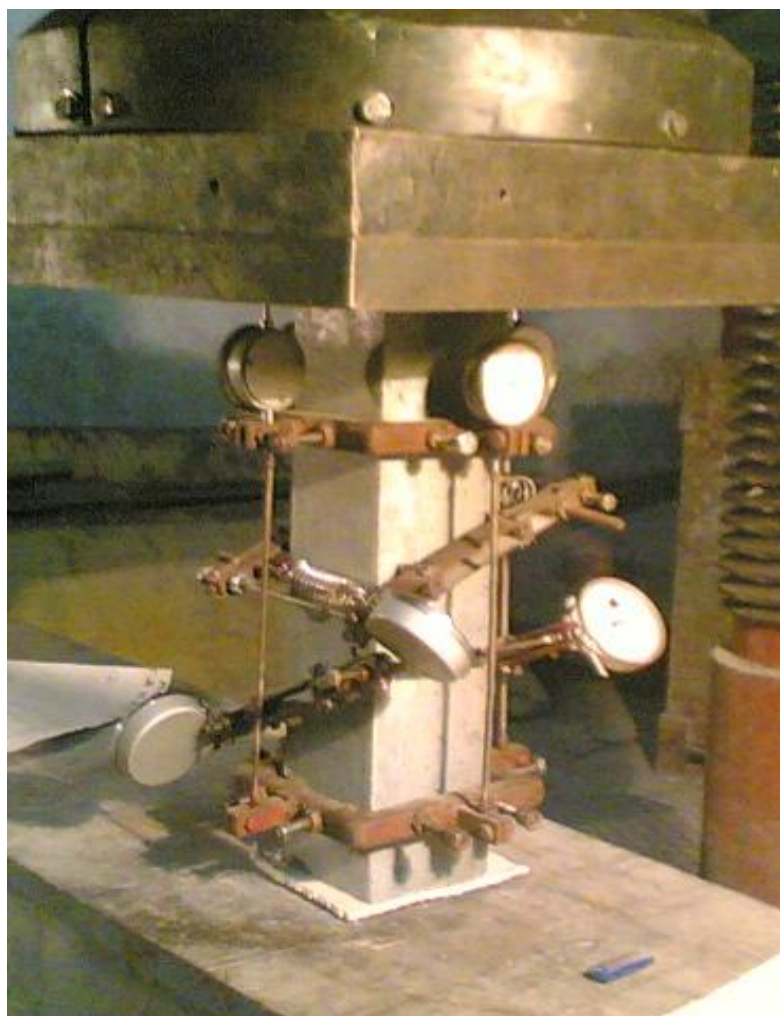


Рис. 2.2. Общий вид образцов-призм с размерами 150х150х600мм (а) и 250х250х650мм (б) при испытании на осевое сжатие.



Рис. 2.3. Испытания на растяжение бетонных призм размерами 100×100×400 мм в нормальных условиях (а) и в условиях нагрева (б).

Измерение линейных продольных деформаций образцов-призм осуществлялось с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм, прикрепляемых к специально изготовленным металлическим рамкам по одному на каждой боковой грани (рис. 2.2). Поперечные деформации измерялись с помощью индикаторов часового типа МИГ-2 с ценой деления 0,002 мм, устанавливаемых на специальных прижимных устройствах, опирающихся на боковые грани образцов-призм. База измерения продольных деформаций на призмах высотой 400, 600, 650 мм составляла 250, 400 и 400 мм, поперечных деформаций – 100, 150 и 250 мм соответственно.

При осевом сжатии призм центрирование по физической оси осуществлялось по показаниям индикаторов при нагрузке до $0,2 \div 0,3$ от разрушающей. Нагружение – ступенями путем поэтапного приложения сжимающей нагрузки до разрушения. Величина ступени – 0,1 от расчетной предельной нагрузки, время выдержки на каждой ступени – 5 минут. После достижения нагрузки уровня $0,8 \cdot R_b$ величина каждой последующей ступени нагружения и время выдержки уменьшались вдвое. Общая продолжительность испытания одного образца – около 1 часа.

При испытаниях на осевое растяжение измерение линейных продольных деформаций осуществлялось с помощью индикаторов часового типа МИГ-1 с ценой деления 0,001 мм. База измерения продольных деформаций составляла 200 мм (рис. 2.3).

Для изучения степени неравномерности развития деформаций усадки в угловых зонах, а также в продольном и поперечном направлениях крупноразмерных призм с размерами 250×250×650 мм дополнительно устанавливались тензометры Гугенбергера на базе измерения 60 мм (рис. 2.7). При этом тензометры в поперечном направлении (Т1...Т6) располагались на одной грани призмы, а тензометры в продольном (Т7...Т12) – на противоположной. Измерения деформаций усадки начинались не позднее, чем через четыре часа после распалубки.

В опытах в условиях нагрева скорость повышения температуры принималась $12^{\circ}\div 15^{\circ}\text{C}/\text{час}$. Продолжительность кратковременного нагрева до начала прессовых нагружений при температурах $+90^{\circ}$, $+150^{\circ}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ принималась равной 15, 12 и 13 часов соответственно, что к моменту разрушения отвечало времени достижения минимальной прочности у обычных тяжелых бетонов при аналогичных температурах испытания [41].

При испытаниях в условиях длительного воздействия повышенных температур после нагрева в течение $45\div 90$ сут и затухания температурно-усадочных деформаций призмы охлаждались, перемещались под пресс, снова нагревались до заданной температуры и нагружались осевым сжатием до разрушения.

Заданная температура нагрева с точностью $\pm 1^{\circ}\text{C}$ обеспечивалась соответствующей величиной электрического напряжения в электрической цепи спирали специальных электронагревательных элементов – “рубашек” (поз. 6, рис. 2.6) с помощью регулятора напряжения типа АОМН–40-220-75УХЛ4 (поз. 10, рис. 2.6). Для образцов каждого типоразмера электронагревательные элементы выполнялись из трех слоев асбестовой ткани, с размещением между ними электронагревательной спирали типа “зигзаг” из нихромовой проволоки с шагом витков $30\div 50$ мм. Температура нагрева бетона контролировалась с помощью термометров и хромель-копелевых (ХК) термопар.

На этапе разогрева сталефибробетонных призм с целью исключения из полных деформаций образцов составляющих температурных деформаций элементов измерительной системы металлические стержни-удлинители (поз. 5, рис. 2.6) заменялись стержнями-трубками из кварцевого стекла с низким значением коэффициента линейного температурного расширения ($\alpha_{\text{кв}} = 0,4 \cdot 10^{-6} \text{ град}^{-1}$).

Для анализа изменений в структуре сталефибробетона при осевом сжатии в условиях нагрева использована методика, аналогичная методике, используемой в условиях нормальной температуры.

В процессе проведения экспериментальных исследований было испытано 172 кубов и 74 образцов-призм разных размеров, в том числе 8 армированных и 33 призмы в условиях нагрева.

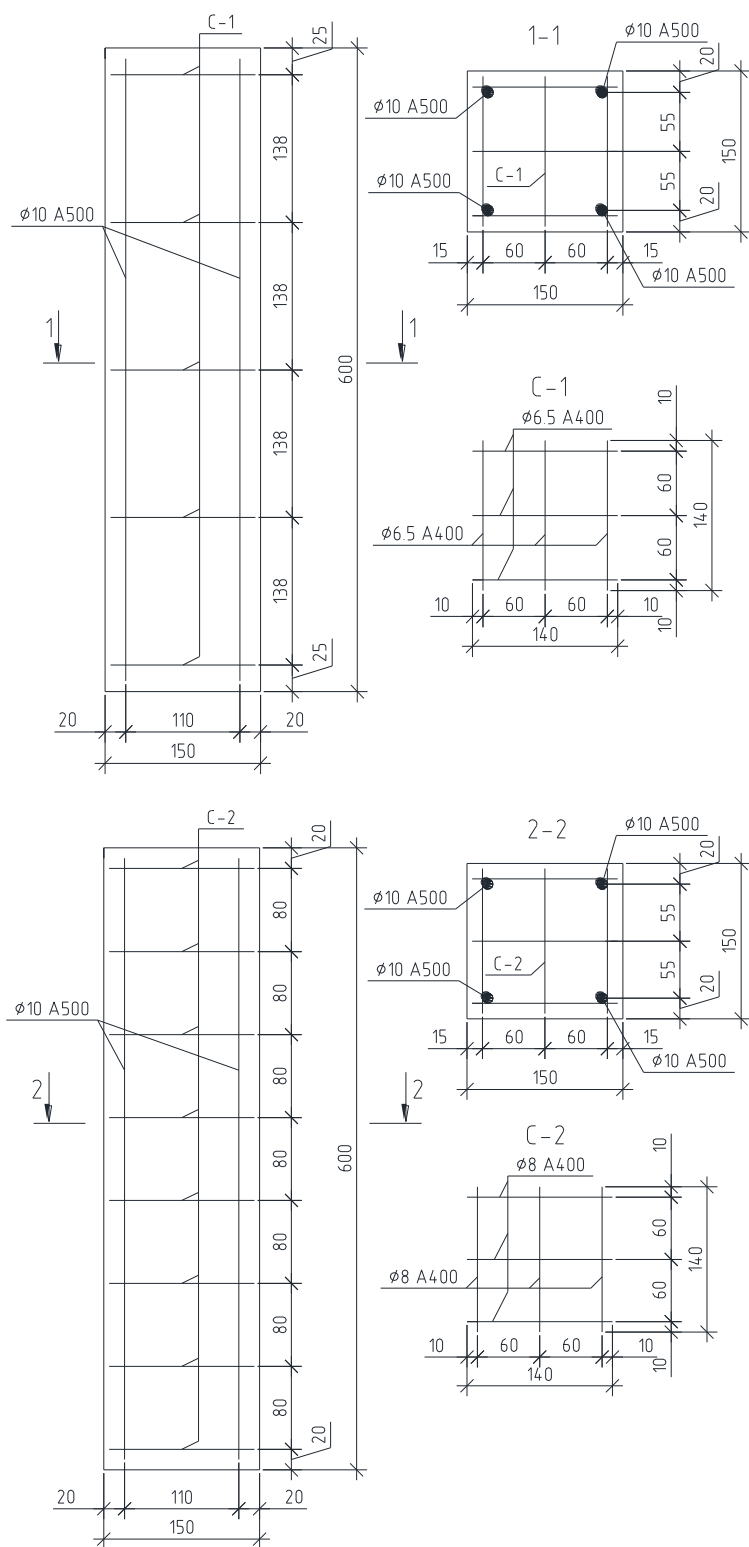


Рис. 2.4. Схемы продольного и поперечного армирования железобетонных образцов-призм размерами 150×150×600 мм с $\mu_{xy} = 1\%$ (а) и $\mu_{xy} = 2,5\%$ (б).

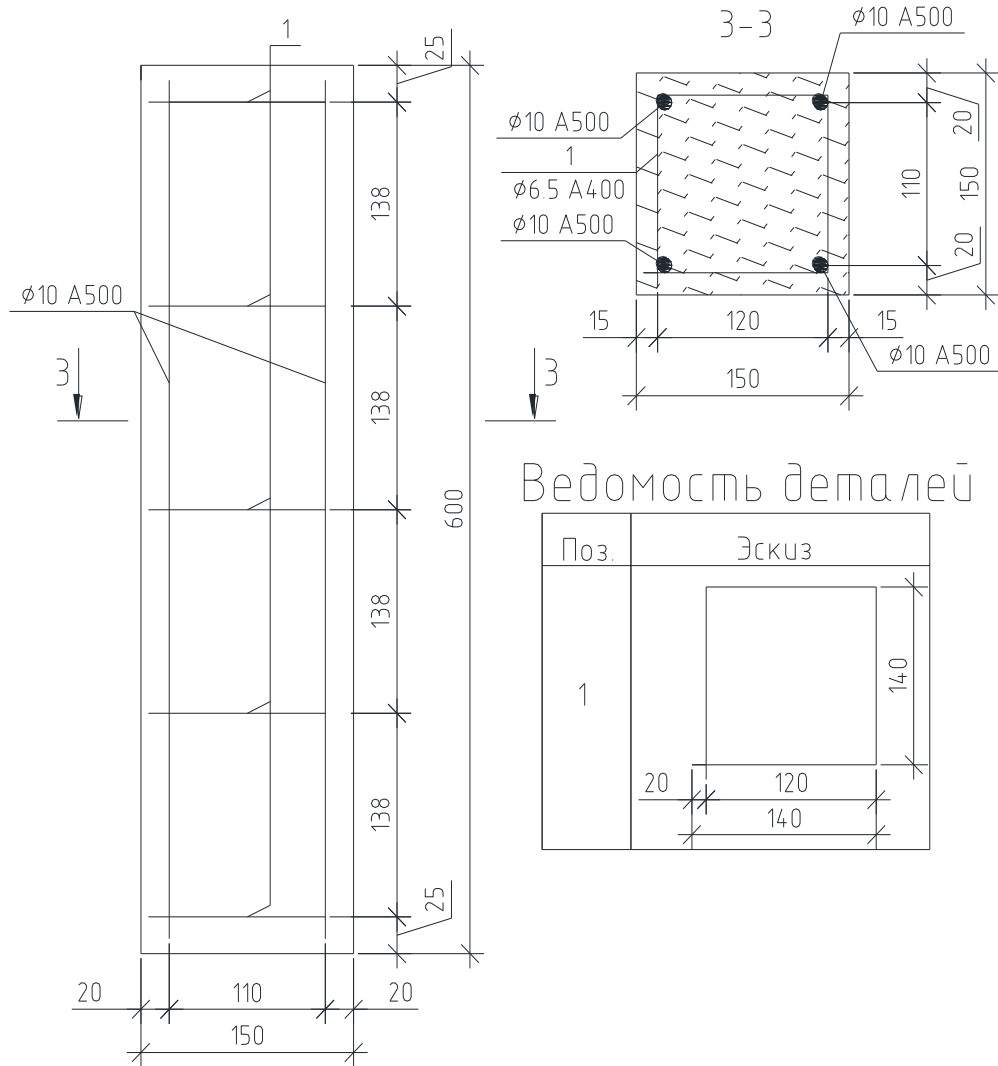


Рис. 2.5. Схема продольного и поперечного армирования железобетонных образцов-призм размерами 150×150×600 мм с $\mu_{sfb} = 1\%$ и $\mu_{xy} = 2,5\%$.

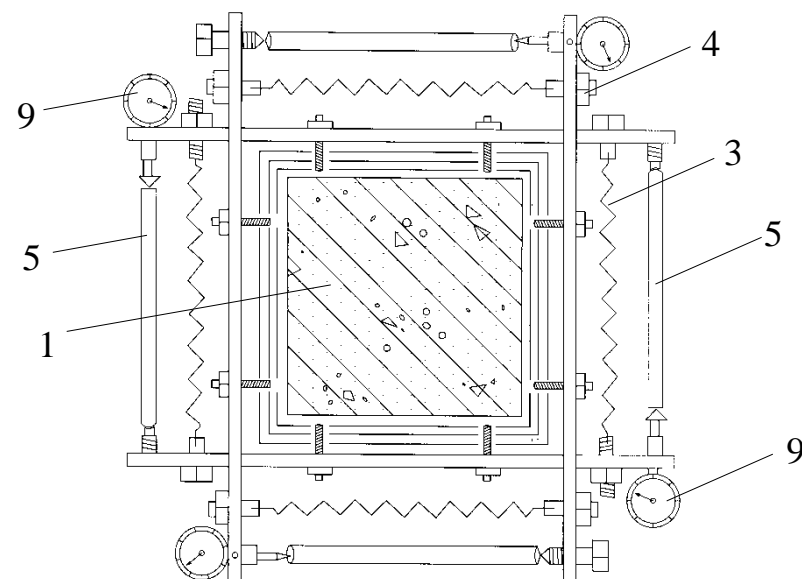
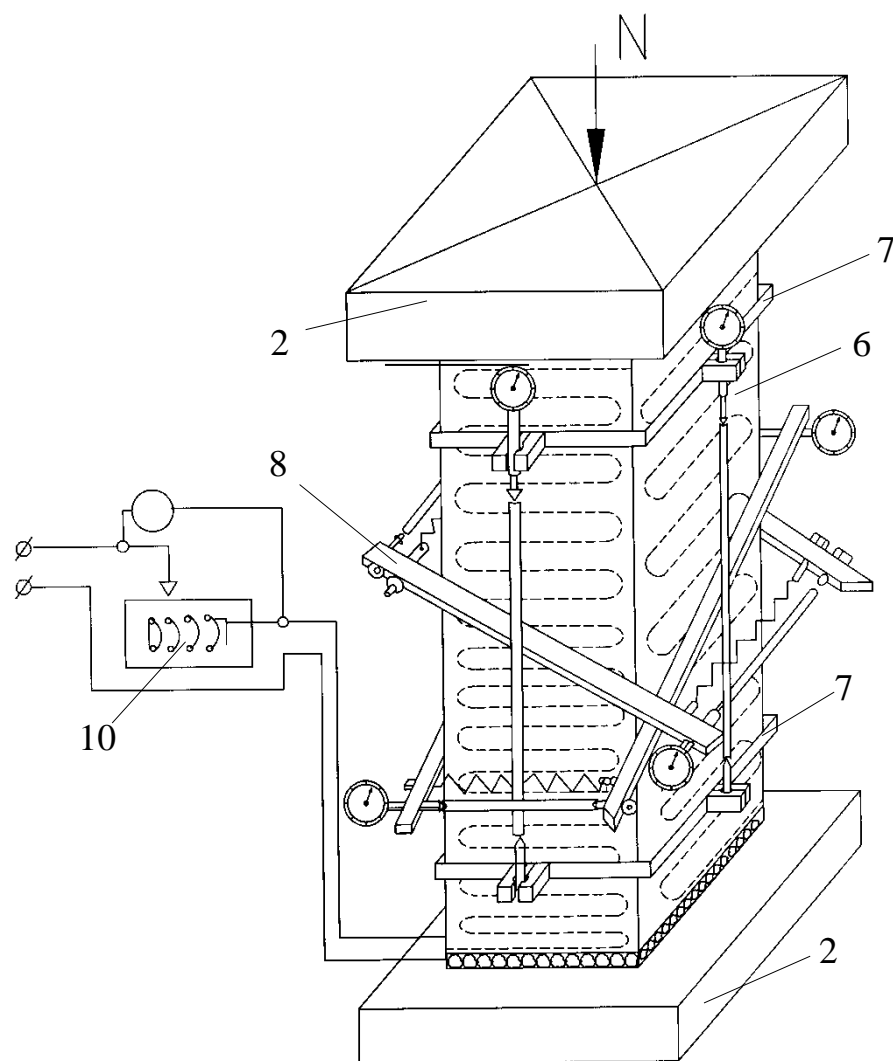
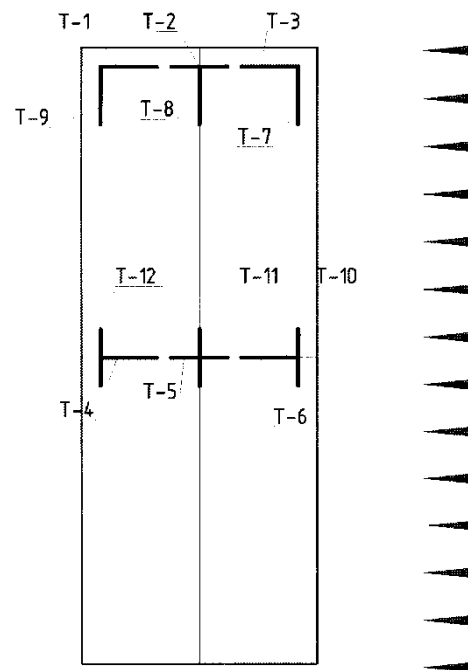


Рис. 2.6. Схема испытания сталефибробетонных призм на сжатие в условиях нагрева:

1 – испытываемый образец; 2 – плиты пресса; 3 – пружины-стяжки; 4 – затяжная гайка; 5 – удлинители к индикаторам; 6 – электронагревательный элемент; 7 – рамки для крепления приборов; 8 – прижимные планки; 9 – индикаторы часового типа; 10 – регулятор напряжения.

а)



б)



в)



Рис. 2.7. Схема (а) и общий вид (б, в) расположения тензометров Гугенбергера на образце для измерения деформаций усадки бетона.

2.3. Методика обработки результатов экспериментальных исследований

Характеристики деформативных свойств сталефибробетона – начальный модуль упругости $E_{b,sfb}$ и коэффициент поперечных деформаций μ определялись в соответствии с [41] при напряжениях $\sigma_3 \leq 0.3 \cdot R_b$, предельные деформации укорочения $\bar{\varepsilon}_1$, $\bar{\varepsilon}_2$, $\bar{\varepsilon}_3$ – по величинам, соответствовавшим максимальному уровню достигнутых в опытах напряжений σ_3 .

За предельные величины сжимаемости $\bar{\varepsilon}_{b,sfb}$ сталефибробетона принимались деформации призм, соответствовавшие наибольшим, достигнутым в опытах напряжениям, равным $R_{b,sfb}$ и $R_{bt,sfb}$. Коэффициент упругости ν_{el} определялся как отношение упругих деформаций к полным на каждом этапе нагружения, а начальный модуль упругости бетона E_b – по ГОСТ 24452-80 при уровне сжимающих напряжений не более $0,3 \cdot R_b$ в испытаниях на осевое сжатие и не более $0,3 \cdot R_{bt}$ в испытаниях на осевое растяжение.

Коэффициент поперечных деформаций сталефибробетона:

$$\mu = -\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_3} \approx -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_3}. \quad (2.1)$$

Деформация относительного изменения объема:

$$\theta = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3. \quad (2.2)$$

В формулах (2.1÷2.2):

ε_3 – линейная относительная продольная деформация;

$\varepsilon_1 \approx \varepsilon_2$ – линейные относительные поперечные деформации при осевом сжатии.

Дифференциальный коэффициент поперечных деформаций $\Delta\mu_b$ и приращение объема бетона $\Delta\theta$:

$$\Delta\mu_b = -\frac{\Delta\varepsilon_1}{\Delta\varepsilon_3} \approx -\frac{\Delta\varepsilon_2}{\Delta\varepsilon_3}; \quad (2.3)$$

$$\Delta\theta = \Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3, \quad (2.4)$$

где $\Delta\varepsilon_3$ – приращение линейной относительной продольной деформации при догрузении приращением напряжения $\Delta\sigma_3$;

$\Delta\varepsilon_2 \approx \Delta\varepsilon_3$ – приращения линейных относительных поперечных деформаций при осевом сжатии (растяжении).

За параметрические уровни процесса микротрещинообразования в структуре

сталефибробетона принимались: $\frac{\sigma_{inf}}{R_b}$ – нижняя граница области

микротрещинообразования – по верхнему уровню напряжений σ_{inf} , при

котором μ_b и $\Delta\mu_b$ примерно постоянны и $\Delta\theta > 0$; $\frac{\sigma_{sup}}{R_b}$ – верхняя граница

процесса микротрещинообразования, при котором $\Delta\mu_b = 0,5$ и $\Delta\theta = 0$.

Коэффициент линейной температурной деформации сталефибробетона при нагревании до температуры t° определялся по формуле [77]:

$$\alpha_{bt} = \frac{\Delta\varepsilon_{b,tem}}{\Delta T}, \quad (2.5)$$

где $\Delta\varepsilon_{b,tem}$ – приращение относительной температурной деформации образца сталефибробетона при изменении его температуры на величину $\Delta T = T - T_0$ (здесь T_0 – начальная температура сталефибробетона до нагревания).

Коэффициент линейной температурной деформаций усадки сталефибробетона определялся по формуле:

$$\alpha_{cs} = \frac{\varepsilon_{b,tem}(t \rightarrow \infty) - \varepsilon_{b,tem}^{kp}}{\Delta T}, \quad (2.6)$$

где $\varepsilon_{b,tem}(t \rightarrow \infty)$ – полная стабилизировавшаяся деформация сталефибробетона при длительном нагреве;

$\varepsilon_{b,tem}^{\hat{e}\hat{\delta}}$ – величина относительной температурной деформации сталефибробетона при первом кратковременном нагреве.

2.4. Выводы по разделу 2

1. Принятый для исследования состав высокопрочного сталефибробетона на основе ОМД в сочетании с суперпластификаторами нового поколения позволяет получить бетон, соответствующий по прочности на сжатие классам В80-В100.

2. Принятые в экспериментальных исследованиях опытные образцы в виде кубов и призм из высокопрочного сталефибробетона с размерами поперечного сечения 150 и 250 мм и соответствующие им модули открытой поверхности M_0 близки по величинам модуля открытой поверхности реальным конструкциям зданий и инженерных сооружений, что позволяет определять характеристики физико-механических свойств по стандартным методикам с учетом их неоднородности по объему крупноразмерных элементов.

3. Принятые конструкции опытных сталефибробетонных образцов, схемы поперечного армирования при $\mu = 0; 0,6$ и $2,5\%$ позволяют выявить при нагружении осевым сжатием показатели эффективности дисперсного армирования на изменение прочности и деформации высокопрочного сталефибробетона в условиях стесненной поперечной деформации.

4. Принятые в работе методы экспериментальных исследований основываются на стандартных методах испытания образцов бетона при длительных и кратковременных испытаниях на осевое сжатие и развивают их в части обеспечения наиболее достоверных результатов и возможности получения дополнительных данных о деформациях бетона на всех этапах силовых и температурных нагружений.

РАЗДЕЛ 3

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ВЫСОКОПРОЧНОГО СТАЛЕФИБРОБЕТОНА В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР

3.1. Температурно-усадочные деформации

3.1.1. Деформации усадки в условиях нормальной температуры

Деформации усадки высокопрочного модифицированного сталефибробетона в условиях нормальной температуры, измеренные на образцах-призмах разных размеров, имеют различный период стабилизации, развиваются в количественном отношении неодинаково в продольном и поперечном направлениях, их конечные величины зависят от размеров опытных образцов (рис. 3.1, 3.2).

Величины линейных относительных деформаций усадки образцов из высокопрочного бетона размерами 150×150×600 мм с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$ в продольном и поперечном направлениях (линии 1 рис. 3.1) через 110 суток наблюдения составили $42,3 \times 10^{-5}$ и 73×10^{-5} соответственно. Стабилизация деформаций начинала заметно проявляться через 80 суток после распалубки.

Величины линейных относительных деформаций усадки образцов из высокопрочного сталефибробетона размерами 150×150×600 мм с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0,6\%$ в продольном и поперечном направлениях (линии 2 рис. 3.1) через 115 суток наблюдения составили $31,3 \times 10^{-5}$ и $58,4 \times 10^{-5}$ соответственно. Стабилизация деформаций начинала заметно проявляться через 88 суток после распалубки.

Величины линейных относительных деформаций усадки образцов из высокопрочного сталефибробетона размерами 150×150×600 мм с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ в продольном и поперечном направлениях (линии 3 рис. 3.1) через 115 суток наблюдения составили

$18,5 \times 10^{-5}$ и $47,5 \times 10^{-5}$ соответственно. Стабилизация деформаций начинала заметно проявляться через 97 суток после распалубки.

У образцов размерами $250 \times 250 \times 650$ (мм) с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$ (линии 1, рис. 3.2) значения относительных линейных деформаций усадки в продольном и поперечном направлениях составили по истечении 167 суток соответственно $38,4 \times 10^{-5}$ и $69,6 \times 10^{-5}$. Стабилизация деформаций усадки отмечена через 95...100 суток хранения.

У образцов размерами $250 \times 250 \times 650$ с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0,6\%$ (линии 2, рис. 3.2) значения относительных линейных деформаций усадки в продольном и поперечном направлениях составили по истечении 167 суток соответственно $30,7 \times 10^{-5}$ и $55,3 \times 10^{-5}$. Стабилизация деформаций усадки отмечена через 95...100 суток хранения.

У образцов размерами $250 \times 250 \times 650$ с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ (линии 3, рис. 3.2) значения относительных линейных деформаций усадки в продольном и поперечном направлениях составили по истечении 167 суток соответственно $23,8 \times 10^{-5}$ и $43,15 \times 10^{-5}$. Стабилизация деформаций усадки отмечена через 95...100 суток хранения.

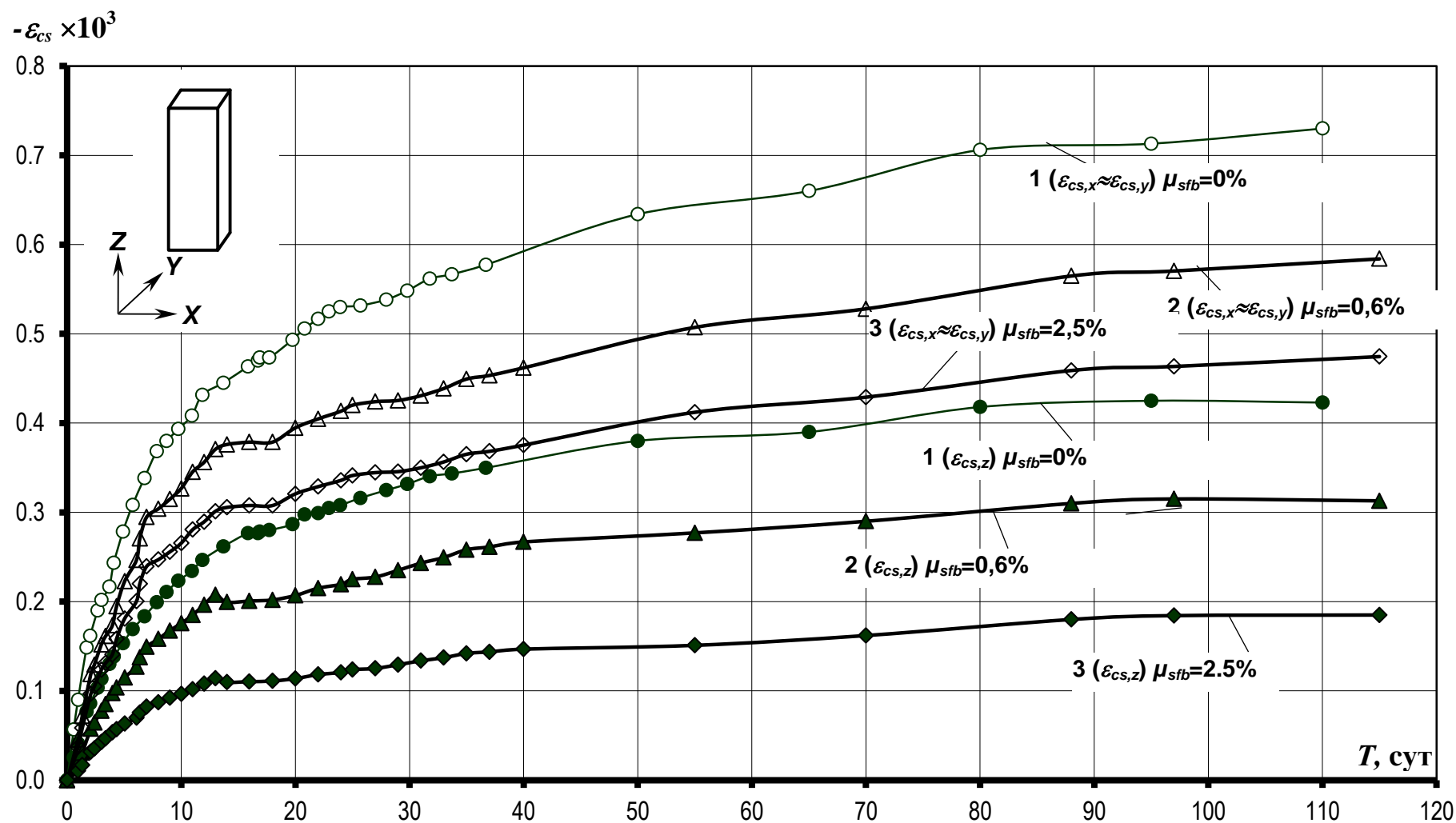


Рис. 3.1. Относительные деформации усадки образцов размерами 150×150×600 мм из высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% в условиях нормальной температуры: 1 – образцы с $\mu_{sfb} = 0\%$; 2 – образцы с $\mu_{sfb} = 0,6\%$; 3 – образцы с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.

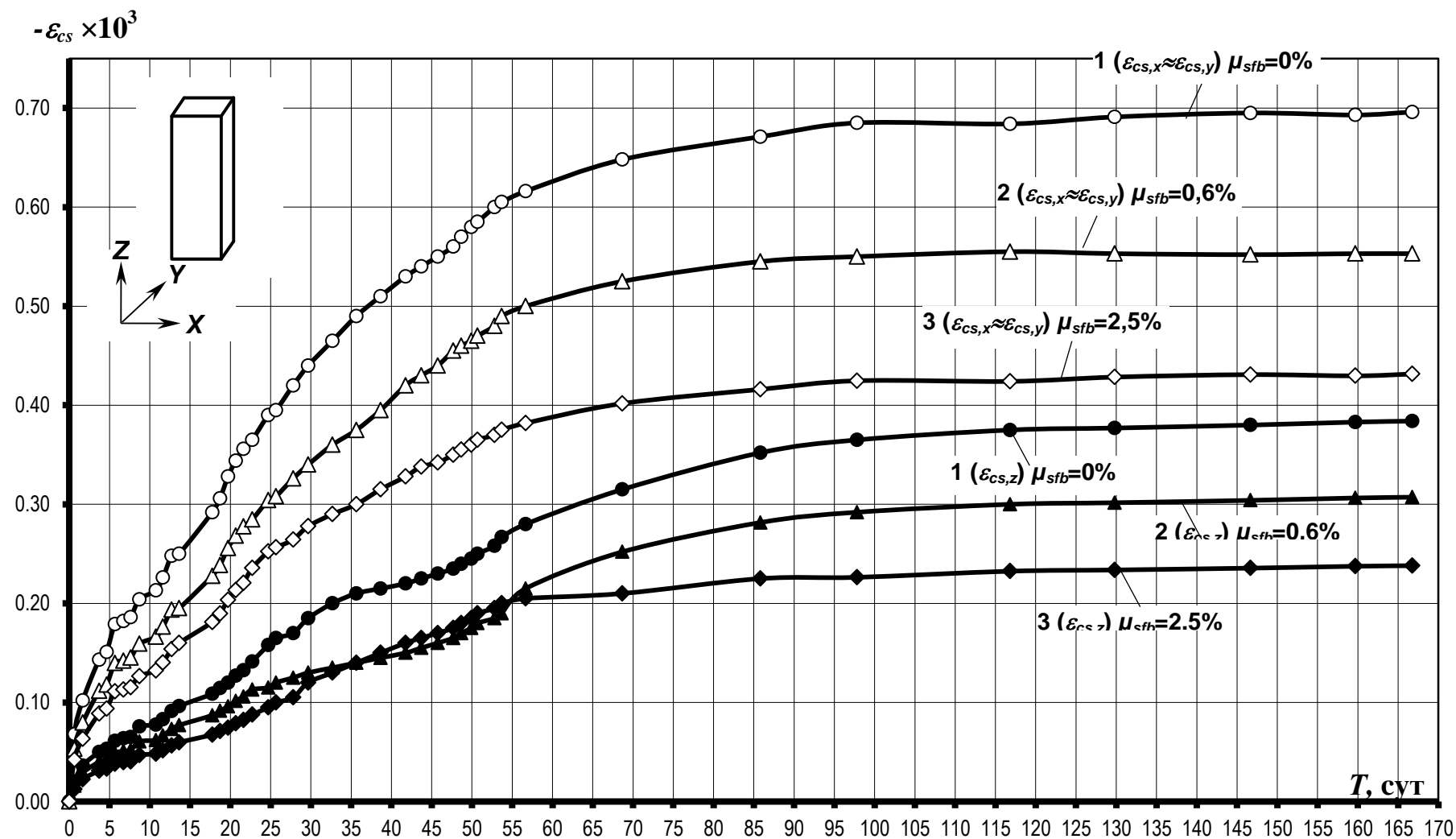


Рис. 3.2. Относительные деформации усадки образцов размерами 250×250×650 мм из высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% в условиях нормальной температуры: 1 – образцы с $\mu_{sfb} = 0\%$; 2 – образцы с $\mu_{sfb} = 0,6\%$; 3 – образцы с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.

Степень различия в величинах деформаций усадки в различных частях крупноразмерных образцов-призм из высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ исследовалась путем измерения продольных и поперечных деформаций в угловых и средних зонах образцов согласно схеме на рис. 2.7. Результаты измерений, представленные на рис. 3.3-3.5, свидетельствуют о том, что деформации усадки в поперечном направлении образцов-призм развиваются более интенсивно и превышают продольные деформации в средних зонах образцов, в среднем, в 2,5 раза, в угловых – в 3,2 раза. Отмеченные различия в величинах деформаций усадки в поверхностных и внутренних объемах сталефибробетона и являются основной причиной образования дополнительных растягивающих напряжений и усадочных трещин на наружных гранях образцов.

Отмечается явная зависимость конечных величин деформаций усадки от массивности образцов: с увеличением размеров опытных образцов увеличивается время стабилизации деформаций и снижаются их абсолютные значения. Если массивность конструкций выразить через модуль открытой поверхности M_0 (m^{-1}), то эта зависимость может быть представлена в виде рис. 3.6 и аппроксимирована выражением, предложенным Корсуном А.В. [83]:

$$\varepsilon_{cs,u}(M_0) = \varepsilon_{cs,u} \cdot \gamma_{cs,M_0}, \quad (3.1)$$

где $\varepsilon_{cs,u}$ – максимальная величина деформаций усадки образцов сталефибробетона эталонных размеров $150 \times 150 \times 600$ мм при $M_0 = 30 m^{-1}$;

γ_{cs,M_0} – функция учета влияния массивности образцов на деформации их усадки в сравнении с деформациями эталонных образцов с $M_0 = 30 m^{-1}$:

$$\gamma_{cs,M_0} = \left(\frac{M_0}{30} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (3.2)$$

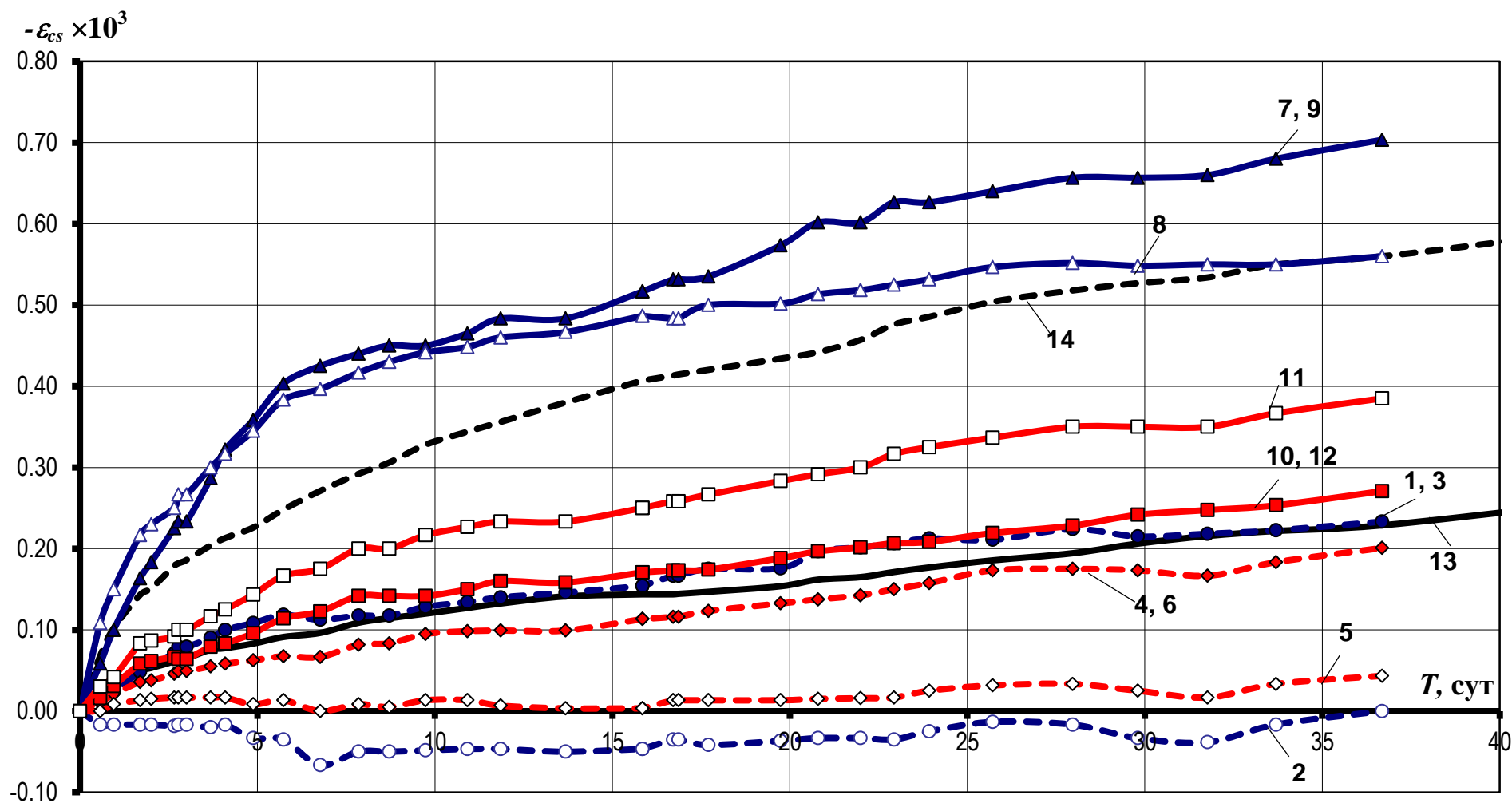


Рис. 3.3. Линейные относительные деформации усадки в угловых и средних зонах крупноразмерной призмы размерами 250×250×650 мм с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$ согласно схеме на рис. 2.7: 1÷12 – деформации участков по показаниям тензометров Гугенбергера; 13 – деформации призмы в продольном направлении; 14 – то же, в поперечном.

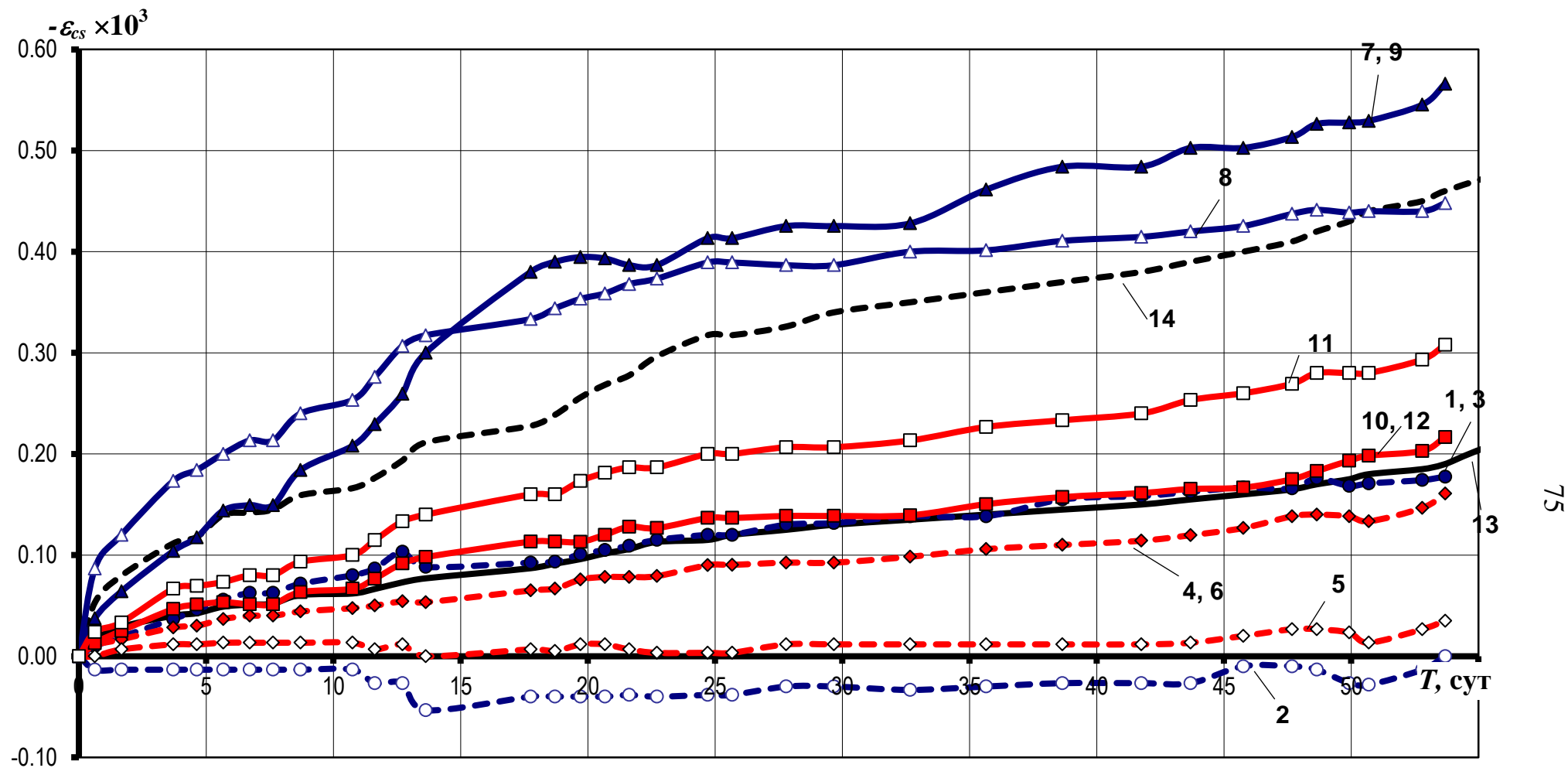


Рис. 3.4. Линейные относительные деформации усадки в угловых и средних зонах крупноразмерной призмы размерами 250×250×650 мм с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0,6\%$ согласно схеме на рис. 2.7: 1÷12 – деформации участков по показаниям тензометров Гугенбергера; 13 – деформации призмы в продольном направлении; 14 – то же, в поперечном.

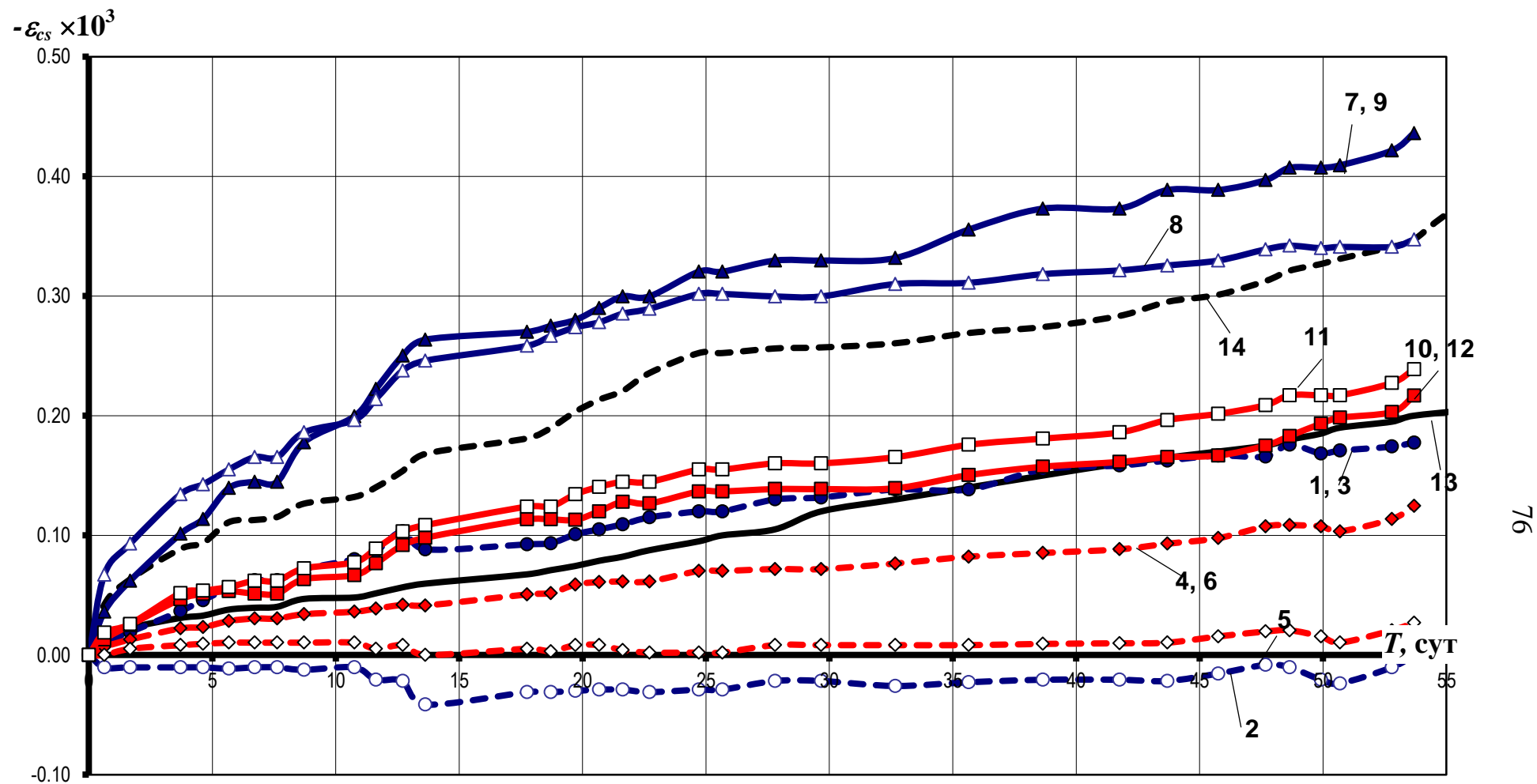


Рис. 3.5. Линейные относительные деформации усадки в угловых и средних зонах крупноразмерной призмы размерами $250 \times 250 \times 650$ мм с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ согласно схеме на рис. 2.7: 1÷12 – деформации участков по показаниям тензометров Гугенбергера; 13 – деформации призмы в продольном направлении; 14 – то же, в поперечном.

3.1.2. Температурные деформации сталефибробетона

При первом кратковременном нагреве до температур $+90^{\circ}$, $+150^{\circ}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ величины предельных деформаций температурного расширения образцов из высокопрочного сталефибробетона размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с процентом фибрового армирования 0,6% составили соответственно $73,1 \times 10^{-5}$, 135×10^{-5} и $168,8 \times 10^{-5}$, с процентом фибрового армирования 2,5% – $101,9 \times 10^{-5}$, $101,7 \times 10^{-5}$ и $128,8 \times 10^{-5}$. При тех же температурах нагрева значения коэффициента линейного температурного расширения составили: для образцов с процентом фибрового армирования 0,6% – $\alpha_{bt}=12,1 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_{bt}=7,4 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=9,3 \cdot 10^{-6}$ (град^{-1}), для образцов с процентом фибрового армирования 2,5% – $\alpha_{bt}=9,9 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_{bt}=11,2 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=12,1 \cdot 10^{-6}$ (град^{-1}).

Температурные деформации удлинения образцов из высокопрочного сталефибробетона размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с процентом фибрового армирования 0,6% после длительного нагрева при температурах $+90^{\circ}$, $+150^{\circ}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ в течение 85, 40 и 32 сут. до полной стабилизации составили соответственно 45×10^{-5} , 75×10^{-5} и $141,3 \times 10^{-5}$, с процентом фибрового армирования 2,5% – $56,9 \times 10^{-5}$, 75×10^{-5} и $112,5 \times 10^{-5}$ соответственно. Величины относительных деформаций усадки тех же образцов за тот же период составили соответственно $28,2 \times 10^{-5}$, $16,0 \times 10^{-5}$ и 13×10^{-5} для $\mu_{sfb} = 0,6\%$ и 18×10^{-5} , $14,7 \times 10^{-5}$ и $13,4 \times 10^{-5}$ для $\mu_{sfb} = 2,5\%$ (рис. 3.7, 3.8).

При остывании до нормальной температуры после длительного нагрева до температур $+90^{\circ}$, $+150^{\circ}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ обратимые температурные деформации для образцов из высокопрочного сталефибробетона размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с процентом фибрового армирования 0,6% составили соответственно $67,5 \cdot 10^{-5}$, $96,3 \cdot 10^{-5}$ и $163,8 \cdot 10^{-5}$, с процентом фибрового армирования 2,5% – $73,8 \cdot 10^{-5}$, $111,7 \cdot 10^{-5}$ и $143,1 \cdot 10^{-5}$.

При этом значения коэффициента линейного температурного расширения составили: для образцов с процентом фибрового армирования 0,6% – $\alpha_{bt}=4,93 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_{bt}=6,22 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=6,06 \cdot 10^{-6}$ (град^{-1}), для образцов с

процентом фибрового армирования 2,5% – $\alpha_{bt}=4,83 \cdot 10^{-6}$, $\alpha_{bt}=6,41 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt}=5,6 \cdot 10^{-6}$ (град $^{-1}$).

$$\gamma_{cs, M_0} = \frac{\varepsilon_{cs}(M_0)}{\varepsilon_{cs}(M_0 = 30)}$$

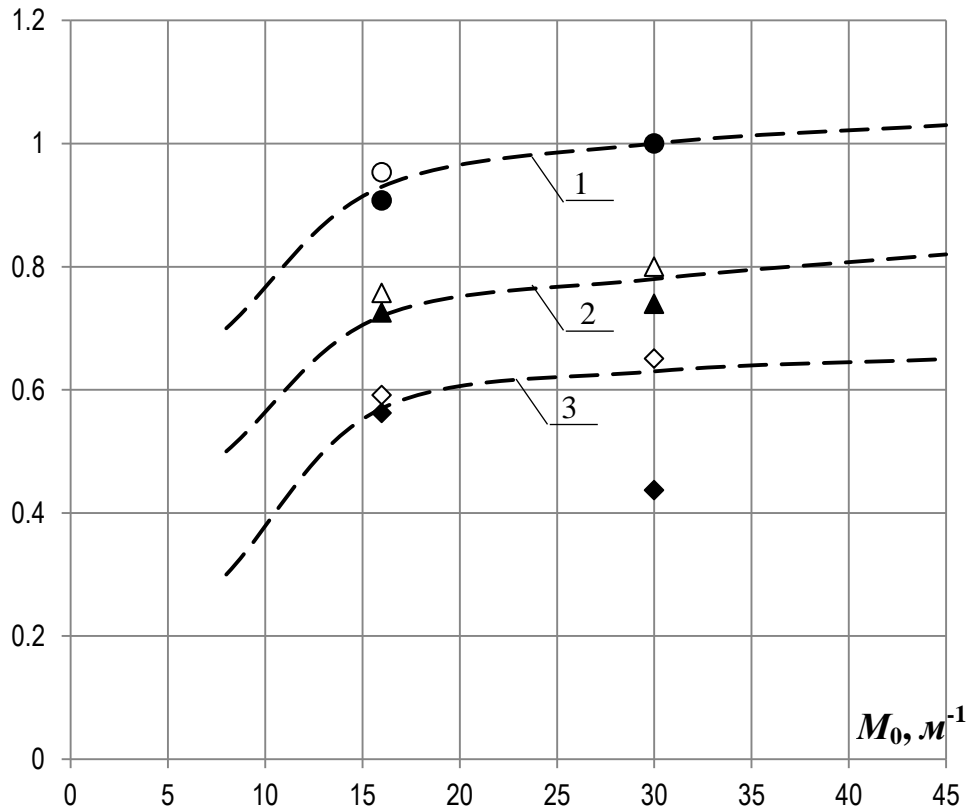


Рис. 3.6. Влияние масштабного фактора на деформации усадки:

○, △, ◇ – опытные значения относительных деформаций усадки в продольном направлении для образцов с $\mu_{sfb} = 0\%$, 0.6% и 2.5% соответственно;

●, ▲, ◆ – то же, в поперечном направлении;

1, 2, 3 – расчеты по формуле (3.2).

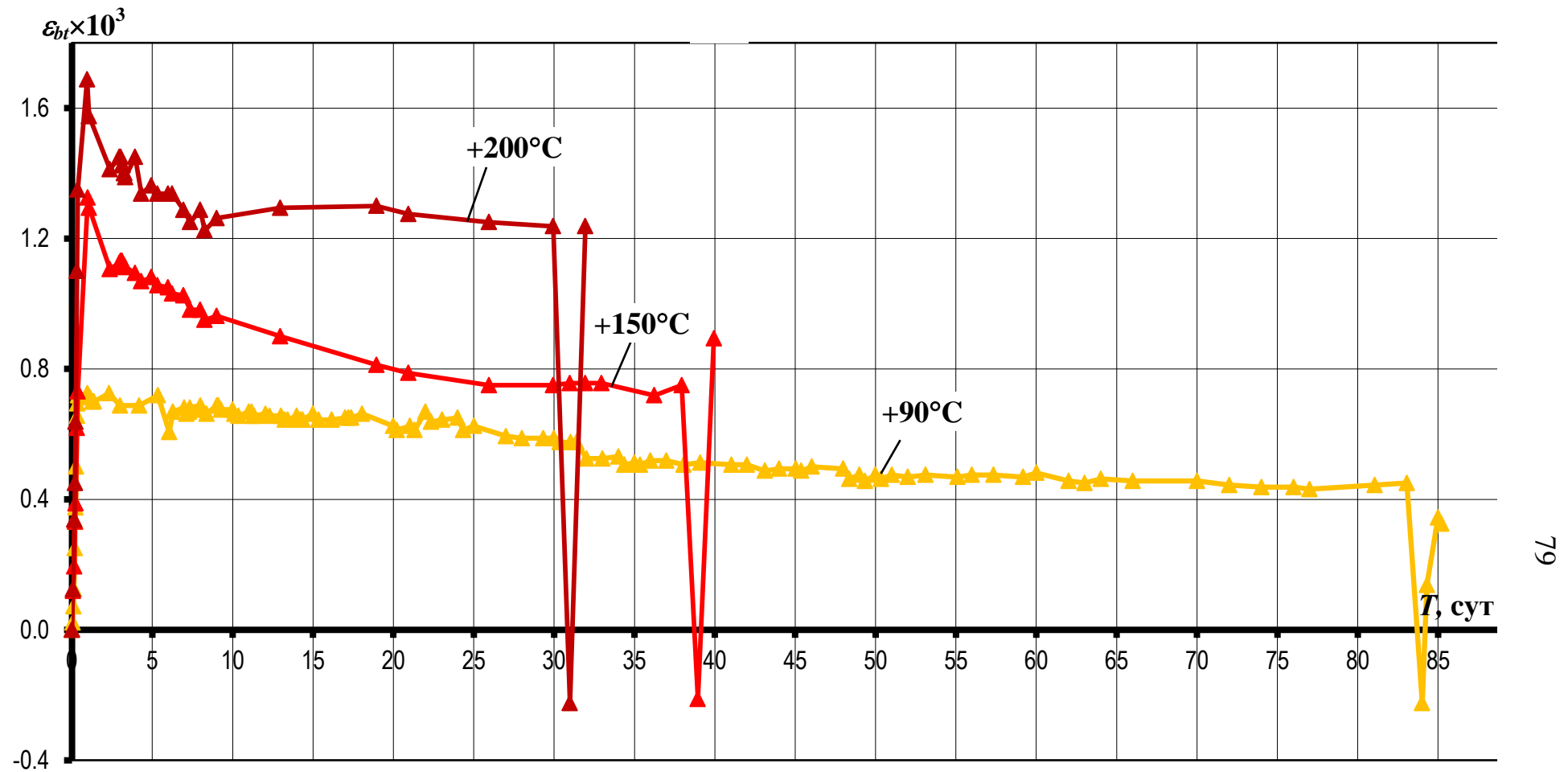


Рис. 3.7. Температурно-усадочные деформации образцов размерами 150×150×600 мм из высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0,6\%$ при нагревании до +200°C.

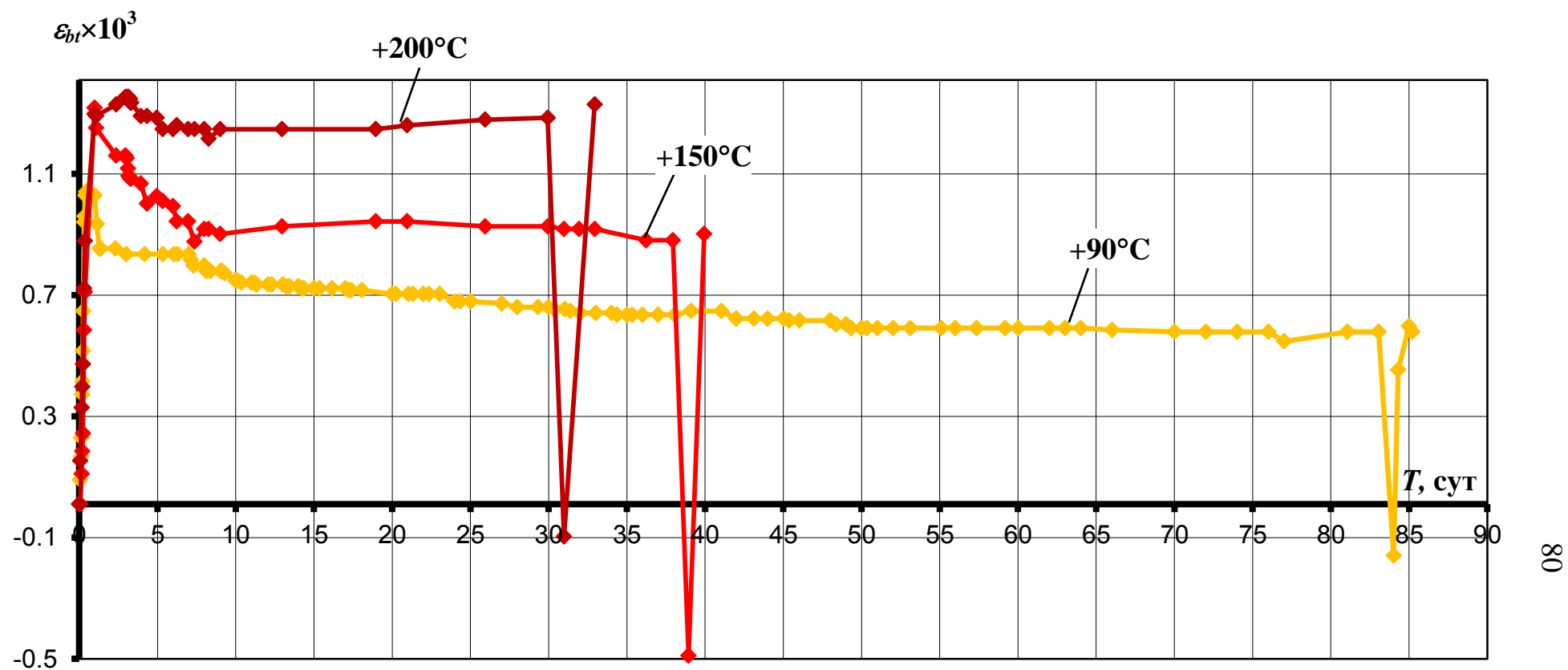


Рис. 3.8. Температурно-усадочные деформации образцов размерами 150×150×600 мм из высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ при нагревании до +200°C.

3.2. Характеристики прочностных и деформационных свойств сталефибробетона в условиях нормальной температуры

3.2.1. Прочность при сжатии и растяжении

Кубиковая прочность R_{sfb} определялась в процессе кратковременных прессовых испытаний стандартных кубов с размером ребра 100 и 150 мм с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% по ГОСТ 24452-80 [41] в возрасте 7, 28 и 90 суток. Средние значения прочности кубов с размерами ребра 150 мм процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% в возрасте 7 суток составили 74,1, 76,91 и 86,42 МПа, а в возрасте 28 суток – 98,8, 101,2 и 110,8 МПа соответственно. Прирост прочности по прошествии 90 суток по сравнению с прочностью в 28-суточном возрасте составил, в среднем, 4-6 %. Опытные данные свидетельствуют о высоком темпе набора прочности модифицированным сталефибробетоном в первые 7 суток, значения которой достигали 75...78% от значений в 28-суточном возрасте, что хорошо соотносится с результатами исследований [51]. Отношение значений прочности кубов с ребром 100 мм к прочности кубов с ребром 150 мм R^{10}/R^{15} составило, в среднем, 0,96. Таким образом, для высокопрочного модифицированного сталефибробетона исследуемого состава тенденция изменения масштабного коэффициента соответствует характеру его изменения в традиционном высокопрочном бетоне [177].

Призменная прочность $R_{b,sfb}$, определенная из испытаний образцов-призм размерами 150×150×600 с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% в возрасте 28 суток, составила, в среднем, 83,2, 92 и 100,7 МПа соответственно, для образцов-призм с размерами 250×250×650 мм в возрасте 28 суток – 92,8, 99,2 и 108,8 МПа соответственно. Эти результаты свидетельствуют о четкой зависимости прочности высокопрочных модифицированных бетонов и сталефибробетонов от размеров (масштаба) образцов: образцам больших размеров соответствуют более высокие

значения призмной прочности. Следует отметить, что у бетонов средней прочности согласно данным [73, 74] зависимость призмной прочности бетона от размеров образцов не была столь очевидной. Величина коэффициента призмной прочности $K_{nn} = R_{b,sfb}/R$ для образцов с размером ребра 150 мм находится в пределах $0,8 \div 0,9$. Опытные значения K_{nn} для бетона исследованного состава хорошо согласуются с экспериментальными данными других исследователей для высокопрочных бетонов как традиционного изготовления [159, 160, 177], так и модифицированных органо-минеральными добавками и применением дисперсного армирования [51, 109, 212, 215].

Разрушение образцов-призм – хрупкое с разделением, как правило, на две части по диагональной магистральной трещине (рис. 3.9). Поперечные деформации образцов в плоскости трещины развивались практически пропорционально уровню нагружения, а в плоскости, перпендикулярной плоскости магистральной трещины, – более интенсивно при уровнях нагружения выше $0,8 \cdot R_b$.

Прочность при осевом растяжении $R_{bt,sfb}$ высокопрочного сталефибробетона, определенная в испытаниях образцов-призм размерами $100 \times 100 \times 400$ мм с процентами армирования $\mu_{sfb} = 0\%$ и $2,5\%$ в возрасте 28 суток составила, в среднем, 3,54 и 4,4 МПа (рис. 3.9 в).

3.2.2. Диаграммы деформирования

Диаграммы деформирования высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ при осевом сжатии в условиях нормальной температуры представлены на рис. 3.10 а, 3.11 а. Уровни нагружения, соответствующие практически упругому деформированию, составили для высокопрочного сталефибробетона порядка $\eta = \sigma/R_b = 0,8 \div 0,9$. Процесс упругого уменьшения объема образцов сменялся его увеличением (проявление эффекта дилатации) при уровнях нагружения η выше 0,85 для высокопрочного сталефибробетона с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ (рис. 3.10 б, 3.11 б).

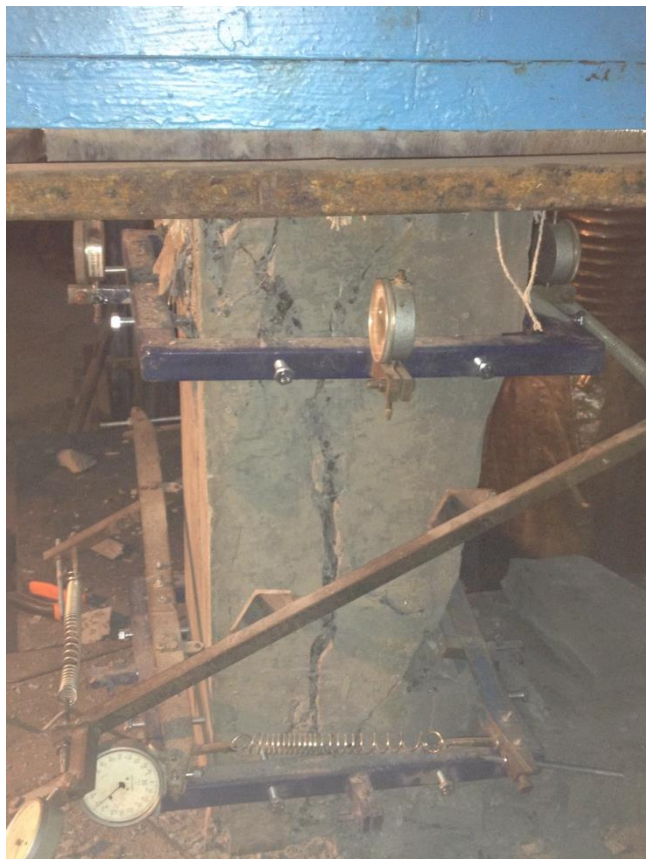
а)

150×150×600 мм



б)

250×250×650 мм



в)

100×100×400 мм



Рис. 3.9. Схемы разрушения образцов после испытаний на осевое сжатие (а, б) и осевое растяжение (в).

Численные значения предельных деформаций укорочения для образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ (мм) с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ составили, в среднем, $\bar{\varepsilon}_b = 2,5 \times 10^{-3}$, $2,73 \times 10^{-3}$, $2,94 \times 10^{-3}$ соответственно, для образцов-призм размерами $250 \times 250 \times 650$ с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ – $\bar{\varepsilon}_b = 2,694 \times 10^{-3}$, $3,01 \times 10^{-3}$, $3,25 \times 10^{-3}$ соответственно. Поперечные деформации удлинения для образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ составили $0,94 \times 10^{-3}$, $1,3 \times 10^{-3}$ и $1,5 \times 10^{-3}$ соответственно, для образцов-призм размерами $250 \times 250 \times 650$ с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ – $1,26 \times 10^{-3}$, $1,5 \times 10^{-3}$, $1,65 \times 10^{-3}$ соответственно.

Деформации относительного изменения объема θ до уровня напряжений $\eta = 0,8$ у высокопрочного сталефибробетона развивались упруго и практически прямо пропорционально росту напряжений, затем наблюдалось заметное искривление в сторону оси (рис. 3.10 б, 3.11 б).

При нагружении осевым растяжением сталефибробетон деформируется практически упруго. При уровне нагружения свыше $0,8 \cdot R_{bt,sfb}$ отмечено некоторое увеличение наклона кривой деформирования к оси деформаций (рис. 3.12). Средние величины предельных деформаций удлинения для образцов-призм с процентами армирования $\mu_{sfb} = 0\%$ и $2,5\%$ составили соответственно $\varepsilon_{bt0} = 0,121 \times 10^{-3}$ и $0,133 \times 10^{-3}$.

Диаграммы деформирования высокопрочного модифицированного бетона и сталефибробетона в направлении сжимающего напряжения достоверно описываются с помощью зависимости ЕКБ [67] при задании соответствующих значений прочности R_b , начального модуля упругости E_b , и предельной сжимаемости $\bar{\varepsilon}_b$:

$$\sigma = \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \left[\frac{1 - \frac{\eta}{k}}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right]; \quad (3.3)$$

$$\text{где } \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b}; \quad k = \frac{1}{\nu} = \frac{E_b \cdot \bar{\varepsilon}_b}{R_b} \approx 1,4. \quad (3.4)$$

Для случая осевого растяжения согласно [67] коэффициент k в формуле (3.3) определяется из выражения:

$$k = \frac{2}{3} = \frac{E_{bt} \cdot \bar{\varepsilon}_{bt}}{R_{bt}}. \quad (3.5)$$

3.2.3. Начальный модуль упругости

Значения начального модуля упругости при осевом сжатии для образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ (мм) с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ составили, в среднем, $56,46 \times 10^3$, $63,09 \times 10^3$ и $71,79 \times 10^3$ МПа соответственно, для образцов-призм размерами $250 \times 250 \times 650$ с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ – $49,68 \times 10^3$, $54,87 \times 10^3$ и $61,02 \times 10^3$ МПа. Значения модуля упругости высокопрочного сталефибробетона имеют тенденцию к увеличению с возрастанием модуля открытой поверхности M_o .

3.2.4. Коэффициент поперечных деформаций

Значения коэффициента поперечной деформации в условиях нормальной температуры для образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ (мм) с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ составили, в среднем, $\mu = 0,171$, $0,189$ и $0,242$ соответственно, для образцов-призм размерами $250 \times 250 \times 650$ (мм) с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ – $\mu = 0,158$, $0,167$ и $0,231$ соответственно. Закономерности изменения коэффициента μ_b с ростом уровня нагружения определяются, как и у обычных бетонов, закономерностями разрушения структуры бетона при сжатии (рис.3.13).

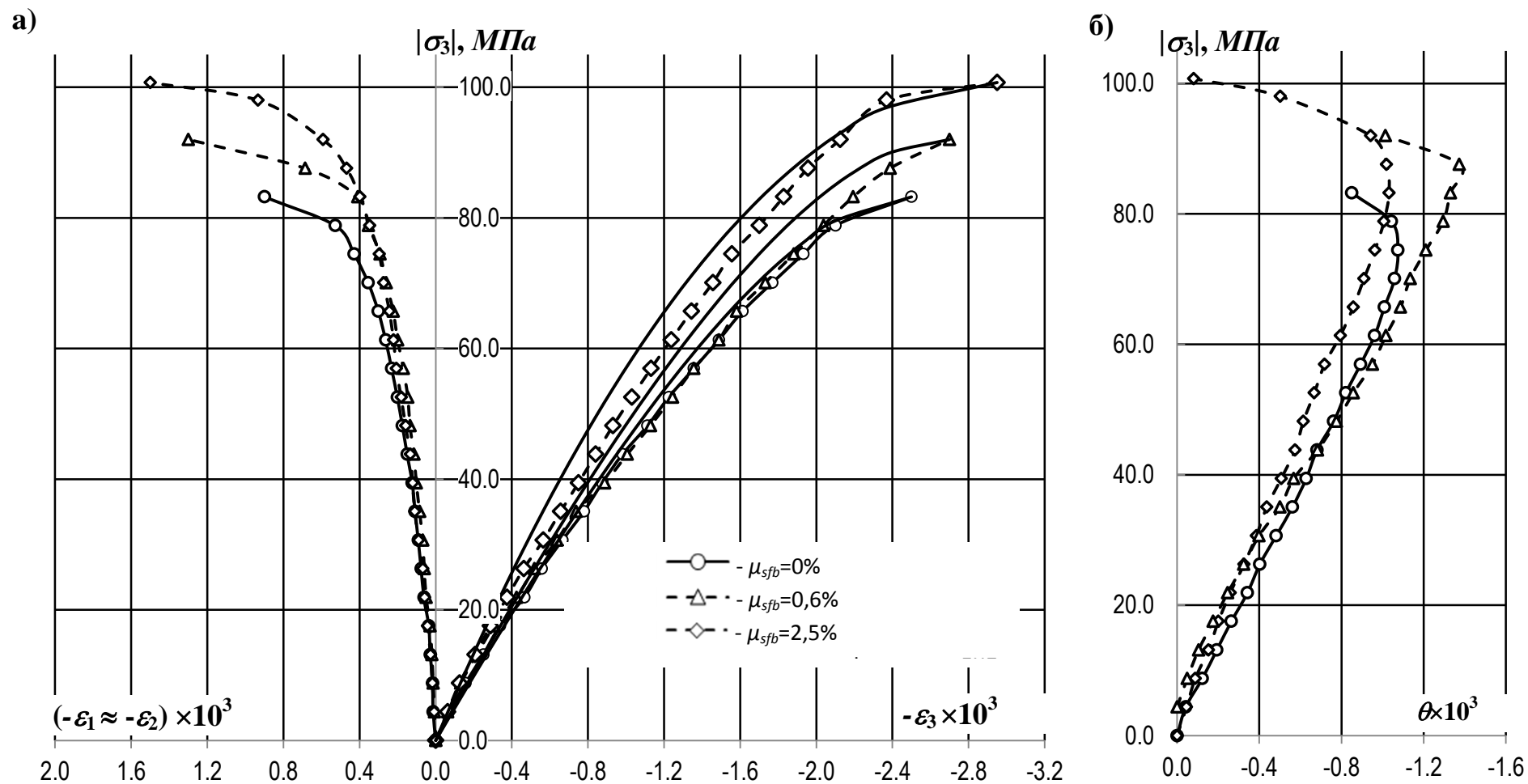


Рис. 3.10. Диаграммы деформирования « σ - ε » (а) и деформаций относительного изменения объема « θ » (б) высокопрочного сталефибробетона образцов-призм с размерами 150×150×600 мм с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% при осевом сжатии в условиях нормальной температуры.

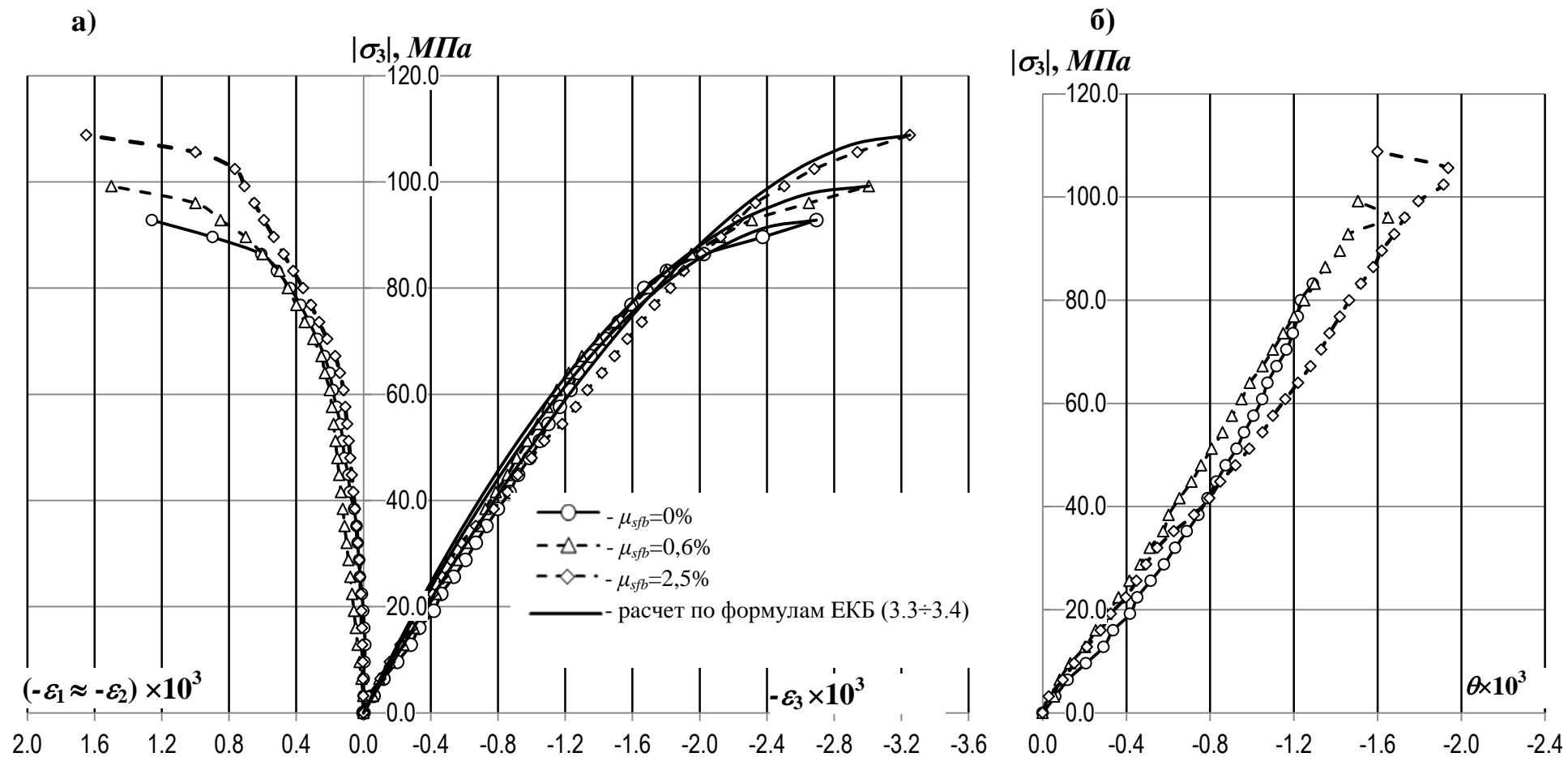


Рис. 3.11. Диаграммы деформирования « σ - ε » (а) и деформаций относительного изменения объема « θ » (б) высокопрочного сталефибробетона образцов-призм с размерами 250×250×650 мм с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% при осевом сжатии в условиях нормальной температуры.

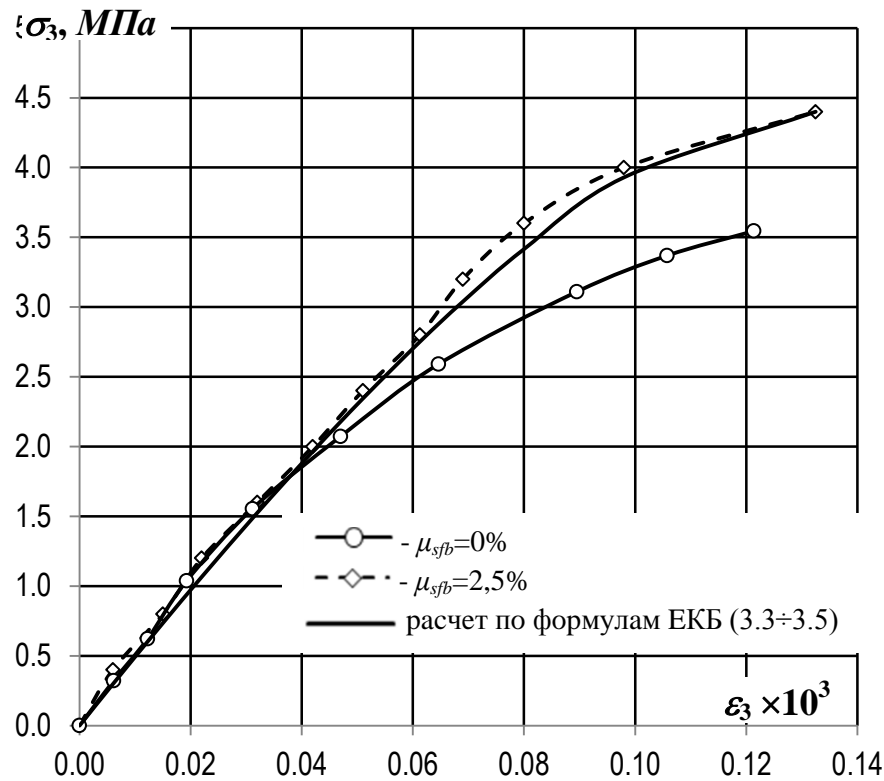
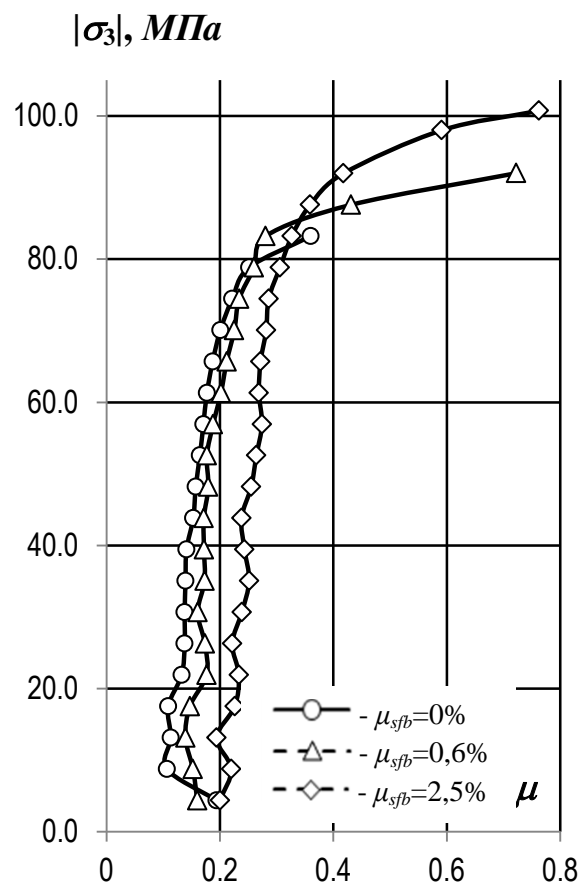


Рис. 3.12. Диаграмма деформирования « σ - ϵ » высокопрочного сталефибробетона образцов-призм с размерами $100 \times 100 \times 400$ мм с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, и $2,5\%$ при осевом растяжении.

3.2.5. Параметрические уровни процесса микротрещинообразования в структуре бетона

Нижний параметрический уровень (нижняя граница) процесса микротрещинообразования σ_{inf}/R_b для образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ составил $0,68$, $0,84$ и $0,78$ соответственно. Верхняя граница процесса микротрещинообразования σ_{sup}/R_b для тех же образцов составила $0,89$, $0,95$ и $0,92$ соответственно. Данные величины ориентировочно в $1,5 \dots 2$ раза превышают соответствующие характеристики для обычных тяжелых бетонов средней прочности (рис. 3.21).

а)



б)

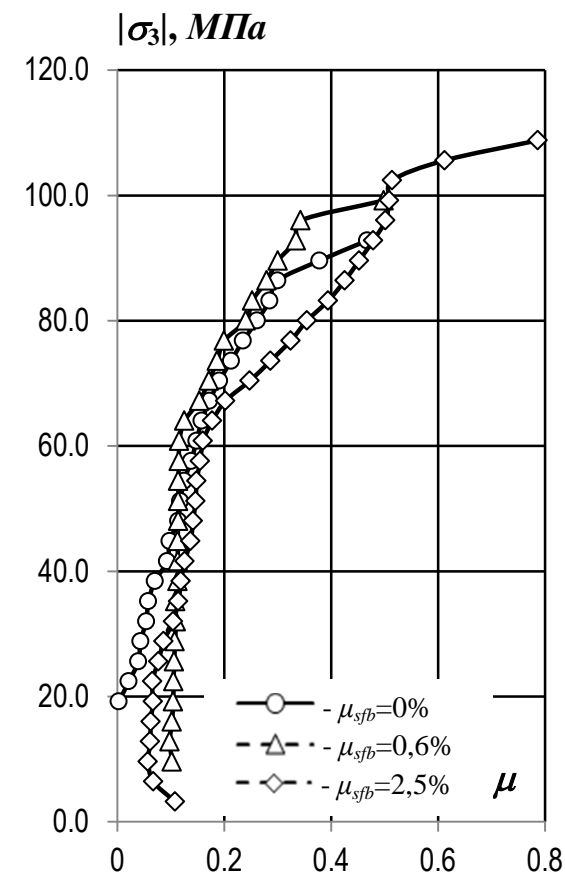


Рис. 3.13. Изменение коэффициентов поперечных деформаций высокопрочного сталефибробетона образцов-призм с размерами 150×150×600 мм (а) и 250×250×650 мм (б) с процентами фибрового армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% при осевом сжатии в условиях нормальной температуры.

3.3. Влияние повышенных температур на физико-механические свойства сталефибробетона

3.3.1. Прочность при сжатии

Результаты кратковременных испытаний образцов из высокопрочного сталефибробетона на осевое сжатие при воздействии повышенных температур до $+200^{\circ}\text{C}$ представлены в табл. 3.1.

Прочность неармированного высокопрочного сталефибробетона R_b при сжатии в условиях кратковременного нагрева при температурах $+90^{\circ}$, $+150^{\circ}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ составила 0,9, 0,99 и 0,95 соответственно от значений прочности не нагревавшегося сталефибробетона (рис.3.14а).

Прочность образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ (мм) из высокопрочного сталефибробетона $R_{b,sfb}$ с $\mu_{sfb} = 0,6\%$ при первом кратковременном нагреве до температур $+90^{\circ}\text{C}$, $+150^{\circ}\text{C}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ составила 100%, 114% и 106% соответственно по отношению к прочности контрольных неармированных образцов при $t^{\circ} = 20^{\circ}\text{C}$, а прочность образцов из высокопрочного сталефибробетона $R_{b,sfb}$ с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ при первом кратковременном нагреве до температур $+90^{\circ}\text{C}$, и $+200^{\circ}\text{C}$ составила 106% и 116% соответственно (рис. 3.14а, табл. 3.1). Для образцов размерами $250 \times 250 \times 650$ (мм) из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0,6\%$ при нагревании до $+90^{\circ}\text{C}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ прочность $R_{b,sfb}$ составила 1,0 и 1,11 от прочности ненагреваемых неармированных образцов размерами $150 \times 150 \times 600$ (мм), а для образцов размерами $250 \times 250 \times 650$ мм с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ – 1,15 и 1,21 соответственно.

Длительный нагрев при тех же температурах испытания образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ мм из высокопрочного сталефибробетона $R_{b,sfb}$ с $\mu_{sfb} = 0,6\%$ обусловил прирост прочности бетона соответственно на 9%, 31% и 34% по отношению к прочности контрольных неармированных образцов при $t^{\circ} = 20^{\circ}\text{C}$, а для образцов размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с

$\mu_{sfb} = 2.5\%$ – соответственно на 25%, 42% и 42% от прочности неармированных образцов, не подвергавшихся нагреву (рис. 3.14 а).

В выполненных экспериментальных исследованиях отсутствует снижение прочности при первом кратковременном и длительном нагревах, что свойственно обычным тяжелым бетонам [78, 86, 165]. Это объясняется, повышением параметрических уровней процесса микротрещинообразования в структуре бетона, более высокой прочностью цементного камня, увеличением прочности контактной зоны «цементный камень – фибра».

3.3.2. Диаграммы деформирования

Влияние кратковременного и длительного нагрева на диаграммы деформирования высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0, 0.6$ и 2.5% при осевом сжатии в условиях нормальной и повышенных температур представлены на рис. 3.15 а - 3.20 а. Уровни нагружения, соответствующие практически упругому деформированию сталефибробетона, оказались примерно одинаковыми для всех температур и находились в диапазоне $0,8 \div 0,85$ от значений призмной прочности. Процесс упругого уменьшения объема образцов из высокопрочного сталефибробетона сменялся его увеличением (проявление эффекта дилатации) при уровнях нагружения выше $0,9 \cdot R_{b, sfb}(T)$.

Предельная сжимаемость высокопрочного сталефибробетона для образцов-призм размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ при кратковременном нагреве до $+90^\circ\text{C}$, $+150^\circ\text{C}$ и $+200^\circ\text{C}$ увеличилась на 12%, 22% и 24% соответственно, по сравнению со значениями при нормальной температуре (рис. 3.15 а), а для образцов размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при кратковременном нагреве до $+90^\circ\text{C}$ и $+200^\circ\text{C}$ – соответственно на 20% и 36% (рис. 3.16 а). Для образцов размерами $250 \times 250 \times 650$ мм из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ при нагревании до $+90^\circ\text{C}$ и $+200^\circ\text{C}$ предельная сжимаемость увеличилась на 26,8% и 36,8% соответственно (рис. 3.17 а), для образцов размерами

250x250x650 мм из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при тех же температурах нагрева – на 39,6% и 46,4% соответственно (рис. 3.18 а).

Длительный нагрев до +90°C, +150°C и +200°C привел к увеличению значения предельной сжимаемости для образцов-призм размерами 150x150x600 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ на 18,8%, 31,6% и 44% соответственно (рис. 3.19 а), а для образцов размерами 150x150x600мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ – на 29,2%, 44,4% и 58,8% соответственно (рис. 3.20 а).

3.3.3. Начальный модуль упругости и коэффициент поперечных деформаций

Влияние кратковременного и длительного нагрева на начальный модуль упругости $E_{b,sfb}$ высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии представлено на рис. 3.14 б.

При кратковременном нагреве до +90°C для образцов-призм размерами 150x150x600 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ значения начального модуля упругости при осевом сжатии увеличились по отношению к значениям контрольных неармированных образцов при $t^o = 20^\circ\text{C}$ на 4%, при нагреве до +150°C и +200°C – снизились на 9% и 27% соответственно, для образцов-призм размерами 150x150x600 мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при кратковременном нагреве до +90°C значения начального модуля упругости при осевом сжатии увеличились по отношению к значениям контрольных неармированных образцов при $t^o = 20^\circ\text{C}$ на 10%, при нагреве до +200°C – снизились на 29%. Для образцов размерами 250x250x650 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ при нагревании до +90°C и +200°C отмечено снижение значения начального модуля упругости при осевом сжатии на 16,5% и 25,2% соответственно (табл. 3.1, рис. 3.14 б).

Длительный нагрев для образцов-призм размерами 150x150x600 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ до +90°C, +150°C и +200°C привел к снижению начального модуля упругости соответственно на 2%, 14,9% и 41,7%, для образцов-призм размерами 150x150x600 мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ до +90°C – к увеличению на 5%, до +150°C и +200°C – к снижению 9% и 37% соответственно (табл.3.1, рис.3.14 б).

Таблица 3.1

Характеристики прочностных и деформационных свойств сталефибробетона в условиях повышенных температур

№ п/п	Характеристики механических свойств	Процент армирования, μ_{sfb} , %	Значения характеристик механических свойств высокопрочного сталефибробетона при температурах нагрева						
			+20°C	+90°C		+150°C		+200°C	
				кратковр	длит	кратковр	длит	кратковр	длит
1	Прочность на сжатие R_{sfb}, МПа	0	<u>83,2</u> 1,00	<u>74,9</u> 0,9	<u>79,1</u> 0,95	<u>82,4</u> 0,99	<u>87,4</u> 1,05	<u>79,0</u> 0,95	<u>80,7</u> 0,97
		0,6	<u>92</u> 1,11	<u>83,2</u> 1,00	<u>90,7</u> 1,09	<u>94,8</u> 1,14	<u>109</u> 1,31	<u>88,2</u> 1,06	<u>111,5</u> 1,34
		2,5	<u>100,7</u> 1,21	<u>88,2</u> 1,06	<u>104</u> 1,25	-	<u>118,1</u> 1,42	<u>96,5</u> 1,16	<u>118,1</u> 1,42
2	Начальный модуль упругости $E_{sfb} \cdot 10^{-3}$, МПа	0	<u>56,5</u> 1,00	<u>44,6</u> 0,79	<u>42,4</u> 0,75	<u>41,2</u> 0,73	<u>35,6</u> 0,63	<u>27,1</u> 0,48	<u>23,7</u> 0,42
		0,6	<u>61,6</u> 1,09	<u>46,9</u> 0,83	<u>50,9</u> 0,90	<u>45,2</u> 0,80	<u>54,2</u> 0,96	<u>46,9</u> 0,83	<u>56,5</u> 1,00
		2,5	<u>71,8</u> 1,27	<u>59,9</u> 1,06	<u>65,5</u> 1,16	-	<u>71,2</u> 1,26	<u>62,1</u> 1,10	<u>74,6</u> 1,32
3	Предельная сжимаемость $\bar{\varepsilon} \cdot 10^3$	0	<u>2,5</u> 1,00	<u>2,73</u> 1,09	<u>3,02</u> 1,21	<u>2,92</u> 1,17	<u>3,45</u> 1,38	<u>3,35</u> 1,34	<u>3,8</u> 1,52
		0,6	<u>2,70</u> 1,08	<u>2,80</u> 1,12	<u>3,00</u> 1,19	<u>3,05</u> 1,22	<u>3,30</u> 1,32	<u>3,10</u> 1,24	<u>3,58</u> 1,43
		2,5	<u>2,94</u> 1,18	<u>3,00</u> 1,2	<u>3,23</u> 1,29	-	<u>3,60</u> 1,44	<u>3,40</u> 1,36	<u>4,00</u> 1,59
4	Коэффициент поперечных деформаций μ	0	<u>0,17</u> 1,00	<u>0,14</u> 0,79	<u>0,14</u> 0,8	<u>0,13</u> 0,76	<u>0,12</u> 0,68	<u>0,13</u> 0,78	<u>0,11</u> 0,62
		0,6	<u>0,18</u> 1,08	<u>0,14</u> 0,83	<u>0,16</u> 0,91	<u>0,14</u> 0,79	<u>0,17</u> 0,99	<u>0,15</u> 0,84	<u>0,17</u> 1,00
		2,5	<u>0,24</u> 1,40	<u>0,18</u> 1,06	<u>0,20</u> 1,17	-	<u>0,22</u> 1,27	<u>0,19</u> 1,11	<u>0,23</u> 1,32

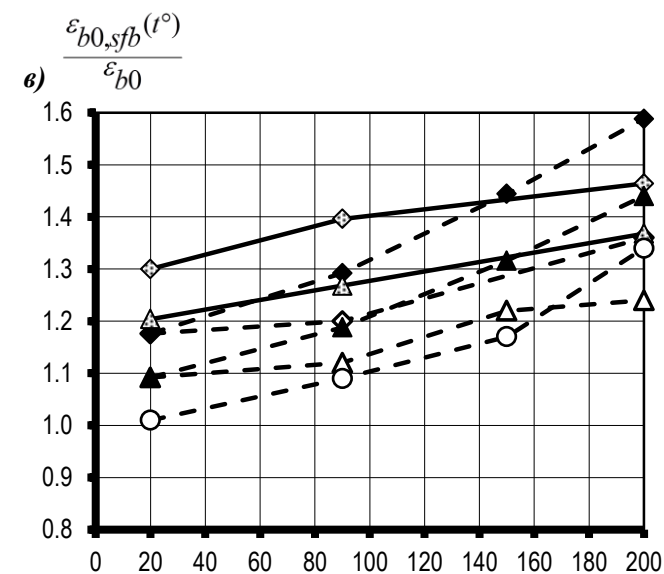
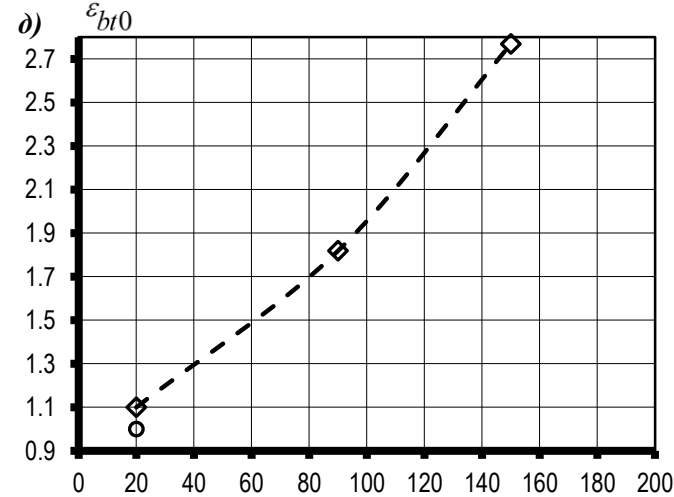
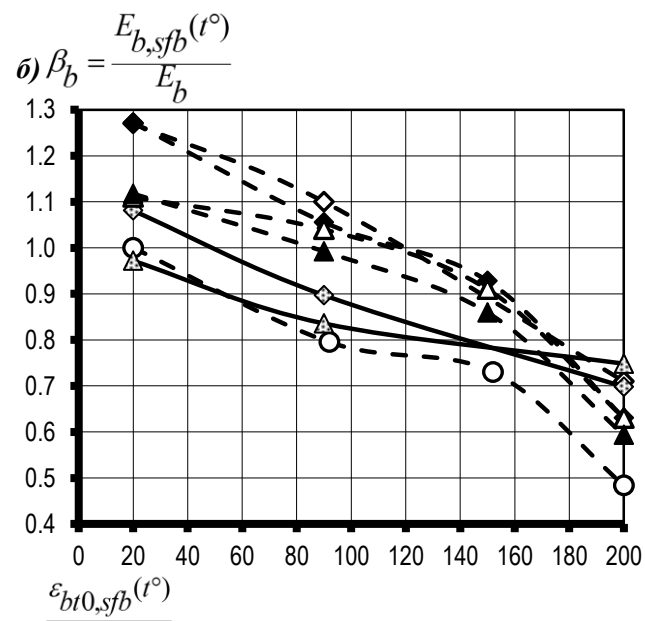
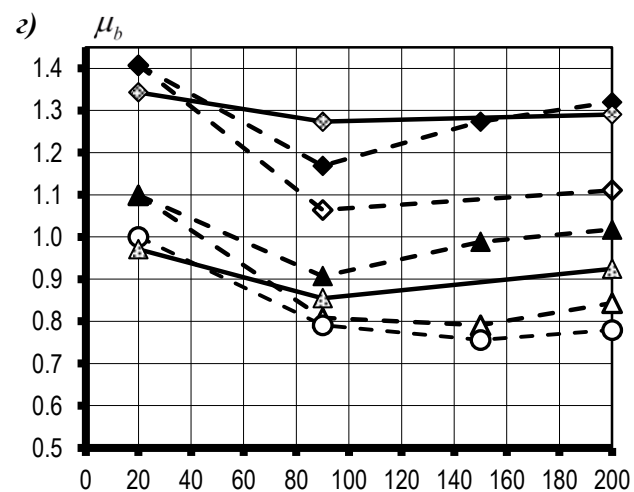
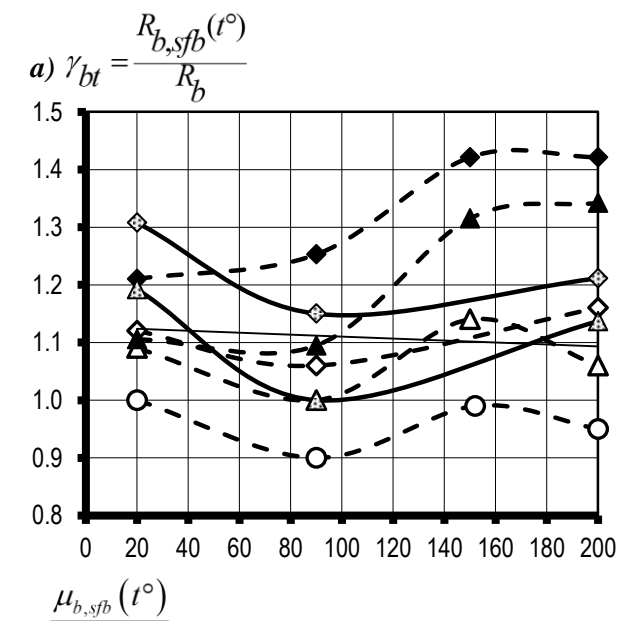


Рис. 3.14. Влияние кратковременного и длительного нагрева и процента фибрового армирования на прочность (а), начальный модуль упругости (б), предельную сжимаемость (в), коэффициент поперечных деформаций (г) и предельную растяжимость (д) высокопрочного сталефибробетона.

Условные обозначения:

○, △, ◇ – нагрев кратковременный $\mu_{sfb} = 0, 0.6, 2.5 \%$.

▲, ◆ – нагрев длительный $\mu_{sfb} = 0.6, 2.5 \%$.

△, ◇ – нагрев кратковременный, образцы размерами 250x250x650 мм $\mu_{sfb} = 0.6, 2.5 \%$.

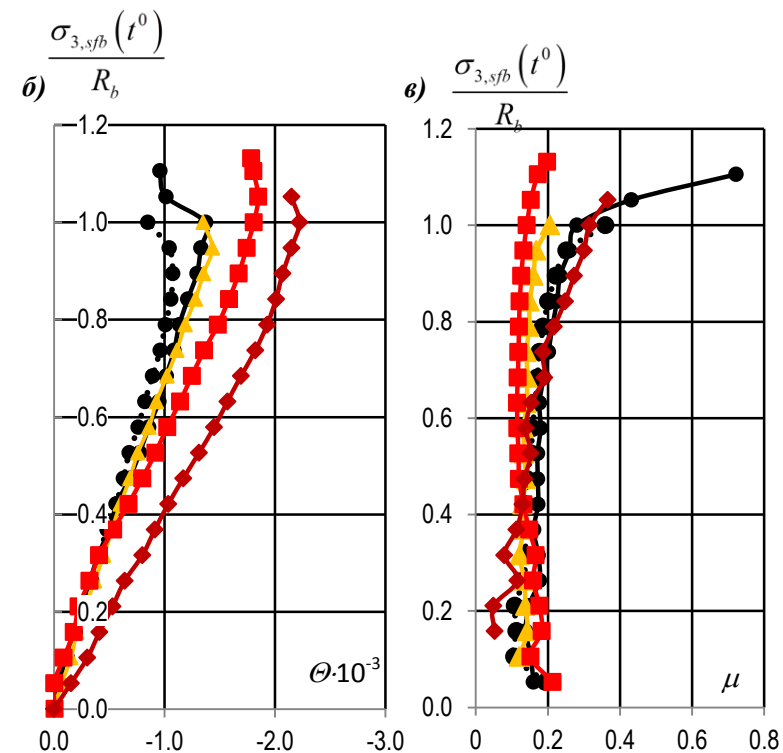
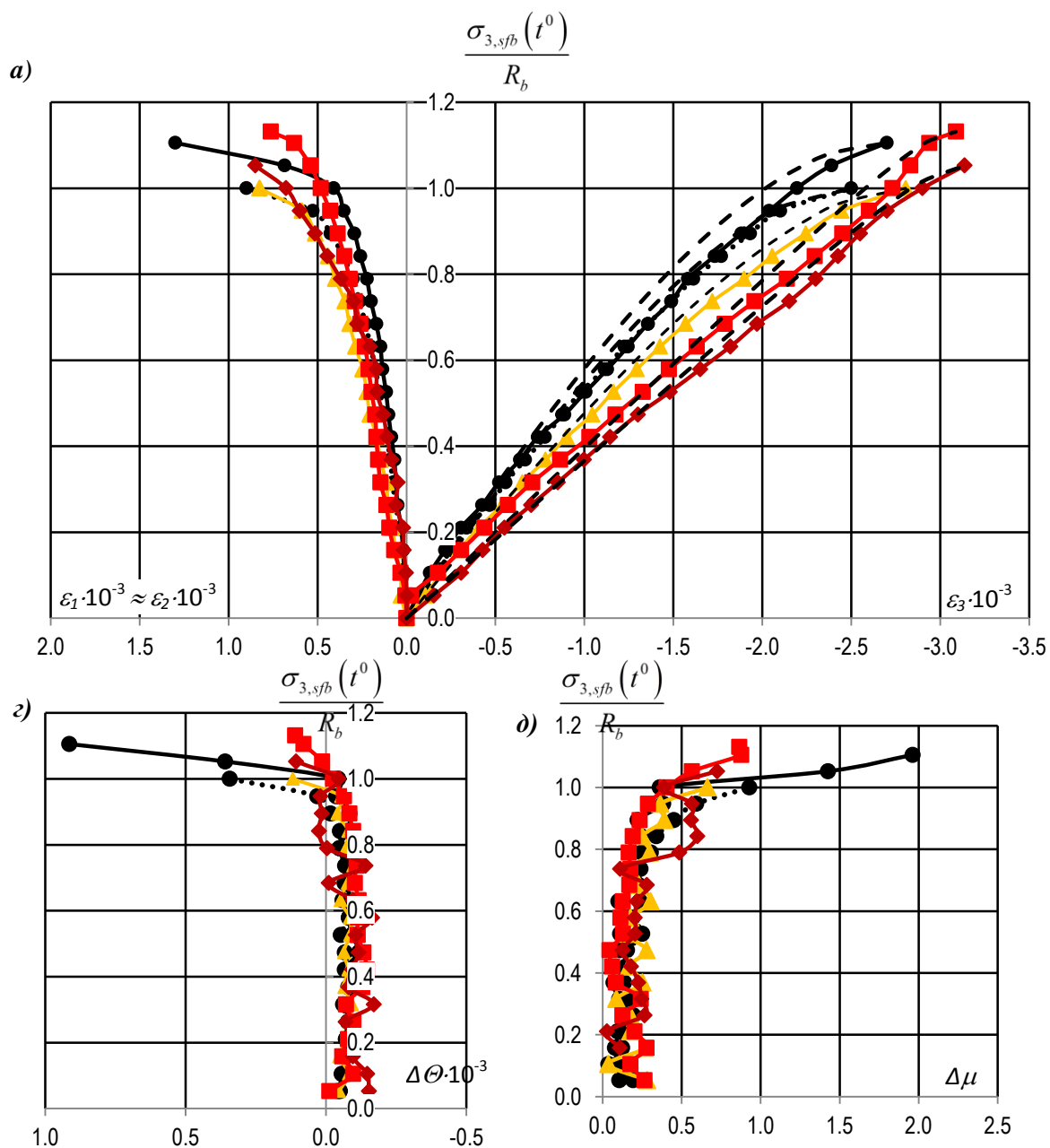


Рис. 3.15. Влияние кратковременного нагрева до +200°C на диаграммы деформирования образцов размерами 150x150x600мм из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ при осевом сжатии: **а** – линейные деформации; **б** – относительное изменение объема; **в** – коэффициенты поперечных деформаций; **г** – приращение объема; **д** – приращение коэффициента поперечных деформаций.

Условные обозначения:

- ...•... - $t = 20^\circ\text{C}$ (при $\mu_{sfb}=0\%$)
- - $t = 20^\circ\text{C}$
- ▲— - $t = 90^\circ\text{C}$
- - $t = 150^\circ\text{C}$
- ◆— - $t = 200^\circ\text{C}$
- - расчет с использованием диаграммы ЕКБ (3.3-3.4)

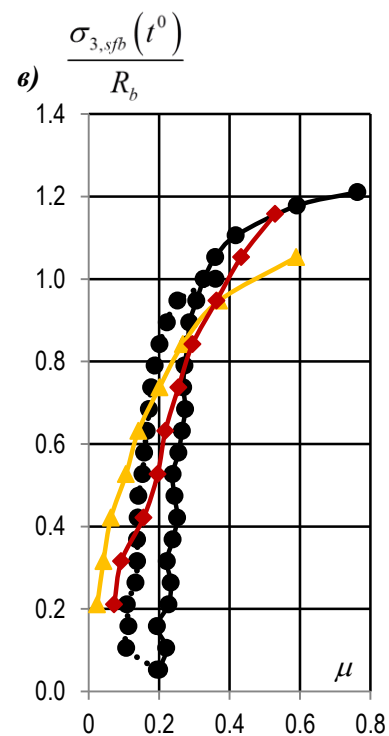
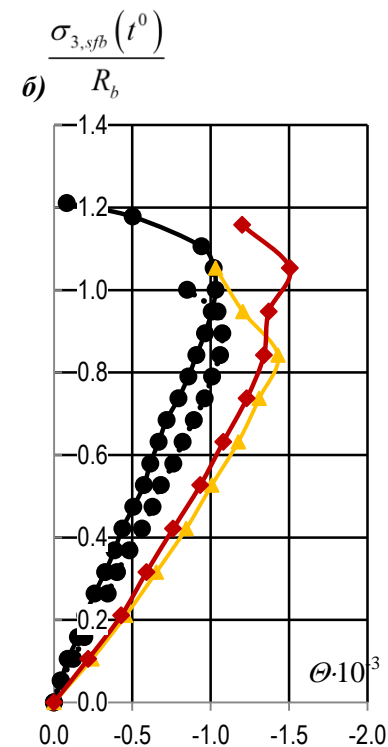
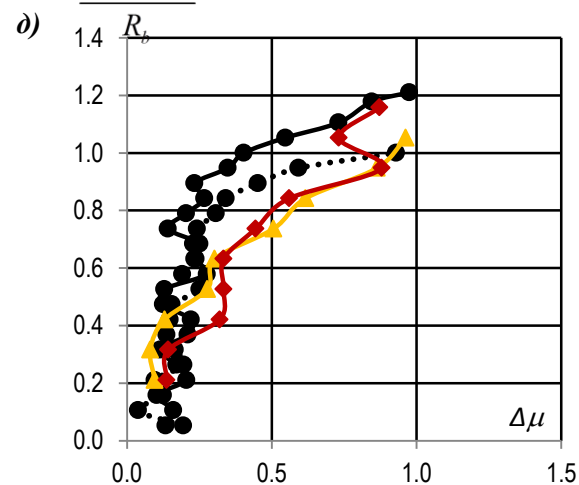
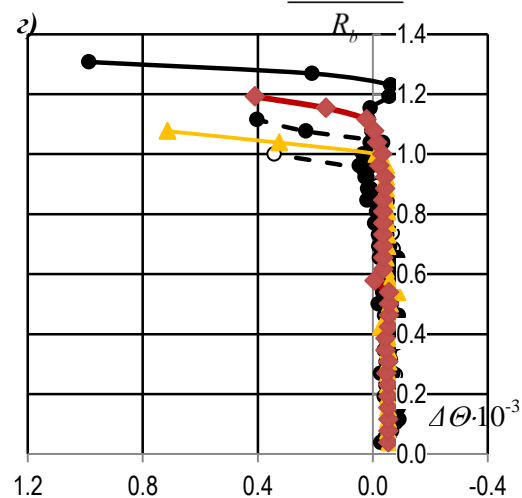
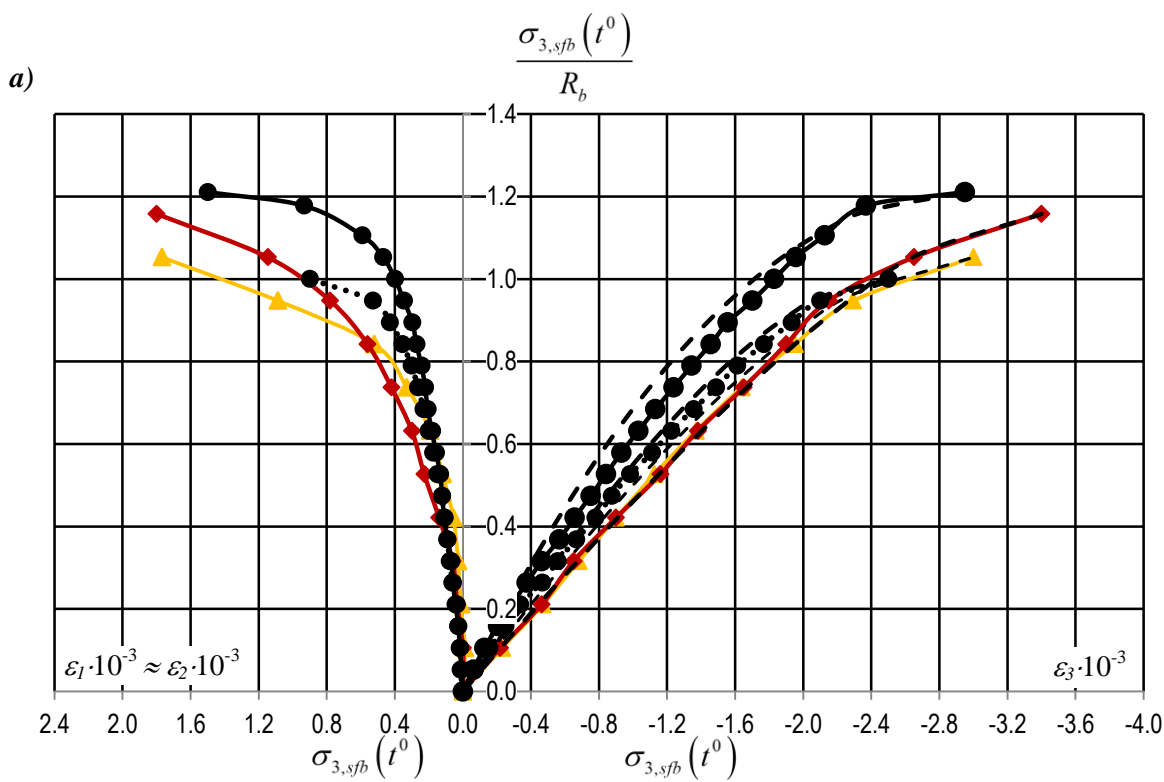
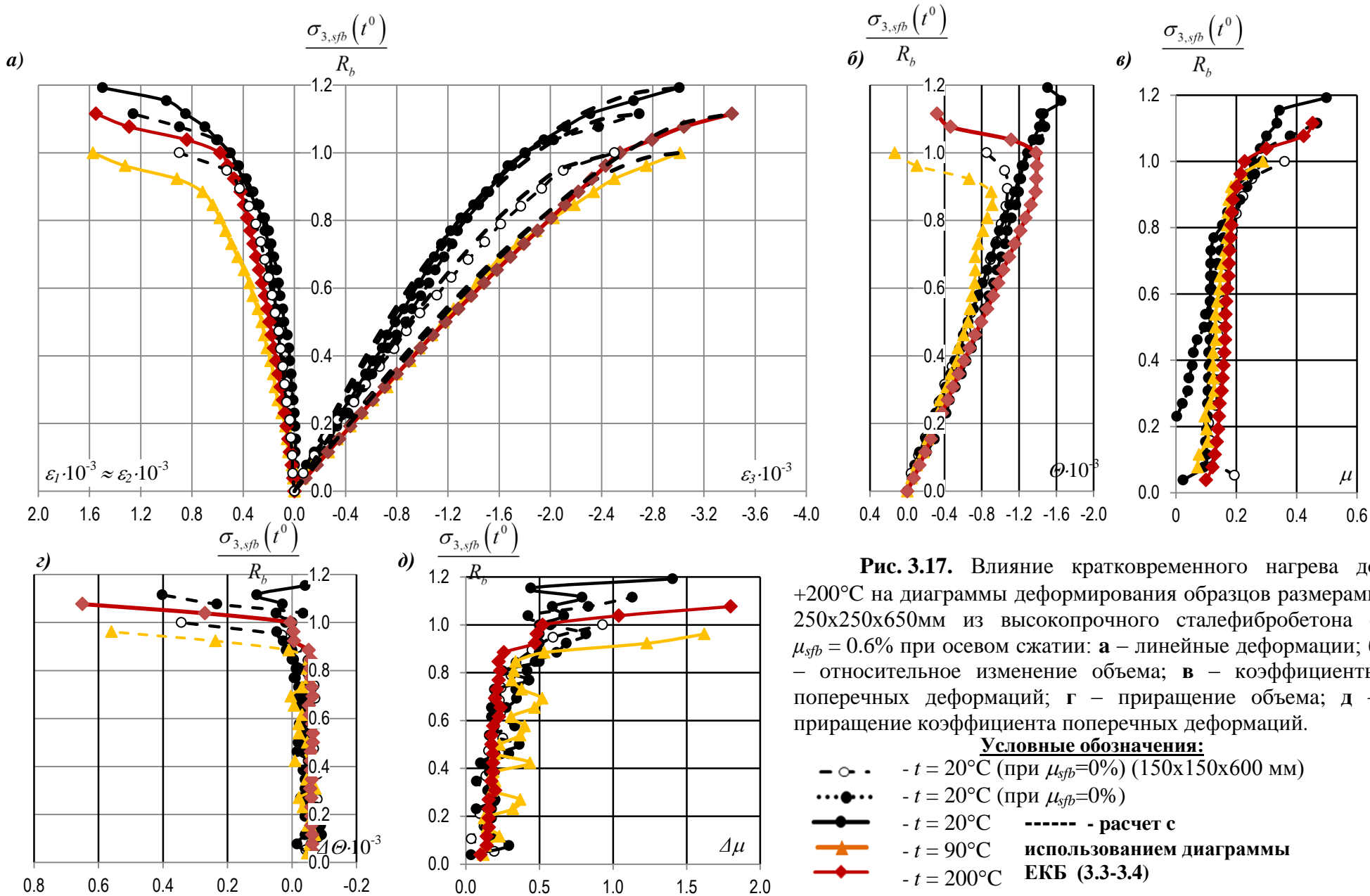


Рис. 3.16. Влияние кратковременного нагрева до $+200^\circ\text{C}$ на диаграммы деформирования образцов размерами $150 \times 150 \times 600 \text{ мм}$ из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при осевом сжатии: **а** – линейные деформации; **б** – относительное изменение объема; **в** – коэффициенты поперечных деформаций; **г** – приращение объема; **д** – приращение коэффициента поперечных деформаций.

Условные обозначения:

- ...••• - $t = 20^\circ\text{C}$ (при $\mu_{sfb} = 0\%$)
- - $t = 20^\circ\text{C}$
- ▲— - $t = 90^\circ\text{C}$
- ◆— - $t = 200^\circ\text{C}$
- - расчет с использованием диаграммы ЕКБ (3.3-3.4)



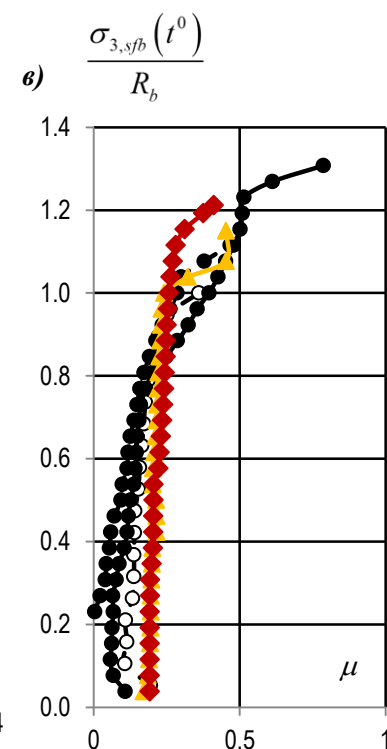
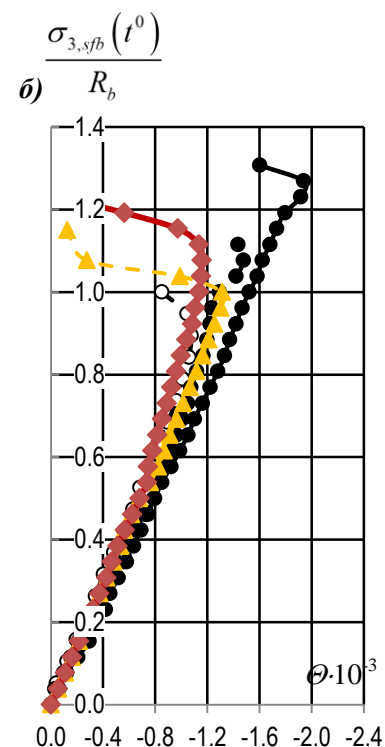
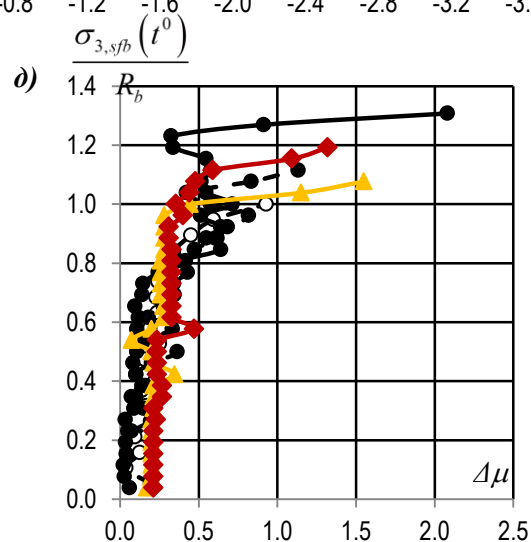
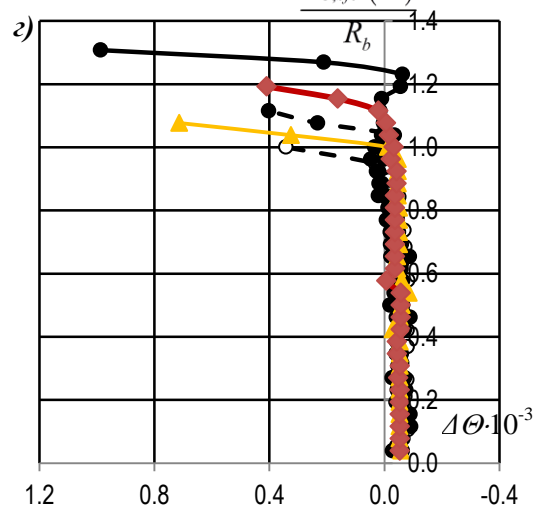
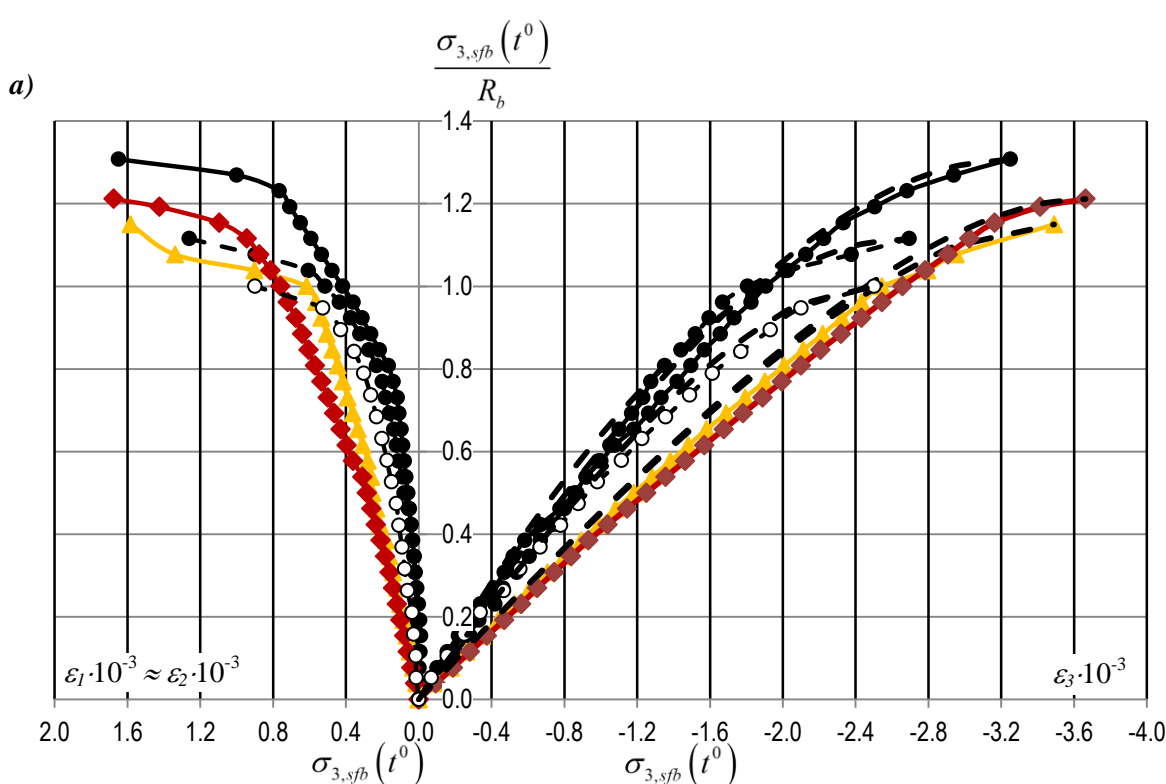


Рис. 3.18. Влияние кратковременного нагрева до $+200^\circ\text{C}$ на диаграммы деформирования образцов размерами $250 \times 250 \times 650 \text{ мм}$ из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при осевом сжатии: **а** – линейные деформации; **б** – относительное изменение объема; **в** – коэффициенты поперечных деформаций; **г** – приращение объема; **д** – приращение коэффициента поперечных деформаций.

Условные обозначения:

- ○ — - $t = 20^\circ\text{C}$ (при $\mu_{sfb} = 0\%$) ($150 \times 150 \times 600 \text{ мм}$)
- ... ● ... - $t = 20^\circ\text{C}$ (при $\mu_{sfb} = 0\%$)
- ● — - $t = 20^\circ\text{C}$
- ▲ — - $t = 90^\circ\text{C}$
- ◆ — - $t = 200^\circ\text{C}$
- - расчет с использованием диаграммы ЕКБ (3.3-3.4)

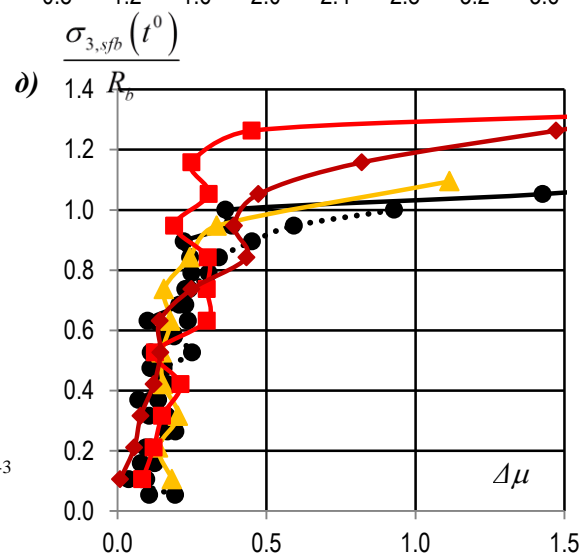
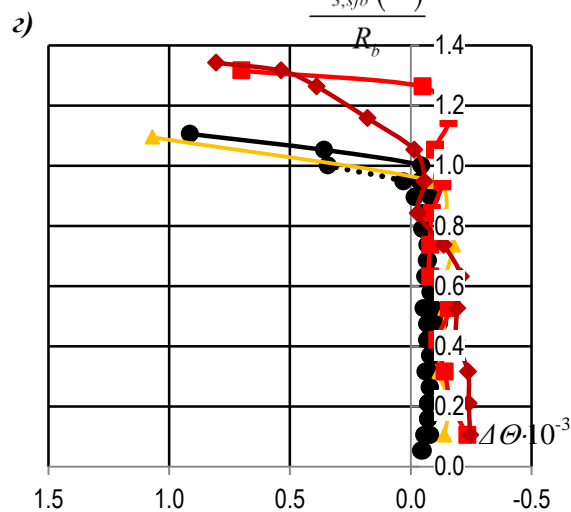
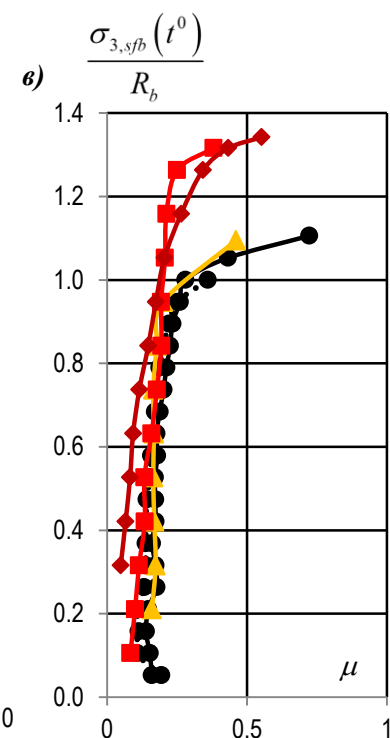
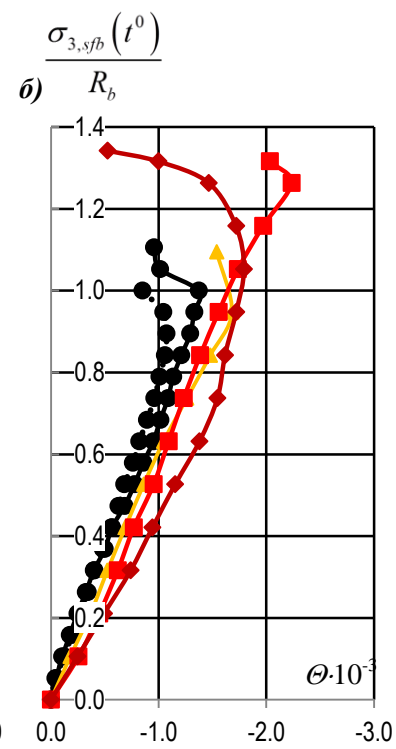
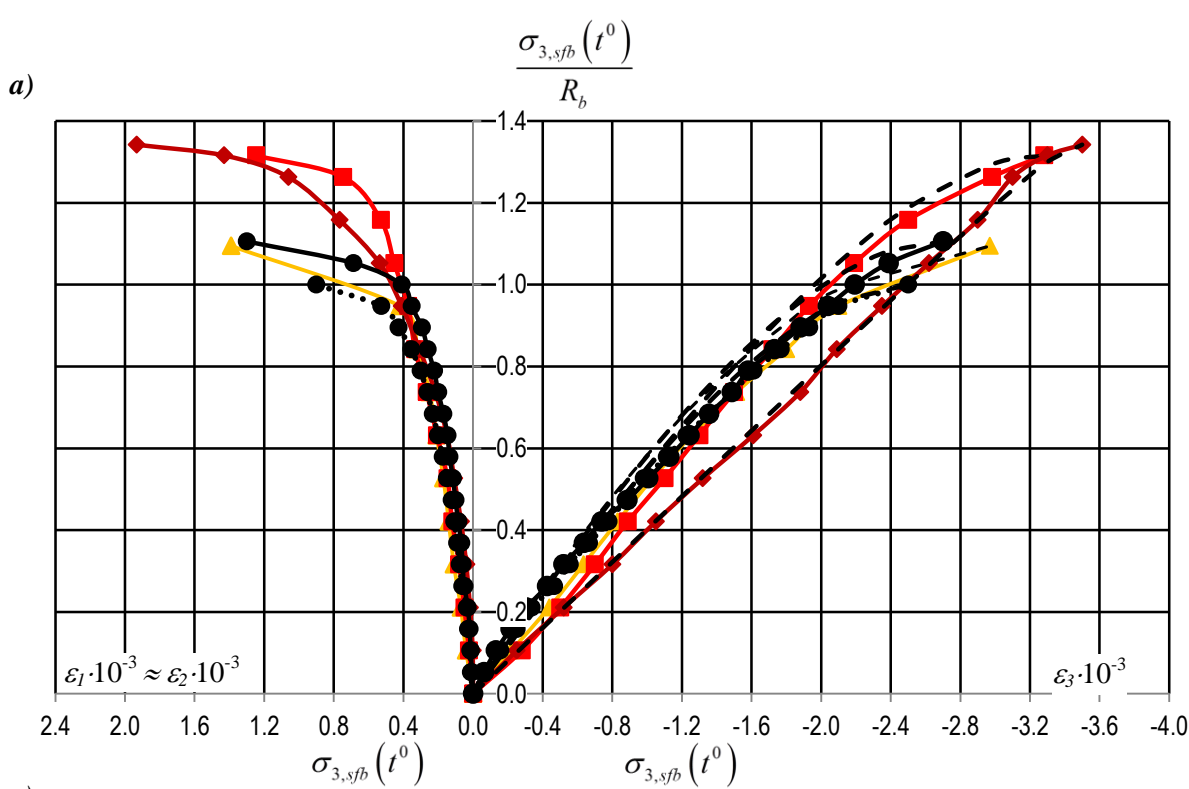


Рис. 3.19. Влияние длительного нагрева до +200°C на диаграммы деформирования образцов размерами 150x150x600мм из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ при осевом сжатии: а – линейные деформации; б – относительное изменение объема; в – коэффициенты поперечных деформаций; г – приращение объема; д – приращение коэффициента поперечных деформаций.

Условные обозначения:

- ...•... - $t = 20^\circ\text{C}$ (при $\mu_{sfb}=0\%$)
- - $t = 20^\circ\text{C}$
- ▲— - $t = 90^\circ\text{C}$
- - $t = 150^\circ\text{C}$
- ◆— - $t = 200^\circ\text{C}$
- - расчет с использованием диаграммы ЕКБ (3.3-3.4)

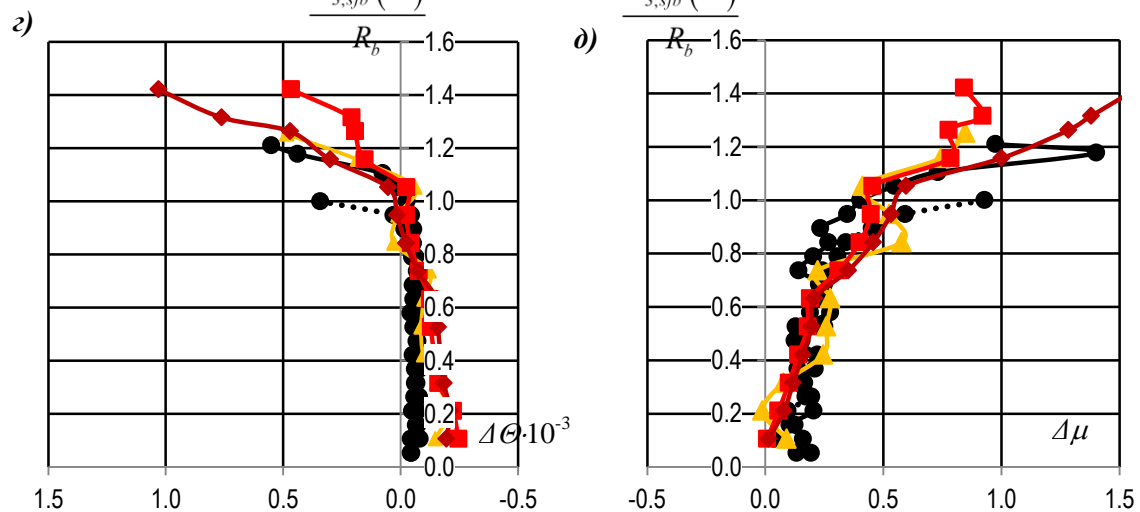
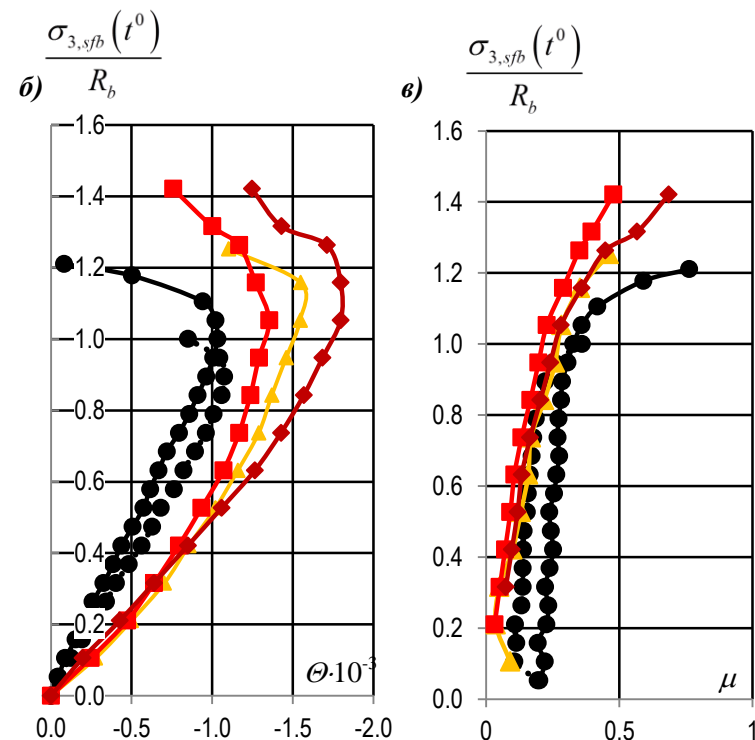
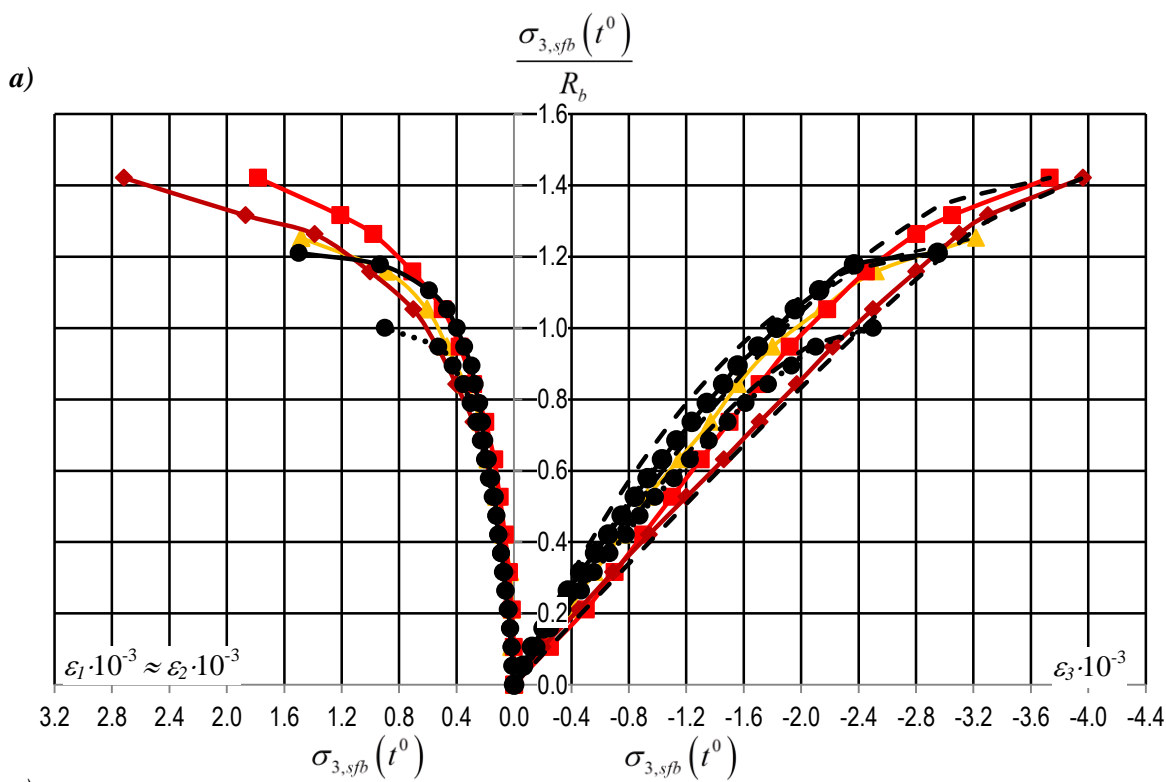


Рис. 3.20. Влияние длительного нагрева до $+200^\circ\text{C}$ на диаграммы деформирования образцов размерами $150 \times 150 \times 600 \text{ мм}$ из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при осевом сжатии: **а** – линейные деформации; **б** – относительное изменение объема; **в** – коэффициенты поперечных деформаций; **г** – приращение объема; **д** – приращение коэффициента поперечных деформаций

Условные обозначения:

- ... - $t = 20^\circ\text{C}$ (при $\mu_{sfb} = 0\%$)
- - $t = 20^\circ\text{C}$
- ▲— - $t = 90^\circ\text{C}$
- - $t = 150^\circ\text{C}$
- ◆— - $t = 200^\circ\text{C}$
- - расчет с использованием диаграммы ЕКБ (3.3-3.4)

Влияние кратковременного и длительного нагрева на значения коэффициента поперечной деформации μ высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии представлено на рис. 3.14 г и выражается в изменении этой величины в диапазоне от 0,13 до 0,242 (табл. 3.1).

Кратковременный нагрев образцов-призм размерами 150×150×600 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ до температур +90°C, +150°C и +200°C приводит к снижению μ по отношению к значениям контрольных неармированных образцов при $t^0 = 20^\circ\text{C}$ на 20%, 21% и 15,7% соответственно, для образцов-призм размерами 150×150×600 мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ до температур +90°C и +200°C – к увеличению на 6% и 11% соответственно. Кратковременный нагрев образцов-призм размерами 250×250×650 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ до температур +90°C и +200°C приводит к снижению μ по отношению к значениям контрольных неармированных образцов при $t^0 = 20^\circ\text{C}$ на 14,6% и 7,6% соответственно, при нагреве до тех же температур образцов-призм размерами 250×250×650 мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ – к увеличению на 27,3% и 29% соответственно (табл. 3.1, рис. 3.14 г).

Длительный нагрев образцов-призм размерами 150×150×600 мм с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ до температур +90°C и +150°C привел к снижению μ соответственно на 9,4% и 1,2%, а при +200°C отмечено увеличение исследуемой величины, в среднем, на 1,7% по отношению к значениям контрольных неармированных образцов при $t^0 = 20^\circ\text{C}$. Для образцов-призм размерами 150×150×600 мм с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ длительный нагрев до температур +90°C, +150°C и +200°C привел к увеличению μ соответственно на 16,8%, 27,3% и 32% по отношению к значениям контрольных неармированных образцов при $t^0 = 20^\circ\text{C}$ (табл. 3.1, рис. 3.14 г).

3.3.4. Параметрические уровни процесса микротрещинообразования в структуре бетона

Кратковременный нагрев до +200°C не оказывает существенного влияния на величины параметрических характеристик процесса

микротрещинообразования высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии в сравнении со значениями при нормальной температуре. При этом нижняя и верхняя границы процесса микротрещинообразования при воздействии повышенных до $+200^{\circ}\text{C}$ находятся, соответственно, в пределах $0,62 \div 0,84$ и $0,83 \div 0,95$ от $R_b(T, t)$ (рис. 3.21), в то время как для традиционных бетонов средней и высокой прочности в условиях нормальной температуры эти величины находятся в пределах $0,38 \div 0,46$ и $0,56 \div 0,74$ от $R_b(T, t)$ [30, 52].

Длительный нагрев при температурах $+90^{\circ}\text{C}$, $+150^{\circ}\text{C}$ и $+200^{\circ}\text{C}$ приводит к снижению нижней границы микротрещинообразования у высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0.6\%$ при осевом сжатии в сравнении со значениями при нормальной температуре соответственно на 12%, 14,7% и 7,2%, для образцов с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ - на 16,7%, 24,4% и 21,8% (рис. 3.21).

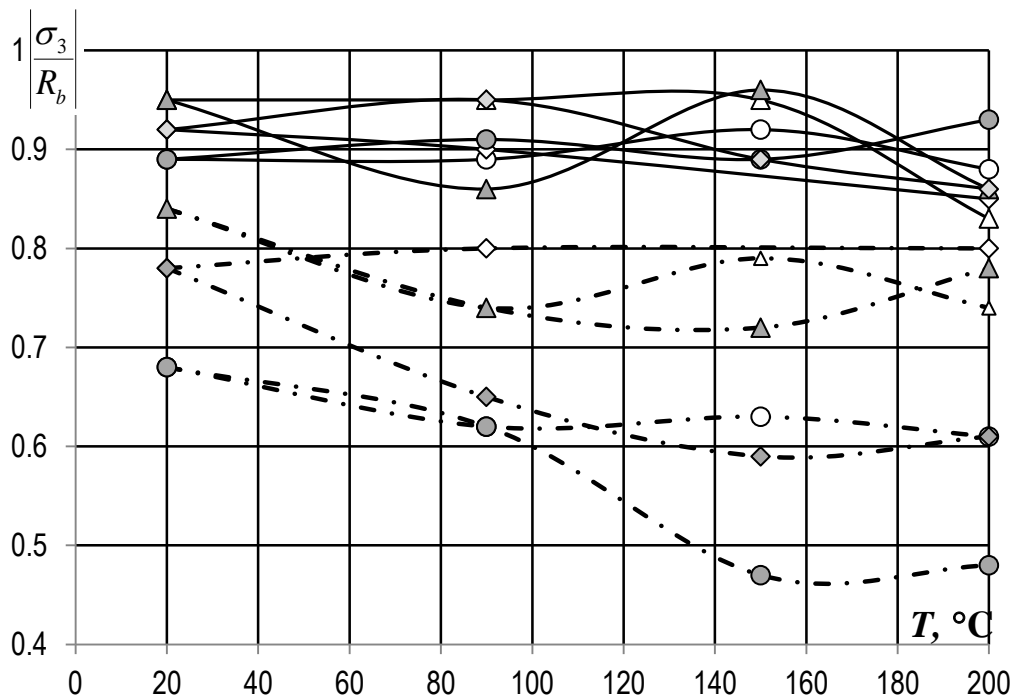


Рис. 3.21. Влияние температуры кратковременного и длительного нагрева на параметрические уровни процесса микротрещинообразования в структуре бетона:

- , ● - высокопрочный бетон, соответственно, кратковременный и длительный нагрев ($\mu_{sfb} = 0\%$);
- △, △— то же, ($\mu_{sfb} = 0,6\%$);
- ◇, ◇— то же, ($\mu_{sfb} = 2,5\%$);
- — — — нижняя граница процесса микротрещинообразования (σ_{inf}/R_b);
- — — — то же, верхняя граница (σ_{sup}/R_b).

3.4. Влияние размеров опытных образцов на прочность и деформации сталефибробетона при сжатии

Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о наличии достаточно четкой зависимости прочности и деформаций сталефибробетона от размеров опытных образцов: в сравнении с эталонными призмами размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с $\mu_{sfb} = 0\%$ прочность образцов-призм с ребром 250 мм с $\mu_{sfb} = 0\%$, 0,6% и 2,5% оказалась на 11%, 19% и 30,7% соответственно, а предельная сжимаемость – на 7,7%, 20,4% и 30% выше (рис. 3.22).

Характер изменения начального модуля упругости при изменении размеров образцов соответствует характеру изменения прочности.

3.5. Рекомендации по нормированию характеристик физико-механических свойств сталефибробетона

Применительно к условиям воздействия повышенных до $+200^\circ\text{C}$ температур рекомендуется следующая форма аналитических выражений для вычисления значений призмной прочности и начального модуля упругости:

$$R_{b,sfb}(t^\circ, T, M_0) = R_{b,sfb} \cdot \gamma_{bt}(t^\circ, T) \cdot \gamma_{b,sfb,M_0}; \quad (3.7)$$

$$E_{b,sfb}(t^\circ, T, M_0) = E_{b,sfb}(M_0) \cdot \beta_{b,sfb}(t^\circ, T); \quad (3.8)$$

$$\text{где } \gamma_{b,sfb} = 1,3 - 0,3 \cdot \left(\frac{M_0}{30} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (3.9)$$

Зависимость прочности бетона на сжатие от объема и размеров конструкций в расчетах рекомендуется учитывать с помощью корректирующей функции γ_{b,sfb,M_0} (рис. 3.23), а значения начального модуля упругости – по формуле (3.8) с учетом формулы (1.4) в зависимости от скорректированного по формуле (3.7) значения прочности $R_{b,sfb}(t^\circ, T, M_0)$.

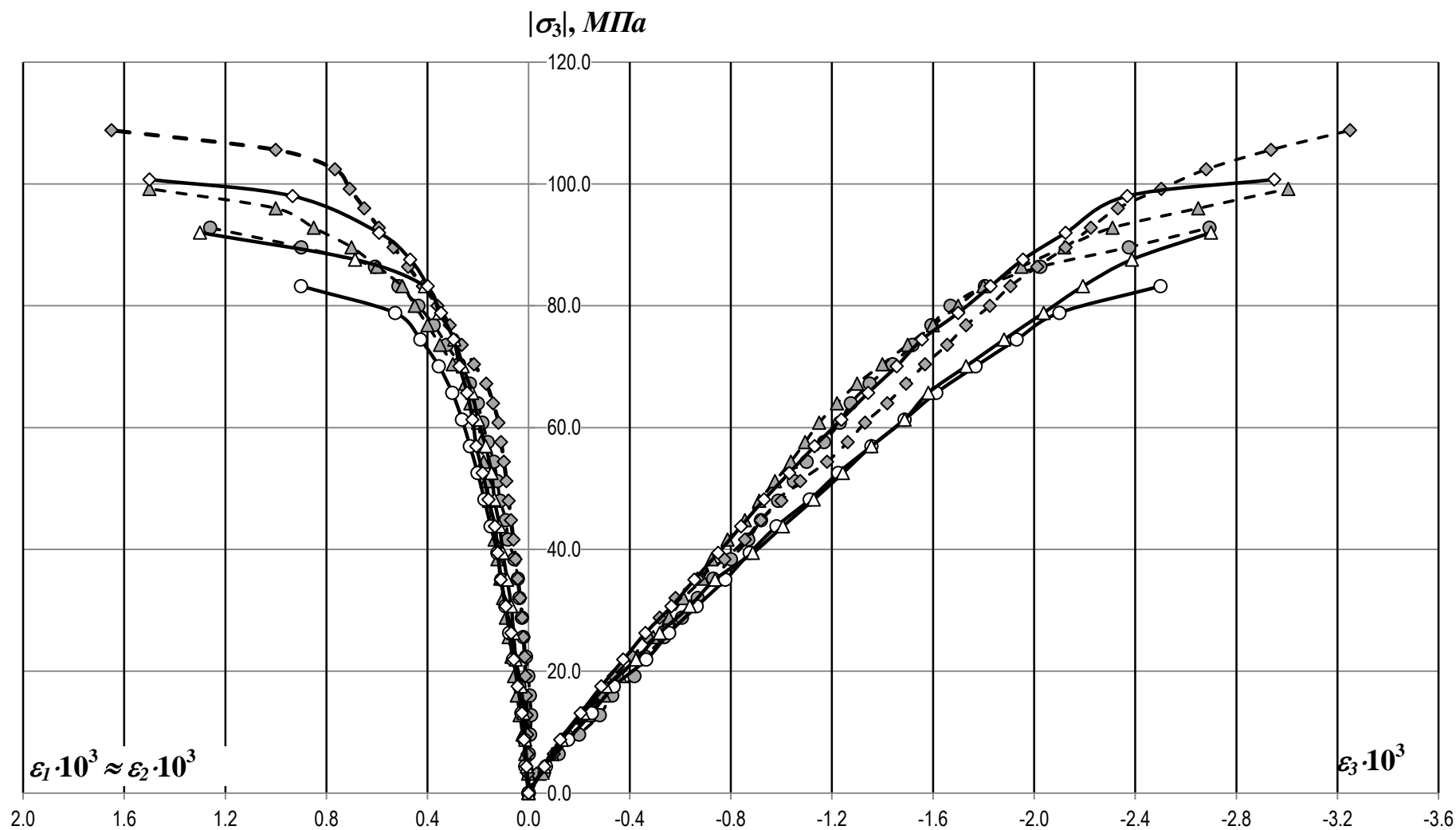


Рис. 3.22. Влияние размеров образцов на диаграммы деформирования образцов из высокопрочного сталефибробетона.

○, ● — высокопрочный бетон, соответственно, размеры 150x150x600 мм и 250x250x650 мм ($\mu_{sfb} = 0\%$);
 △, ▲ — то же, ($\mu_{sfb} = 0,6\%$);
 ◇, ◆ — то же, ($\mu_{sfb} = 2,5\%$).

Рекомендуемые значения корректирующих функций, коэффициентов температурных деформаций для высокопрочных сталефибробетонов применительно к диапазону повышенных температур $+20^{\circ} \div +200^{\circ}\text{C}$ представлены в табл. 3.2 и 3.3.

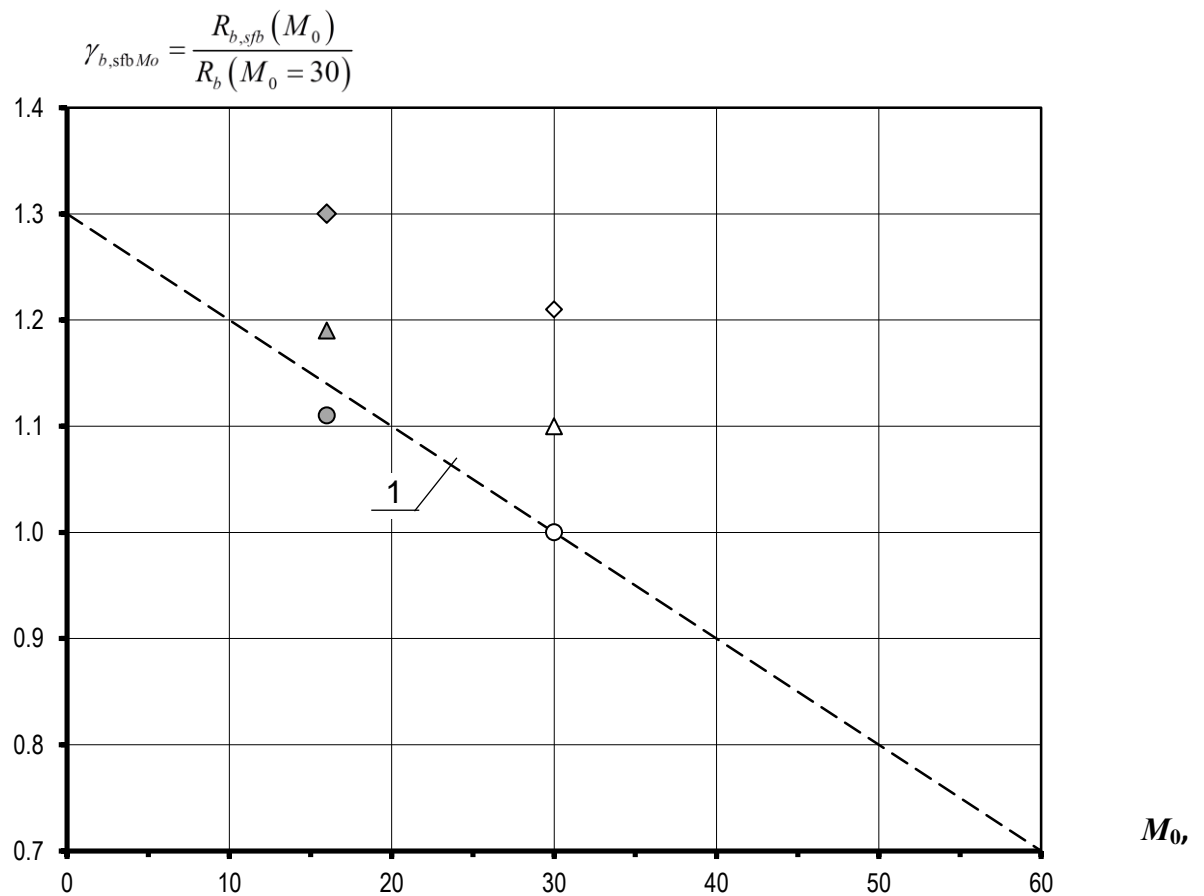


Рис. 3.23. Влияние масштабного фактора на прочность образцов-призм:

- , ● – высокопрочный сталефибробетон, соответственно, размеры 150x150x600 мм и 250x250x650 мм ($\mu_{sfb} = 0\%$);
 △, △ – то же, ($\mu_{sfb} = 0,6\%$);
 ◇, ◇ – то же, ($\mu_{sfb} = 2,5\%$).

1 – расчет по формулам (3.7), (3.9).

Таблица 3.2

Корректирующие функции для определения физико-механических свойств для высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0\%, 0,6\%$ и $2,5\%$ при воздействии повышенных температур

Коэффициент	μ_{sfb}	M_0	при температуре, °С:			
			+20	+90	+150	+200
$\gamma_{bt} = \frac{R_b(T, t) \cdot \gamma_{bM_0}}{R_b}$	0%	30	1,00	0,9 / 0,95	1,00 / 1,05	0,95 / 0,97
		16	1,11	- / 0,95	- / 1,00	- / 1,10
	0,6%	30	1,11	1,00 / 1,09	1,14 / 1,31	1,06 / 1,34
		16	1,19	1,00 / -	- / -	1,11 / -
	2,5%	30	1,21	1,06 / 1,25	- / 1,42	1,16 / 1,42
		16	1,3	1,15 / -	- / -	1,21 / -
$\beta_b = \frac{E_b(T, t) \cdot \beta_{bM_0}}{E_b}$	0%	30	1,00	0,79 / 0,75	0,73 / 0,63	0,48 / 0,42
		16	0,88	- / 0,75	- / 0,7	- / 1,10
	0,6%	30	1,09	0,83 / 0,9	0,8 / 0,96	0,83 / 0,96
		16	0,97	0,84 / -	- / -	0,75 / -
	2,5%	30	1,27	1,06 / 1,16	- / 1,26	1,10 / 1,32
		16	1,08	0,9 / -	- / -	0,7 / -
$\frac{\varepsilon_{b0, sfb}(T, t^\circ)}{\varepsilon_{b0}}$	0%	30	1,00	1,09 / 1,21	1,17 / 1,38	1,34 / 1,52
		16	1,08	-	-	-
	0,6%	30	1,08	1,12 / 1,19	1,22 / 1,32	1,24 / 1,43
		16	1,20	1,27 / -	- / -	1,37 / -
	2,5%	30	1,18	1,20 / 1,29	- / 1,44	1,36 / 1,59
		16	1,30	1,40 / -	- / -	1,47 / -
$\frac{\mu_{sfb}(T, t^\circ)}{\mu}$	0%	30	1,00	0,79 / 0,8	0,76 / 0,68	0,78 / 0,62
		16	0,92	-	-	-
	0,6%	30	1,08	0,83 / 0,91	0,79 / 0,99	0,84 / 1,00
		16	0,98	0,85 / -	- / -	0,92 / -
	2,5%	30	1,40	1,06 / 1,17	- / 1,27	1,11 / 1,32
		16	1,35	1,27 / -	- / -	1,29 / -

Примечания: 1. Над чертой – кратковременный нагрев, под чертой – длительный нагрев. 2. Коэффициенты для промежуточных значений температур определяются интерполяцией. 3. В качестве базовых приняты значения для $\mu_{sfb} = 0\%$, $t=20^\circ\text{C}$.

**Коэффициенты температурных деформаций для высокопрочного
сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ при воздействии повышенных
температур**

Коэффициент	μ_{sfb}	M_0	при температуре, °C:			
			+20	+90	+150	+200
$\alpha_{bt} \cdot 10^6$, град ⁻¹	0%	30	11,5	11,8 / 5,7	10,6 / 6,2	10,1 / 6,6
		16		11,9 / 5,9	10,6 / 6,3	10,2 / 6,8
	0,6%	30	11,5	12,1 / 4,9	10,2 / 6,2	9,5 / 6,1
		16		12,0 / 5,1	10,3 / 6,3	9,7 / 6,3
	2,5%	30	11,5	12,1 / 4,8	11,2 / 6,4	9,9 / 5,6
		16		12,2 / 5,1	11,4 / 6,5	9,7 / 5,8

Примечания: 1. Над чертой – кратковременный нагрев, под чертой – длительный нагрев. 2. Коэффициенты для промежуточных значений температур определяются интерполяцией. 3. Полные деформации усадки ϵ_{cs} при воздействии повышенной температуры определяются суммированием составляющих при $T = +20^\circ\text{C}$ и при температуре T . 4. В качестве базовых приняты значения для $\mu_{sfb} = 0\%$, $t=20^\circ\text{C}$.

3.5.1. Аппроксимирующие выражения для описания физико-механических свойств высокопрочного бетона с различным процентом армирования

Построение аналитических выражений для описания физико-механических свойств высокопрочного бетона с различным процентом армирования подробно изложено в работах [78, 79, 83]. Аппроксимирующие выражения конструируются таким образом, что при вычислении характеристик прочности бетона при осевом сжатии $R_{sfb,tem}$, осевом растяжении $R_{sfb,t}$ и начального модуля упругости $E_{sfb,tem}$ корректирующие функции учета условий работы бетона, учитывающие температуру t° , продолжительность нагрева T , коэффициент фибрового армирования μ_{sfb} , возраст бетона к моменту нагрева τ , масштабный и другие факторы, описываются функциями $\gamma_{b,i}$, $\gamma_{t,i}$, $\beta_{b,i}$ ($i=t^\circ, T, \mu_{sfb}, \tau, m_o$):

$$R_{sfb,tem}(t^\circ, T, \eta, \tau, m_o) = R_b \cdot \gamma_{bt} \cdot \gamma_{b,\mu sfb} \cdot \gamma_{b,\tau} \cdot \gamma_{bM0}; \quad (3.10)$$

$$R_{sfb,t}(t^o, T, \eta, \tau, m_o) = R_{bt} \cdot \gamma_{it} \cdot \gamma_{i,\mu_{sfb}} \cdot \gamma_{i,\tau} \cdot \gamma_{iM0}; \quad (3.11)$$

$$E_{sfb,tem}(t^o, T, \eta, \tau, m_o) = E_b \cdot \beta_b \cdot \beta_{\mu_{sfb}} \cdot \beta_{\tau} \cdot \beta_{M0}. \quad (3.12)$$

$R_{sfb,tem}$ – прочность сталефибробетона на осевое сжатие;

$R_{sfb,t}$ – прочность сталефибробетона на осевое растяжение;

$E_{sfb,tem}$ – начальный модуль упругости.

Структура выражений (3.10) ÷ (3.12), построенная на условии раздельного и независимого учета основных значимых факторов, является приближенной, поскольку учитываемые факторы взаимосвязаны, проявляются одновременно, и их раздельное определение является достаточно сложной задачей, требующей проведения большого объема специальных экспериментов. Очевидным достоинством такого подхода является четкий физический смысл функций условий работы, позволяющий достаточно гибко учитывать конкретные особенности работы бетона в сооружениях. В работе выполнена теоретическая оценка одновременного учета основных значимых факторов: температуры t^o , продолжительности нагрева T , коэффициента фибрового армирования μ_{sfb} , масштабного фактора.

В качестве исходных данных используются результаты экспериментальных исследований, соответствующие корректирующим функциям для определения физико-механических свойств для высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 0\%, 0,6\%$ и $2,5\%$ при воздействии повышенных температур, представленным в таблице 3.2.

Диапазон изменения температур был разбит на 3 части с помощью 4-х значений: $+20^\circ\text{C}$, $+90^\circ\text{C}$, $+150^\circ\text{C}$ и $+200^\circ\text{C}$. Для аналитического описания такой зависимости принято выражение в форме полинома 3-й степени, что обеспечивает точку перегиба (минимальное значение) при первом кратковременном нагреве. В общем случае это выражение можно представить в виде:

$$y = ax^3 + bx^2 + cx + d,$$

где a , b , c и d – коэффициенты уравнения, определяемые на основе исходных экспериментальных данных.

Аналогичным образом определяются зависимости от процента армирования и масштабного фактора соответственно с помощью параболической и линейной зависимостей. При этом следует учесть, что значения процента армирования на порядок меньше по сравнению с другими факторами, влияющими на физико-механические свойства сталефибробетона. При возведении в 3-ю степень эта разница возрастает многократно. Во избежание этого эффекта и повышения точности аппроксимации при меньшем округлении значений, применены относительные значения, приведенные к натуральным с помощью первых значений соответствующего ряда.

Аппроксимирующие выражения представлены в виде произведения функций, влияющих на искомую прочностную характеристику:

$$\gamma_{b,tem} = \frac{R_{sfb}}{R_b} = \gamma_t \gamma_{M_0} \gamma_\mu, \quad (3.13)$$

где γ_i – функции учета влияния значимых факторов на искомую характеристику прочности.

Для описания функций γ_i приняты экспоненциальные зависимости:

$$\begin{aligned} \gamma_t &= e^{a_t \left(\frac{t}{20}\right)^3 + b_t \left(\frac{t}{20}\right)^2 + c_t \frac{t}{20} + d_t}, \\ \gamma_\mu &= e^{a_\mu \mu^2 + b_\mu \mu + c_\mu}, \\ \gamma_{M_0} &= e^{a_{M_0} \frac{M_0}{30} + b_{M_0}}, \end{aligned} \quad (3.14)$$

где γ_t – функция учета влияния температуры нагрева бетона;

γ_μ – функция учета влияния процента фибрового армирования бетона;

γ_{M_0} – функция учета влияния массивности конструкций (масштабного фактора).

Учитывая, что все коэффициенты (3.14) имеют одинаковое основание, при подстановке в (3.13) получим:

$$\frac{R_{sfb}}{R_b} = e^{a_t \left(\frac{t}{20}\right)^3 + b_t \left(\frac{t}{20}\right)^2 + c_t \frac{t}{20} + a_\mu \mu^2 + b_\mu \mu + a_{M_0} \frac{M_0}{30} + d}. \quad (3.15)$$

Следует отметить, что при сложении полиномов получим свободный член $d = d_t + c_\mu + b_M$. Учитывая, что все три функции являются равноправными, можно в перспективе полученное значение свободного члена разделить на три равные части для каждой из функций.

$$d_t = c_\mu = b_M = \frac{d}{3}.$$

Прологарифмировав обе части уравнения, получим (3.15):

$$a_t \left(\frac{t}{20}\right)^3 + b_t \left(\frac{t}{20}\right)^2 + c_t \frac{t}{20} + d_t + a_\mu \mu^2 + b_\mu \mu + a_M \frac{M}{30} = \ln \frac{R_{sfb}}{R_b}. \quad (3.16)$$

Для оценки точности полученных аппроксимирующих выражений использован коэффициент детерминации R^2 , определяемый по формуле:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n y_i - \hat{y}_i^2}{\sum_{i=1}^n y_i - \bar{y}^2}, \quad (3.17)$$

где $\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$ – сумма квадратов регрессионных остатков, которая включает экспериментальные y_i и расчётные \hat{y}_i значения исследуемой переменной;

$\sum_{i=1}^n y_i - \bar{y}^2$ – общая дисперсия;

\bar{y} – выборочное среднее.

Коэффициент детерминации для модели принимает значения от 0 до 1. Чем ближе значение коэффициента к 1, тем сильнее зависимость между исследуемыми параметрами. Задача аппроксимации физико-механических

свойств сталефибробетона с учетом одновременного действия исследуемых факторов заключается в определении значений коэффициентов уравнения (3.16) таким образом, чтобы коэффициент детерминации принимал наибольшие значения.

В результате для кратковременного нагрева получена зависимость с коэффициентом детерминации $R^2 = 0,973$:

$$F_1 = \left(\frac{R_{sfb}}{R_b} \right)_{ST} = e^{-0,003 \left(\frac{t}{20} \right)^3 + 0,051 \left(\frac{t}{20} \right)^2 - 0,245 \frac{t}{20} - 0,044 \mu^2 + 0,185 \mu - 0,129 \frac{M}{30} + 0,342} \quad (3.18)$$

Таким образом, коэффициенты уравнения (3.13) для расчёта прочности при кратковременном нагреве, для отдельного их изучения, можно представить в следующем виде:

$$\begin{aligned} \gamma_t &= e^{-0,003 \left(\frac{t}{20} \right)^3 + 0,051 \left(\frac{t}{20} \right)^2 - 0,245 \frac{t}{20} + 0,114}; \\ \gamma_\mu &= e^{-0,044 \mu^2 + 0,185 \mu + 0,114}; \\ \gamma_M &= e^{-0,129 \frac{M}{30} + 0,114}. \end{aligned} \quad (3.19)$$

Несмотря на полученные уравнения значений функций γ_i , предпочтительнее использовать для применения именно общее уравнение с учётом взаимного влияния всех трёх функций, полученное выше.

Соответственно, для длительного нагрева аналогичное уравнение получено с коэффициентом детерминации $R^2 = 0,892$:

$$F_2 = \left(\frac{R_{sfb}}{R_b} \right)_{LT} = e^{-0,002 \left(\frac{t}{20} \right)^3 + 0,029 \left(\frac{t}{20} \right)^2 - 0,127 \frac{t}{20} - 0,112 \mu^2 + 0,392 \mu - 0,071 \frac{M}{30} + 0,125}.$$

На основе полученных значений и используя универсальное выражение (3.15) получим недостающие значения экспериментальных данных из таблицы 3.2. Результаты представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4

Значения прочностных характеристик сталефибробетона на основе предложенных аппроксимирующих выражений

При кратковременном нагреве				При длительном нагреве			
μ	M	t	$\frac{R_{sfb}}{R_b}$	μ	M	t	$\frac{R_{sfb}}{R_b}$
0	16	90	0,944	0,6	16	90	1,163
0	16	150	1,085	0,6	16	150	1,317
0	16	200	1,014	0,6	16	200	1,330
0,6	16	150	1,193	2,5	16	90	1,269
2,5	30	150	1,229	2,5	16	150	1,437
2,5	16	150	1,305	2,5	16	200	1,452

В соответствии с исследованиями [78], выражения функций влияния температуры и продолжительности нагрева на характеристики прочности бетона в условиях воздействия повышенных температур отражают преимущественно деструктивные процессы в структуре бетона при кратковременном нагреве и преимущественно конструктивные процессы при длительном нагреве:

$$\gamma_{b,tem} = 1 - F_1 + F_2 \quad (3.20)$$

Исходя из этого, возможно получение общего аппроксимирующего выражения прочности сталефибробетона с учётом продолжительности нагрева:

$$\gamma_{b,tem} = 1 - e^{-0,003\left(\frac{t}{20}\right)^3 + 0,051\left(\frac{t}{20}\right)^2 - 0,245\frac{t}{20} - 0,044\mu^2 + 0,185\mu - 0,129\frac{M}{30} + 0,342} + e^{-0,002\left(\frac{t}{20}\right)^3 + 0,029\left(\frac{t}{20}\right)^2 - 0,127\frac{t}{20} - 0,112\mu^2 + 0,392\mu - 0,071\frac{M}{30} + 0,125} \quad (3.21)$$

Расчет аппроксимационных значений коэффициента изменения прочности высокопрочного сталефибробетона с учётом совместного влияния 4-х факторов представлен в табл. 3.5.

Аппроксимационные значения функции изменения прочности
сталефибробетона с учётом совместного действия 4-х факторов

μ , %	M	t , °C	Кратковременный нагрев	Длительный нагрев	С учётом продолжительности нагрева
0	30	20	1,016	0,956	0,940
0	30	90	0,889	0,926	1,037
0	30	150	1,022	1,049	1,026
0	30	200	0,955	1,059	1,104
0	16	20	1,079	0,988	0,909
0	16	90	0,944	0,957	1,013
0	16	150	1,085	1,084	0,998
0	16	200	1,014	1,095	1,080
0,6	30	20	1,118	1,162	1,045
0,6	30	90	0,977	1,125	1,148
0,6	30	150	1,124	1,274	1,150
0,6	30	200	1,050	1,287	1,237
0,6	16	20	1,187	1,201	1,014
0,6	16	90	1,038	1,163	1,125
0,6	16	150	1,193	1,317	1,123
0,6	16	200	1,115	1,330	1,215
2,5	30	20	1,222	1,268	1,046
2,5	30	90	1,069	1,228	1,159
2,5	30	150	1,229	1,391	1,162
2,5	30	200	1,148	1,405	1,256
2,5	16	20	1,298	1,311	1,013
2,5	16	90	1,135	1,269	1,134
2,5	16	150	1,305	1,437	1,132
2,5	16	200	1,219	1,452	1,232

Аппроксимация зависимости коэффициента прочности $\frac{R_{sfb}}{R_b}$ от 4-х факторов является геометрически сложной, трудно визуализированной на плоскости. Исходя из этого, графическая визуализация результатов аппроксимации представлена в виде двух поверхностей для значений масштабного фактора $M_0 = 30$ и $M_0 = 16$.

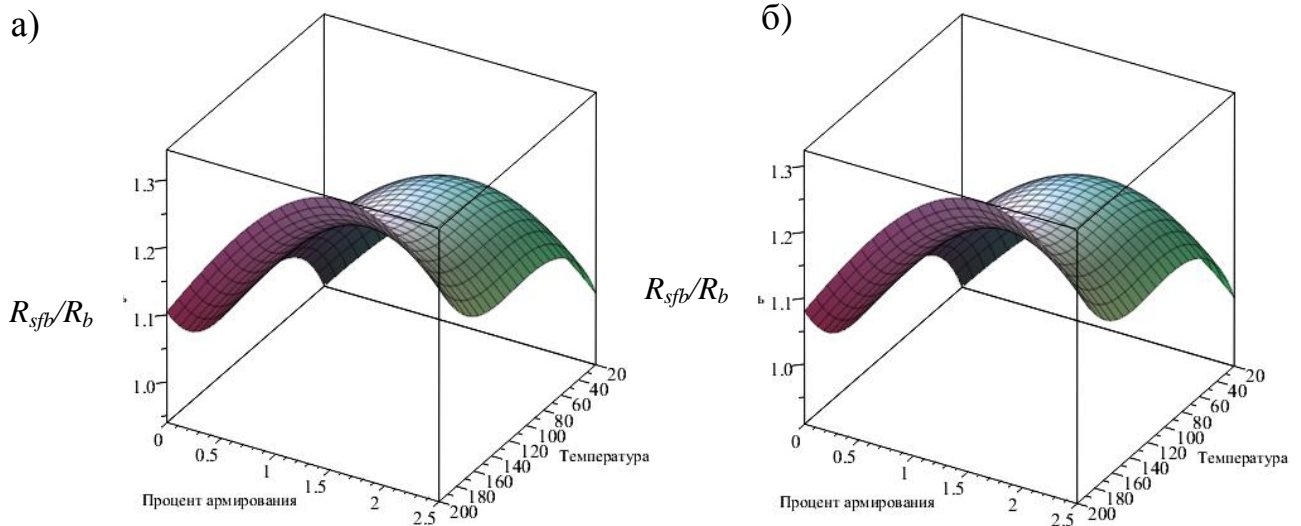


Рис. 3.24. Графическая визуализация результатов аппроксимации значений коэффициента прочности сталефибробетона при $M_0=30$ (а) и $M_0=16$ (б) в зависимости от температуры t° , продолжительности нагрева T , коэффициента фибрового армирования μ_{sfb} ,

Из рис. 3.24 следует, что полученные поверхности фактически имеют подобную форму, при $M_0=30$ поверхность находится выше, чем при $M_0=16$.

В результате выполнения оптимизации результатов аппроксимации максимальное значение отношения прочности высокопрочного сталефибробетона к прочности бетона с $\mu_{sfb}=0\%$ равно $\frac{R_{sfb}}{R_b}=1,345$ достигается при $t=200^\circ\text{C}$, $M_0=30$ и $\mu=1,613\%$. Обращается внимание, что при повышении температуры наблюдается рост коэффициента прочности $\frac{R_{sfb}}{R_b}$, но при разных значениях температуры оптимальным процентом армирования сталефибробетона по прочности является интервал $\mu=1,5-1,7\%$.

Аналогичным образом исследовано влияние факторов на другие физико-механические характеристики сталефибробетона (модуль упругости, предельную сжимаемость и коэффициент поперечных деформаций). При

этом тип функции аппроксимации остается неизменным, изменению подвержены только коэффициенты полиномиальных зависимостей уравнения (3.15), полученные на основе экспериментальных данных. Результаты представим в виде таблицы 3.6.

Таблица 3.6

Значения полиномиальных коэффициентов аппроксимации физико-механических свойств сталефибробетона

Полиномиальные коэффициенты	$\gamma_{b,tem} = \frac{R_{sfb}}{R_b}$	$\beta_{b,tem} = \frac{E_{sfb}}{E_b}$	$\frac{\varepsilon_{sfb}}{\varepsilon_b}$	$\frac{\mu_{sfb}}{\mu_b}$
Для кратковременного нагрева				
a_1	$-2,94 \cdot 10^{-3}$	$-1,69 \cdot 10^{-4}$	$-1,79 \cdot 10^{-4}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$
b_1	$5,14 \cdot 10^{-2}$	$-6,87 \cdot 10^{-3}$	$2,93 \cdot 10^{-3}$	$3,09 \cdot 10^{-3}$
c_1	$-2,4 \cdot 10^{-1}$	$-9,35 \cdot 10^{-2}$	$6,63 \cdot 10^{-3}$	$-7,32 \cdot 10^{-2}$
a_2	$-4,43 \cdot 10^{-2}$	$-7,6 \cdot 10^{-2}$	$-1,53 \cdot 10^{-3}$	$-2,17 \cdot 10^{-2}$
b_2	$1,85 \cdot 10^{-1}$	$3,15 \cdot 10^{-1}$	$4,81 \cdot 10^{-2}$	$9,56 \cdot 10^{-2}$
a_3	$-1,29 \cdot 10^{-1}$	$3,07 \cdot 10^{-1}$	$-2,02 \cdot 10^{-1}$	$-8,24 \cdot 10^{-2}$
d	$3,41 \cdot 10^{-1}$	$-2,74 \cdot 10^{-1}$	$2,29 \cdot 10^{-1}$	$8,5 \cdot 10^{-2}$
Для длительного нагрева				
a_1	$-1,62 \cdot 10^{-3}$	$-2 \cdot 10^{-4}$	$-1,06 \cdot 10^{-4}$	$-1,33 \cdot 10^{-3}$
b_1	$2,9 \cdot 10^{-2}$	$7,82 \cdot 10^{-3}$	$1,98 \cdot 10^{-3}$	$2,75 \cdot 10^{-2}$
c_1	$-1,27 \cdot 10^{-1}$	$-6,69 \cdot 10^{-2}$	$2,67 \cdot 10^{-2}$	$-1,7 \cdot 10^{-1}$
a_2	$-1,12 \cdot 10^{-1}$	$-9,37 \cdot 10^{-2}$	$2 \cdot 10^{-2}$	$-7,82 \cdot 10^{-2}$
b_2	$3,92 \cdot 10^{-1}$	$4,06 \cdot 10^{-1}$	$-1,47 \cdot 10^{-2}$	$3,86 \cdot 10^{-1}$
a_3	$-7,05 \cdot 10^{-2}$	$2,49 \cdot 10^{-2}$	$-2 \cdot 10^{-1}$	$1,38 \cdot 10^{-1}$
d	$1,25 \cdot 10^{-1}$	$-1,55 \cdot 10^{-1}$	$2,26 \cdot 10^{-1}$	$-9,98 \cdot 10^{-2}$

Графическая визуализация полученных зависимостей представлена на рис. 3.25.

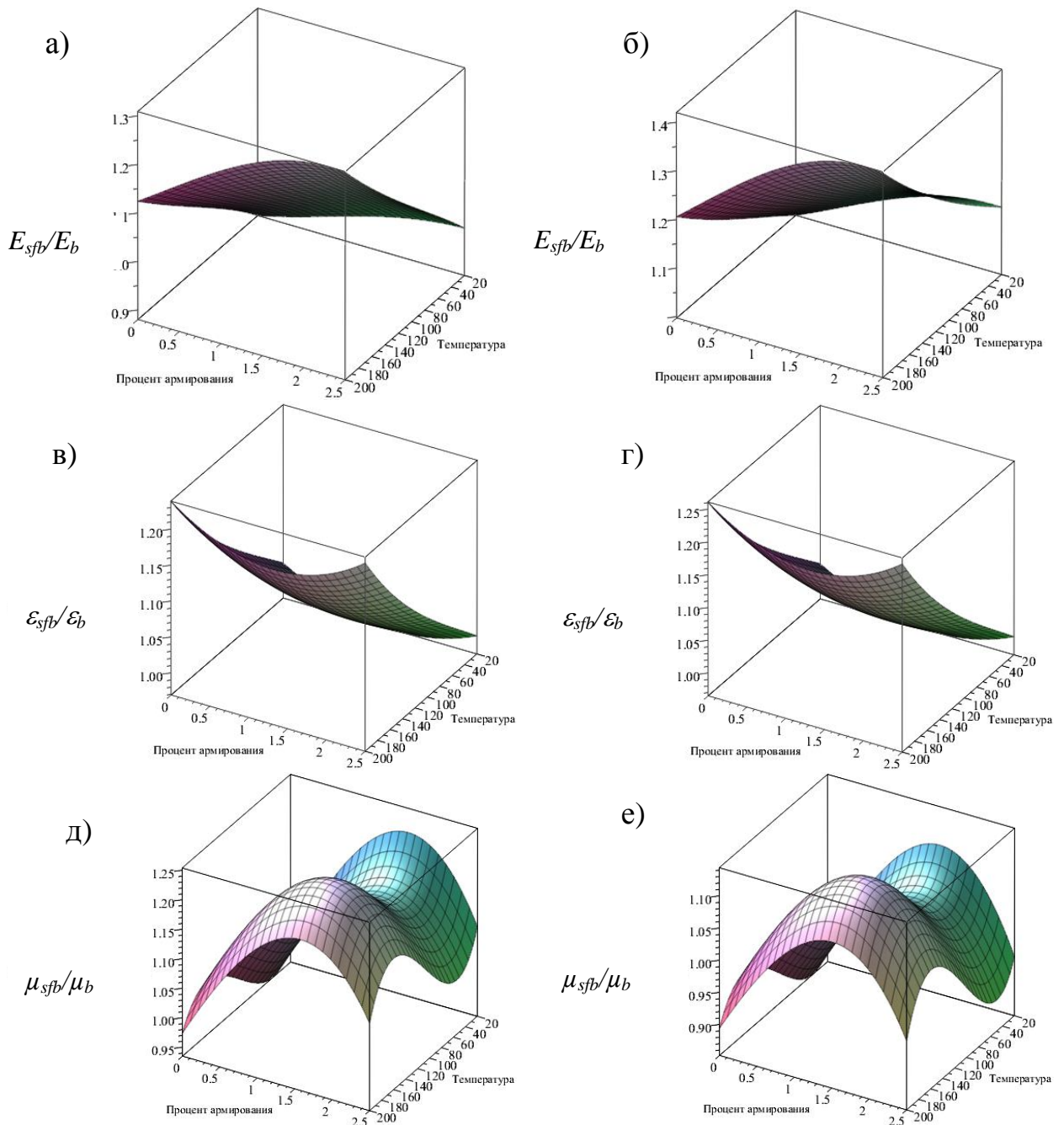


Рис. 3.25. Графическая визуализация результатов моделирования физико-механических свойств сталефибробетона при $M_0=30$ (а, в, д) и $M_0=16$ (б, г, е): отношение модулей упругости (а, б), предельной сжимаемости (в, г) и коэффициента поперечных деформаций (д, е).

3.6. Выводы по разделу 3

1. Получены экспериментальные данные о характеристиках физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона с процентами армирования $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ при осевом сжатии в условиях нормальной температуры. Введение фибрового стального армирования в

количестве до 2,5% от объема бетона повышает характеристики свойств высокопрочного сталефибробетона в условиях нормальной температуры: по прочности на сжатие – на величину до 21%; на растяжение – до 24%; начального модуля упругости - в среднем, на 27%; предельной сжимаемости - в среднем, на 18%; предельной растяжимости – до 10%; коэффициента поперечной деформации – до 41%.

2. Кратковременный нагрев образцов стандартных размеров из высокопрочного сталефибробетона обусловил в исследованном диапазоне температур снижение прочности на сжатие на величину до 10%, на растяжение - до 27%, начального модуля упругости - до 37%, коэффициента поперечной деформации – до 20%, к повышению предельной сжимаемости на 36%, предельной растяжимости – в 2,7 раза по отношению к эталонным образцам с $\mu_{sfb}=0\%$ и $t=20^{\circ}\text{C}$. Прочность при осевом растяжении образцов из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2.5\%$ при температурах нагрева $+90^{\circ}$ и $+150^{\circ}\text{C}$ снизилась в большей степени, чем при осевом сжатии, и составила соответственно 0,73 и 0,82 от прочности контрольных образцов в условиях нормальной температуры.

3. Длительный нагрев стандартных образцов из высокопрочного сталефибробетона приводит в исследованном диапазоне температур к повышению прочности на сжатие на величину до 41%, к снижению значений начального модуля упругости до 41%, к повышению предельной сжимаемости на 59%, коэффициента поперечной деформации – до 32%.

4. Кратковременный нагрев крупноразмерных образцов из высокопрочного сталефибробетона обусловил в исследованном диапазоне температур повышение прочности на сжатие до 21%, снижение начального модуля упругости на 29%, повышение предельной сжимаемости до 45%, коэффициента поперечной деформации – до 30% по отношению к эталонным образцам с $\mu_{sfb}=0\%$ и $t=20^{\circ}\text{C}$.

5. В относительных величинах снижение прочностных и жесткостных характеристик у высокопрочного сталефибробетона в условиях нагревания проявилось в гораздо меньшей степени, чем у обычного тяжелого бетона средней прочности, что связано со сдерживающим влиянием фибрового армирования на развитие деструктивных процессов в бетоне в процессе нагружения.

6. Установлено, что величины деформаций усадки, характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочных бетонов

существенно зависят от размеров опытных образцов-призм, температуры и продолжительности нагрева.

7. Рекомендуемые значения коэффициентов условий работы, температурных деформаций и деформаций усадки для модифицированных мелкозернистых и крупнозернистых бетонов применительно к диапазону температур $+20^{\circ} \div +200^{\circ}\text{C}$ представлены в табл. 3.1 и 3.2.

8. Установленную в экспериментальных исследованиях зависимость деформаций усадки бетона от размеров образцов в расчетах для условий нормальной температуры предлагается учитывать с помощью масштабного коэффициента γ_{M_0} , определяемого по формулам (3.1, 3.2) в зависимости от модуля открытой поверхности M_0 .

9. Зависимость прочности высокопрочного бетона на сжатие от размеров элементов конструкций в расчетах рекомендуется учитывать с помощью корректирующей функции в зависимости от модуля открытой поверхности по формуле (3.7), а значения начального модуля упругости и определять по формулам (3.8) \div (3.9) в зависимости от скорректированного значения прочности.

10. Представлены аппроксимирующие выражения значений физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона на условии учета основных значимых факторов: температуры t° , продолжительности нагрева T , коэффициента фибрового армирования μ_{sfb} , масштабного фактора. Теоретическая оценка характеристик физико-механических свойств (прочность на сжатие, модуль упругости, предельная сжимаемость, коэффициент поперечных деформаций) высокопрочного бетона с различным процентом армирования при воздействии повышенных температур возможна с применением формул (3.10) \div (3.18).

11. Аналитическое описание диаграмм деформирования высокопрочного сталефибробетона с достаточной степенью точности может быть осуществлено в форме выражений, рекомендованных EN 1992-2:2005, при задании соответствующих значений прочности, начального модуля упругости и предельных деформаций сталефибробетона на сжатие или растяжение.

РАЗДЕЛ 4

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СЖАТЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ
БЕТОНОВ С КОСВЕННЫМ СЕТЧАТЫМ И ФИБРОВЫМ
АРМИРОВАНИЕМ**

**4.1. Прочность и деформации железобетонных элементов с
косвенным и фибровым армированием при кратковременном сжатии**

Влияние косвенного сетчатого и фибрового армирования на прочность и деформации образцов-призм из модифицированного бетона аналогично закономерностям, выявленным в исследованиях бетонов средней прочности [24, 131, 193], а именно, с повышением процента армирования увеличиваются показатели прочности и предельной сжимаемости по сравнению с неармированным бетоном. Для образцов-призм с поперечным ребром 150 мм ($\mu_{xy} = 1\%$ и $2,5\%$) величины приведенной прочности $R_{b,loc}$ и $R_{sfb,loc}$ увеличились, в среднем, соответственно в 1,15 и 1,32 раза по сравнению с неармированным бетоном (рис. 4.1 а), а предельная сжимаемость $\overline{\varepsilon_{sb}}$ – в 1,2 и 1,52 раза для образцов с косвенным армированием и в 1,12 и 1,33 для образцов с дисперсным армированием соответственно (рис. 4.1 б). Линейные относительные деформации арматуры сеток косвенного армирования практически совпадали с поперечными деформациями удлинения бетона до уровней нагружения, соответствующих $0,9 \cdot R_{b,red}$ (рис. 4.3). При более высоких уровнях нагружения наблюдается опережение роста деформаций удлинения в поперечном направлении у бетона по сравнению с величинами продольных удлинений стержней сеток косвенного армирования.

Предельные деформации поперечного удлинения по бетону непосредственно перед разрушением на 20÷40% превысили деформации удлинения стержней сеток. Характер разрушения образцов-призм с повышением процента косвенного и дисперсного армирования носил более плавный характер с большей долей пластических деформаций. Разрушение сопровождалось сколами бетона «лещадками» за пределами контура сеток и текучестью с последующей потерей устойчивости продольной арматуры.

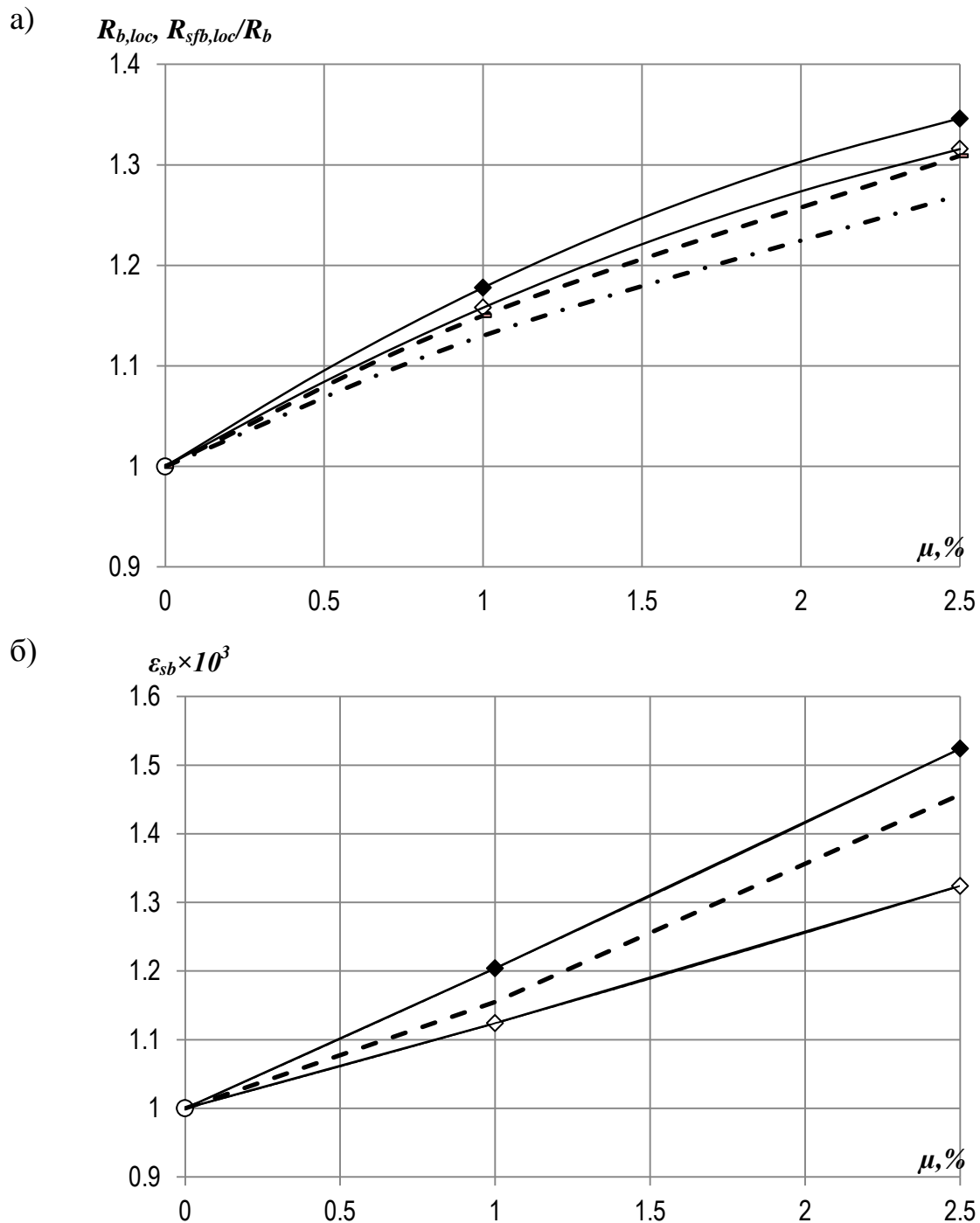


Рис. 4.1. Влияние процента косвенного сетчатого и фибрового армирования на приведенную прочность (а) и предельные деформации укорочения высокопрочного бетона (б)

Условные обозначения соответственно видам армирования:

- – неармированный бетон ($\mu = 0 \%$; $\mu_{xy} = 0 \%$);
- ◆ – косвенное сетчатое армирование, $\mu_{xy} = 1\%$; 2.5% ;
- ◇ – фибровое армирование, $\mu_{sfb} = 1\%$; 2.5%

--- - расчетные значения согласно СП 63.13330.2012

- . - - расчетные значения согласно СП 360.1325800.2017

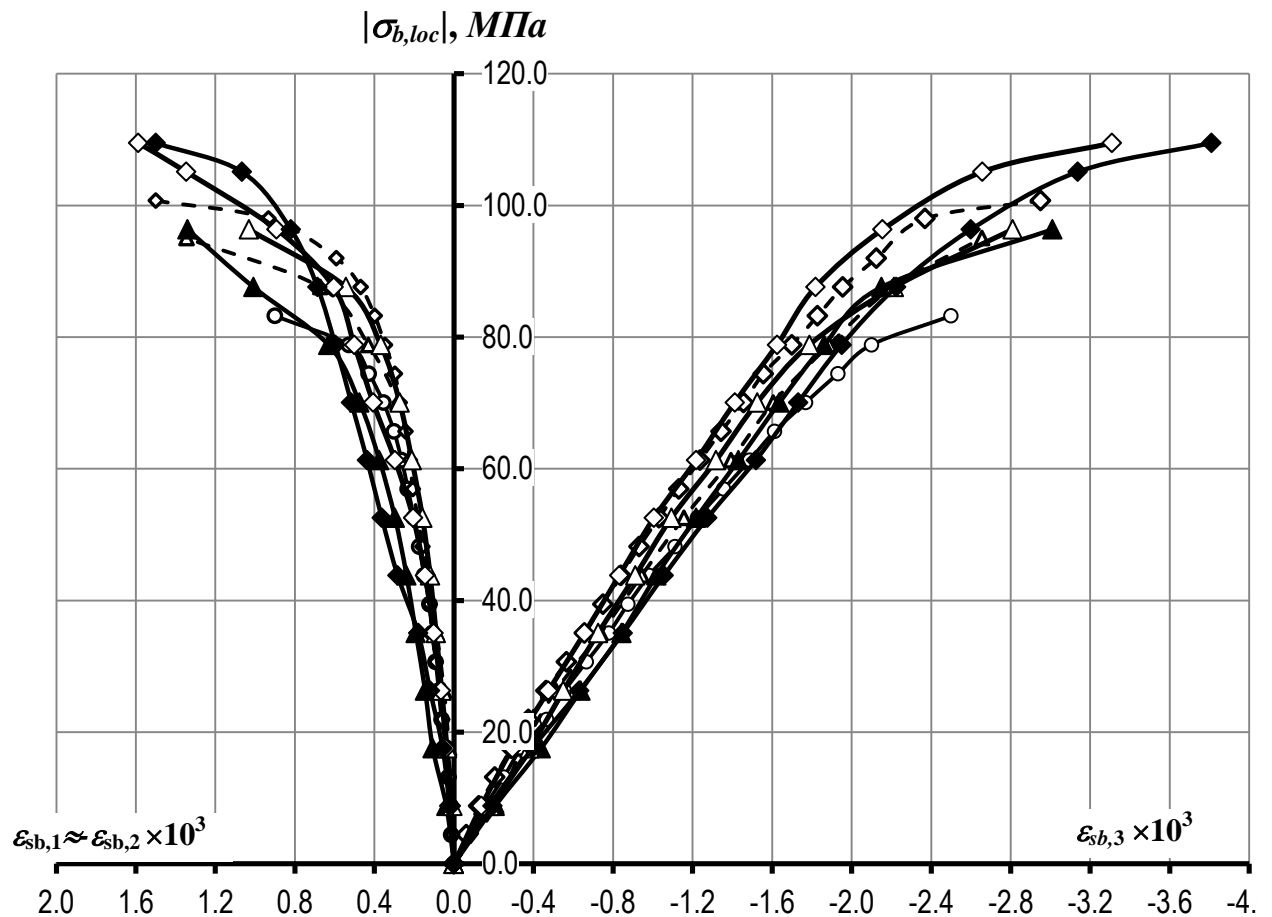


Рис. 4.2. Диаграммы деформирования железобетонных образцов-призм из высокопрочного бетона с косвенным сетчатым и фибровым армированием.

Условные обозначения соответственно видам армирования:

- – неармированный бетон ($\mu = 0\%$; $\mu_{xy} = 0\%$);
 ▲ ◆ – косвенное сетчатое армирование, $\mu_{xy} = 1\%$; 2.5% ;
 △ ◇ – фибровое армирование, $\mu_{sfb} = 1\%$; 2.5%

При разрушении образцов, армированных сетками $\varnothing 6.5A-400$, наблюдались разрывы стержней арматуры сеток.

150×150×600 мм

$\mu_{xy} = 1\%$



150×150×600 мм

$\mu_{xy} = 2,5\%$



150×150×600 мм

$\mu_{sfb} = 1\%$



150×150×600 мм

$\mu_{sfb} = 2.5\%$



Рис. 4.3. Фотоиллюстрации после разрушения железобетонных образцов-призм из высокопрочного модифицированного бетона с косвенным сетчатым и фибровым армированием.

Полученные экспериментальные данные о влиянии косвенного и дисперсного армирования на прочность и предельные деформации железобетонных элементов представлены на рис. 4.1 и 4.2. Установлена возможность применения формул (6.84 и 6.85) СП 360.1325800.2017 [170] к расчету прочности элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием из высокопрочных бетонов классов В60÷В80 (рис. 4.1, 4.2). На основе результатов анализа опытных данных предложены модифицированные аналитические выражения:

- для вычисления предельных деформаций $\overline{\varepsilon}_{sb}$ элементов из высокопрочного бетона в зависимости от интенсивности косвенного армирования на основе формулы Е.А. Чистякова [193]:

$$|\overline{\varepsilon}_{sb}| = (|\overline{\varepsilon}_b| + 18 \cdot \psi) \times 10^{-3}, \quad (4.1)$$

- для описания диаграммы « σ – ε » элементов с косвенным армированием в виде полинома 3-ей степени на основе предложений [130]:

$$\eta_\sigma = a_1 \cdot \eta_\varepsilon + a_2 \cdot \eta_\varepsilon^2 + a_3 \cdot \eta_\varepsilon^3, \quad (4.2)$$

где $\eta_\sigma = \frac{|\sigma_{b,loc}|}{R_{b,loc}}$ - для случая с применением косвенного армирования;

где $\eta_\sigma = \frac{|\sigma_{fb,loc}|}{R_{fb,loc}}$ - для случая с применением дисперсного армирования;

$$\eta_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{sb}}{\varepsilon_{sb}}; \quad a_1 = 3; \quad a_2 = -3, \quad a_3 = 1;$$

$R_{b,loc}$ – приведенная призмная прочность по формуле (8.81) СП 63.13330.2012 [170];

$R_{fb,loc}$ – расчетное сопротивление сталефибробетона сжатию при местном действии сжимающей силы по формуле (6.84 и 6.85) СП 360.1325800.2017 [170];

Выражения (4.1) ÷ (4.2) позволяют достоверно описывать диаграммы деформирования железобетонных элементов с косвенным и дисперсным армированием различной интенсивности (рис. 4.3).

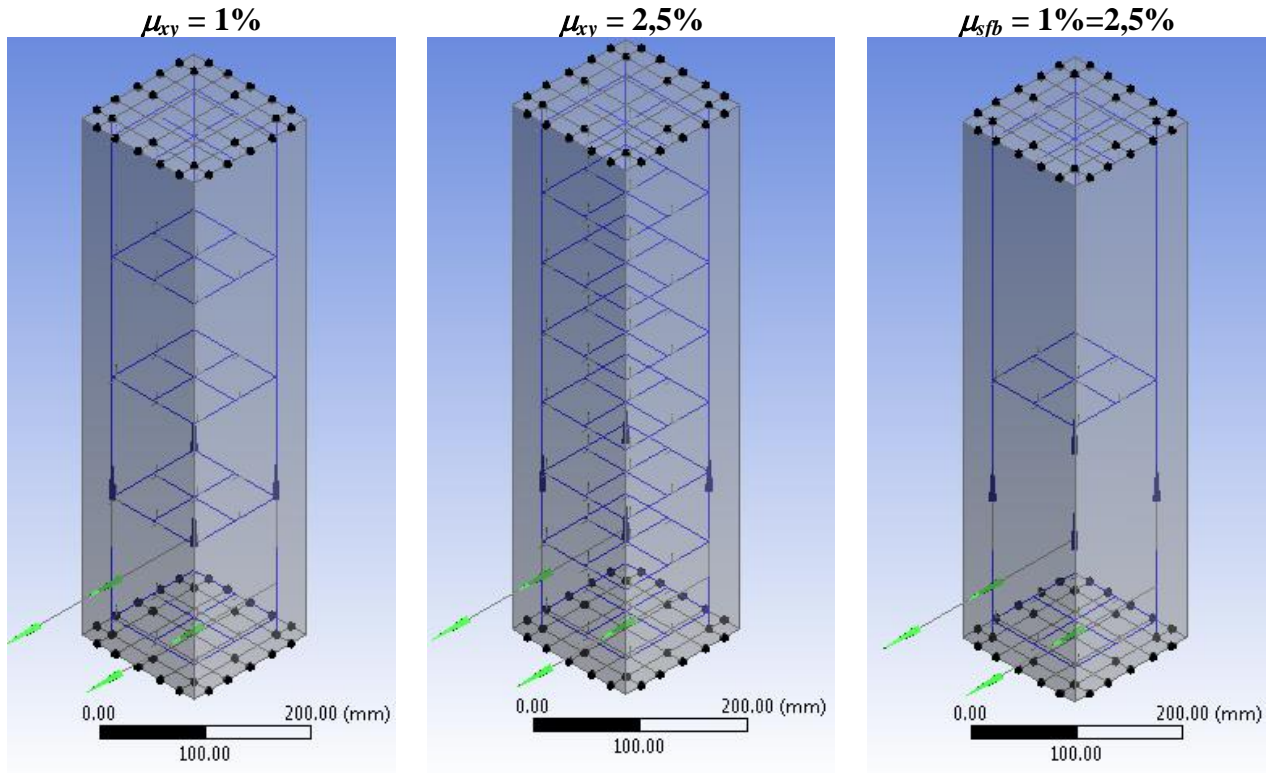
4.2. Теоретические исследования НДС сжатых элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием

В теоретических исследованиях моделировались условия работы сжатых железобетонных образцов с косвенным сетчатым и фибровым армированием. Расчеты выполнены методом конечных элементов (МКЭ) с помощью ПК «ANSYS Workbench 14.5». Сопоставление результатов расчета и опыта осуществлялось по величинам деформаций граней бетона и конструкции в целом, а также их элементов – стержней продольной и поперечной арматуры, по величинам разрушающих нагрузок. Результаты сопоставления (рис. 4.4, 4.5, 4.6) свидетельствуют об их удовлетворительной сходимости.

Для расчетных кривых на начальных участках нагружения, в сравнении с опытом, характерно деформирование с большей долей упругой составляющей в полных деформациях. Однако, после уровня нагружения $\eta \geq 0,8$, отмечена текучесть продольной арматуры и существенное увеличение доли пластических деформаций. Поперечные деформации бетона и стержней арматуры в сетках косвенного сетчатого армирования практически совпадают до уровня нагружения $\eta = 0,8$. При более высоких уровнях нагружения отмечено «запаздывание» деформаций в арматурных стержнях в сравнении с деформациями бетона, что свидетельствует о нарушении их совместной работы.

Учет физической нелинейности материала в форме использования диаграммы « σ – ϵ » позволяет приблизить расчетные величины несущей способности и предельных деформаций сжатых элементов к опытным, оценить расчетом резервы несущей способности таких конструкций.

а)



б)

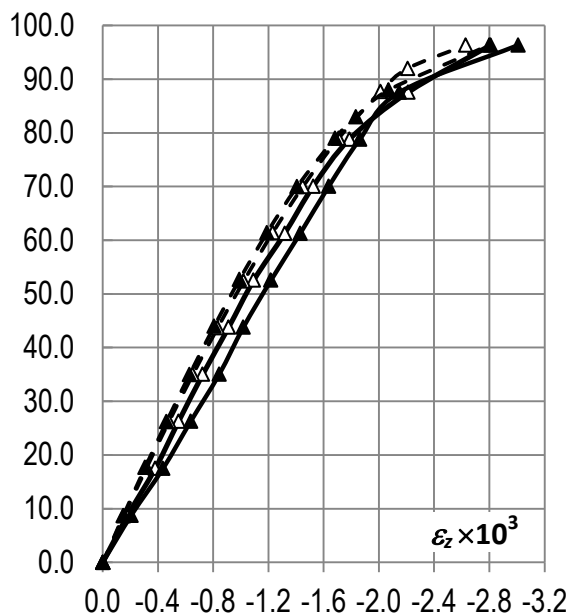
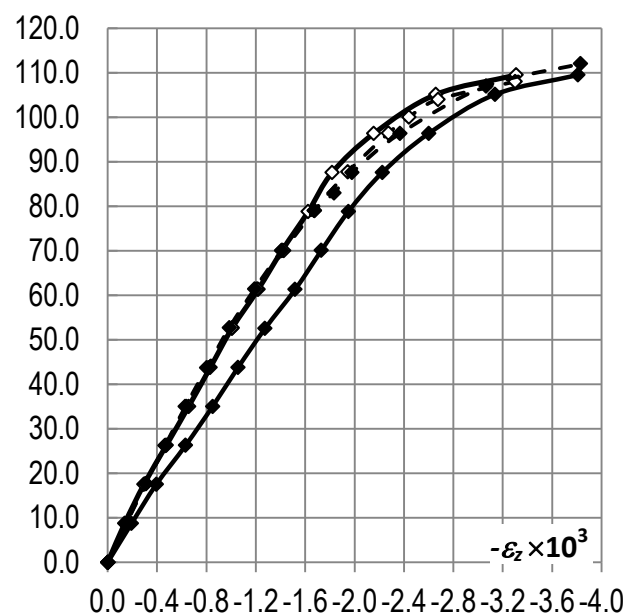
150×150×600 мм с $\mu_{xy} = \mu_{sfb} = 1\%$ σ , МПа150×150×600 мм с $\mu_{xy} = \mu_{sfb} = 2,5\%$ σ , МПа

Рис. 4.4. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием: а – расчетная схема элементов; б – диаграммы деформирования.

Условные обозначения соответственно видам армирования:

----- результаты расчета с помощью ПК «ANSYS Workbench 14.5»;

———— эксперимент;

▲ ◆ – косвенное сетчатое армирование, $\mu_{xy} = 1\%$; 2,5 %;

△ ◇ – фибровое армирование, $\mu_{sfb} = 1\%$; 2,5 %

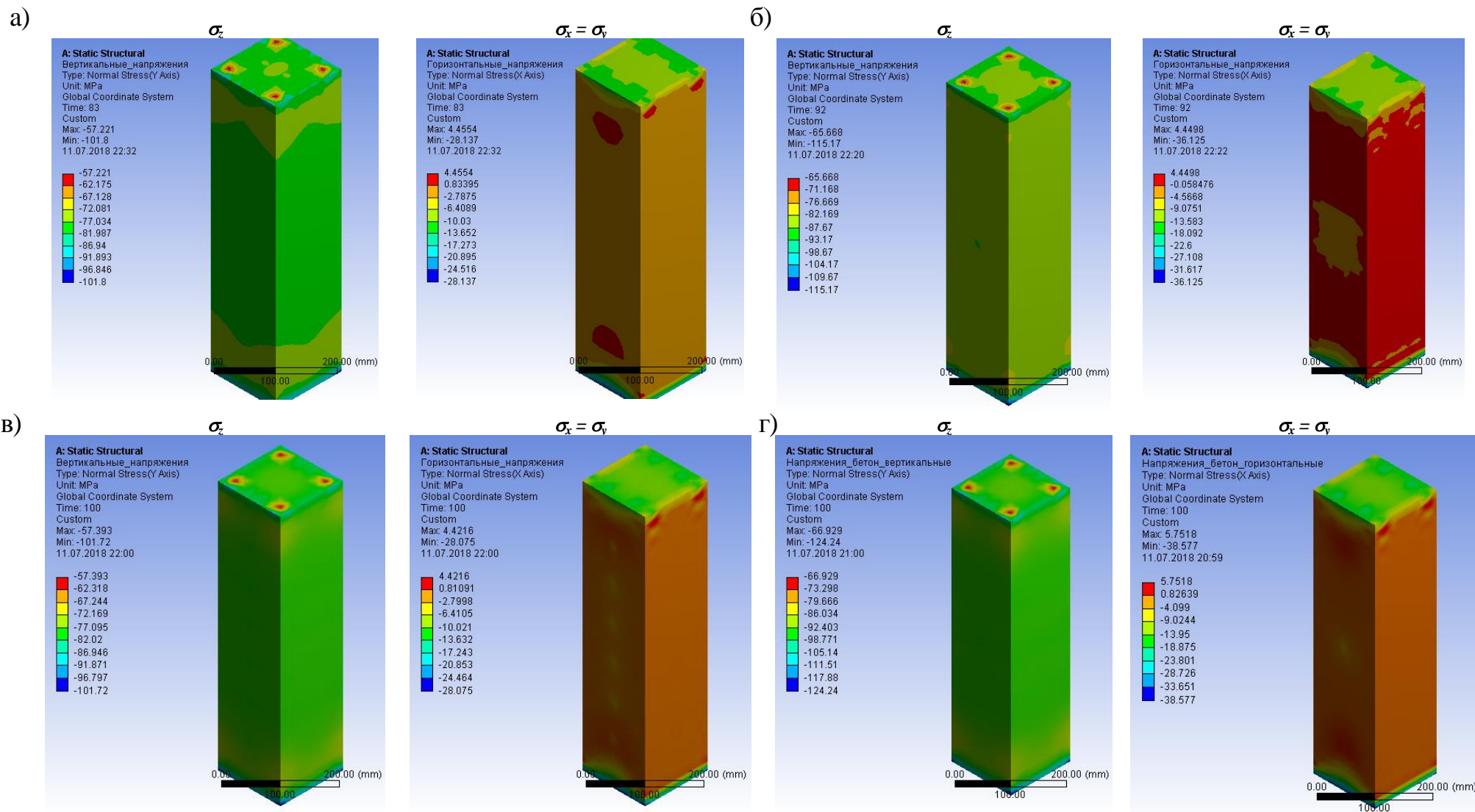


Рис. 4.5. Напряженное состояние железобетонных элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием:
 а) при $\mu_{xy} = 1 \%$, б) при $\mu_{sfb} = 1 \%$, в) при $\mu_{xy} = 2,5 \%$, г) при $\mu_{sfb} = 2,5 \%$.

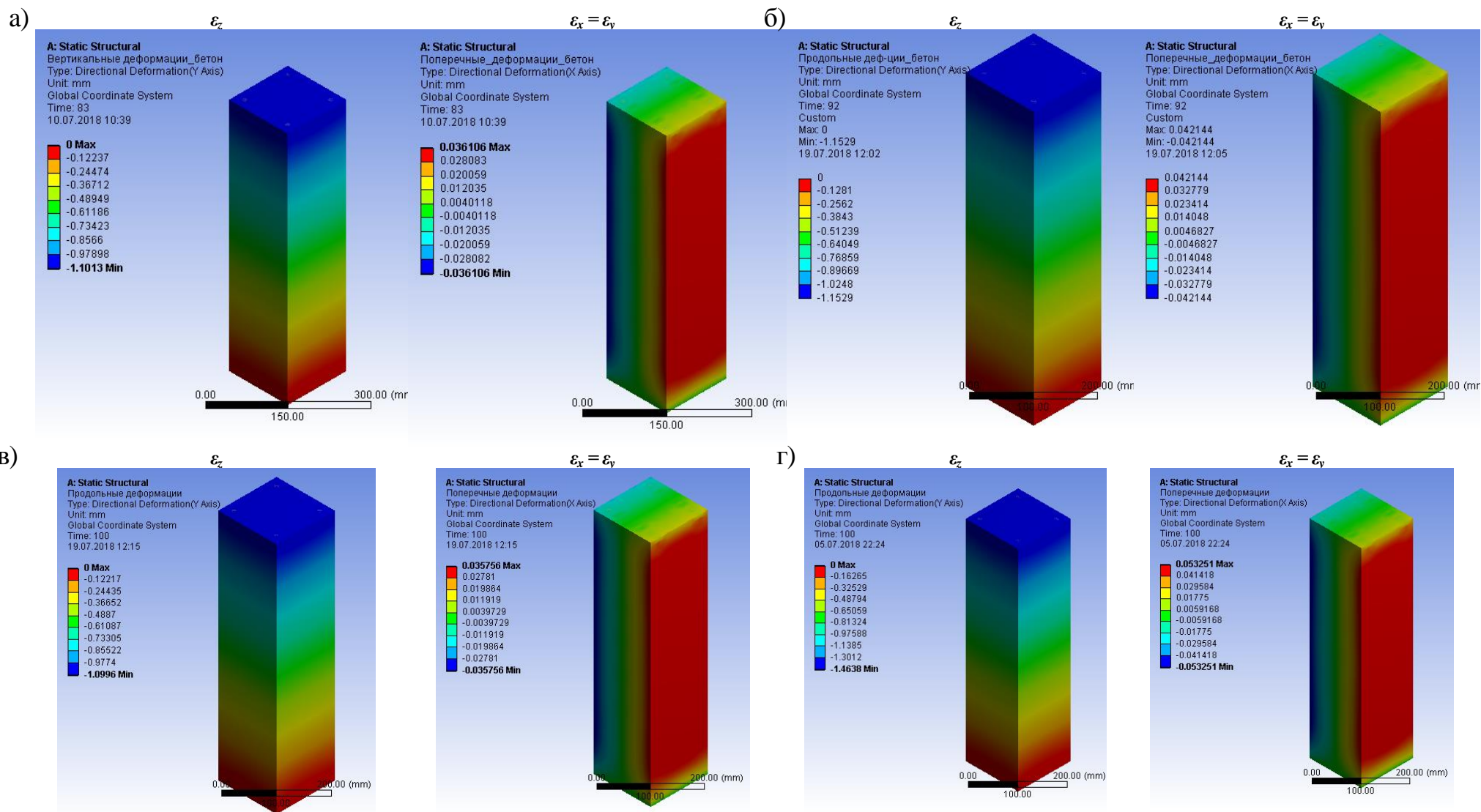


Рис. 4.6. Деформированное состояние железобетонных элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием:
 а) при $\mu_{xy} = 1\%$, б) при $\mu_{sfb} = 1\%$, в) при $\mu_{xy} = 2,5\%$, г) при $\mu_{sfb} = 2,5\%$.

4.3. Влияние неравномерного нагрева на напряженно-деформированное состояние конструкций рамного фундамента под машину непрерывного литья заготовок

При эксплуатации машин МНЛЗ в камере вторичного охлаждения заготовок строительные конструкции подвергаются неравномерному температурно-влажностному воздействию, что приводит к появлению неравномерного нагрева конструкций с температурным градиентом более 100°C . При подобном режиме эксплуатации на внутренних поверхностях конструкций возникают неравномерные поля температурного нагрева, что приводит к сложному напряженному состоянию и отражено в работах [56, 119]. Кроме того, до сегодняшнего дня для строительства подобных сооружений использовались, как правило, обычные тяжелые жаростойкие бетоны согласно требований норм [165, 170]. При этом нормативный срок эксплуатации сооружения МНЛЗ составляет, в среднем, не более 10 лет.

В процессе их эксплуатации в конструкциях камеры вторичного охлаждения уже после 5-го года эксплуатации возникают повреждения, которые существенно снижают их несущую способность и эксплуатационную пригодность [56, 119], что требует дополнительных затрат на их усиление и продления их срока службы, а также свидетельствует о необходимости использования при строительстве подобных сооружений более высококачественных материалов с повышенной стойкостью к температурно-влажностным воздействиям.

Объектом исследований является сооружение рамного фундамента МНЛЗ электросталеплавильного цеха, которое выполнено в виде пространственного рамного сооружения из монолитного железобетона по каркасной конструктивной схеме с несущими стенами (ядра жесткости) и колоннами, в котором горизонтальными дисками жесткости, жестко сопряженными с вертикальными элементами, служат монолитные ребристые перекрытия на отм. +2,400 м и +5,760 м.

Зона вторичного охлаждения МНЛЗ располагается на отрезке технологической линии от кристаллизатора до тянущих валков. Назначение зоны вторичного охлаждения – дальнейшее затвердевание непрерывного слитка металла после его выхода из кристаллизатора.

При обследовании состояния конструкций рамного фундамента МНЛЗ установлены следующие основные дефекты и повреждения конструкций монолитных стен камеры зоны вторичного охлаждения ЗВО [119]:

- участки разрушения защитного слоя бетона деструктивного характера с внутренней стороны конструкций монолитных железобетонных стен камеры непрерывного литья (с отм. -0,600 м до отм. +5,400м) на глубину до 100...140 мм с обнажением и коррозионным износом верхнего слоя армирования до 50...70% поперечного сечения стержней;

- следы коррозии железобетона в результате воздействия агрессивной среды и повышенных температур в виде белых потеков и мелких трещин в наружном слое бетона внутренних поверхностей монолитных железобетонных стенах камеры и колоннад камеры непрерывного литья шириной раскрытия 0,2...0,3 мм.

Основной причиной существенного снижения прочностных и деформационных свойств бетона на внутренних поверхностях железобетонных конструкций камеры вторичного охлаждения (железобетонные конструкции перекрытия и стены) являются деструктивные процессы, которые происходят в цементном камне и в зоне его контакта с заполнителем [78]. При нагревании железобетонных конструкций до +200°C и воздействии систематического увлажнения основными факторами являются процессы влаго- и термовлагопереноса, которые сопровождаются возникновением температурных и влажностных градиентов, при этом рост растягивающих напряжений на границе контакта цементного камня с заполнителем приводит к образованию системы микротрещин и

существенному снижению прочности бетона (до 60%) и модуля упругости (до 40...60%).

С целью изучения и оценки НДС сооружения рамного фундамента под машину непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) электросталеплавильного цеха ООО «ЭЛЕКТРОСТАЛЬ» в г. Курахово, работающего в сложных температурно-влажностных воздействий, а также оценки эффективности применения высокопрочного сталефибробетона были выполнены сопоставительные расчеты конструкций в двух вариантах исполнения камеры вторичного охлаждения: I вариант с использованием для конструкций камеры вторичного охлаждения жаростойкого бетона класса В25; II вариант с использованием для конструкций камеры вторичного охлаждения высококачественного сталефибробетона В100 с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2.5 \%$ (в том числе с учетом физической нелинейности материалов вариант II.1).

Численные исследования НДС рамного фундамента под МНЛЗ, а также оценки эффективности использования высокопрочного сталефибробетона выполнены методом конечных элементов (МКЭ) с помощью ПК «LIRA SAPR 2015». Анализ результатов расчета осуществлялся по величинам напряжений, деформаций, а также по значениям проектной и расчетной площадей рабочей арматуры в конструкциях. Результаты расчетов представлены на рис. 4.9÷4.20,

При выполнении сопоставительных расчетов рассматривалось два конструктивных варианта:

I вариант (исходный из тяжелого бетона В25):

Стены камеры вторичного охлаждения непрерывного литья заготовок – выполнены из монолитного железобетона толщиной 700 мм.

Колоннады (выступающие части монолитных стен камеры) – монолитные железобетонные с размерами поперечного сечения 600х400 мм.

Колонны рамного фундамента – монолитные железобетонные с размерами поперечного сечения 600х600 мм.

Перекрытие на отм. +2,400 м – монолитное железобетонное ребристое с размерами поперечного сечения главных балок 700х300 мм и толщиной плиты 300мм.

Перекрытие на отм. +5,760 м – монолитное железобетонное ребристое с размерами поперечного сечения главных балок 600х600 мм и толщиной плиты 300мм, на участке установки столов качения МНЛЗ – из металлических двутавровых сварных балок.

II вариант (с применением высокопрочного сталефибробетона):

Стены камеры вторичного охлаждения непрерывного литья заготовок – выполнены из монолитного железобетона толщиной 400 мм.

Колоннады (выступающие части монолитных стен) – монолитные железобетонные с размерами поперечного сечения 400х400 мм.

Расчет конструкций рамного фундамента на силовые и температурно-влажностные воздействия осуществлен в три этапа. На первом этапе выполнен статический расчет с использованием жаростойкого бетона класса В25 (схема I) для определения основных параметров НДС сооружения в линейной постановке, а также запасов несущей способности элементов камеры вторичного охлаждения. На втором этапе выполнен статический расчет сооружения с применением для конструкций камеры высокопрочного сталефибробетона класса В100 (схема IIa) в упругой постановке. На третьем этапе выполнен расчет сооружения с использованием высокопрочного сталефибробетона и учета его физической нелинейности (21 закон, диаграмма деформирования материала принята согласно рис. 3.22 для $\mu_{sfb} = 2,5 \%$).

При расчете сооружения учитывались следующие нагрузки и воздействия: собственный вес конструкций, полезные нагрузки на

перекрытия, технологические нагрузки от оборудования согласно рабочего проекта, температурные воздействия на внутренние поверхности камеры вторичного охлаждения (табл. 4.1). Зоны температурных воздействий по высоте на конструкцию стен камеры ЗВО, полученные при инструментальном обследовании при помощи инфракрасного пирометра, представлены на рис.4.7.

Таблица 4.1

Нагрузки, действующие на конструкции камеры ЗВО

№ п/п	Наименование нагружения	Вид нагрузки	Коэфф. надежности	Доля длительности расчетном сочетании нагрузок (РСН7)
1	Собственный вес	Постоянное	1,1	1,0
2	Вес пола	Постоянное	1,1	1,0
3	Полезная нагрузка на перекрытие	Кратковременное	1,2	0,8
4	Технологические нагрузки (вертикальные)	Кратковременное	1,2	1,0
5	Технологические нагрузки (вертикальные+горизонтальные+)	Кратковременное	1,2	1,0
6	Технологические нагрузки (вертикальные+горизонтальные-)	Кратковременное	1,2	1,0
7	Температурные воздействия	Кратковременное	1,2	1,0

При учете температурного градиента принят зимний период эксплуатации для неотапливаемого здания (-20°C) – вариант температурных воздействий, дающий наибольшие значения температурного градиента в стенах камеры вторичного охлаждения.

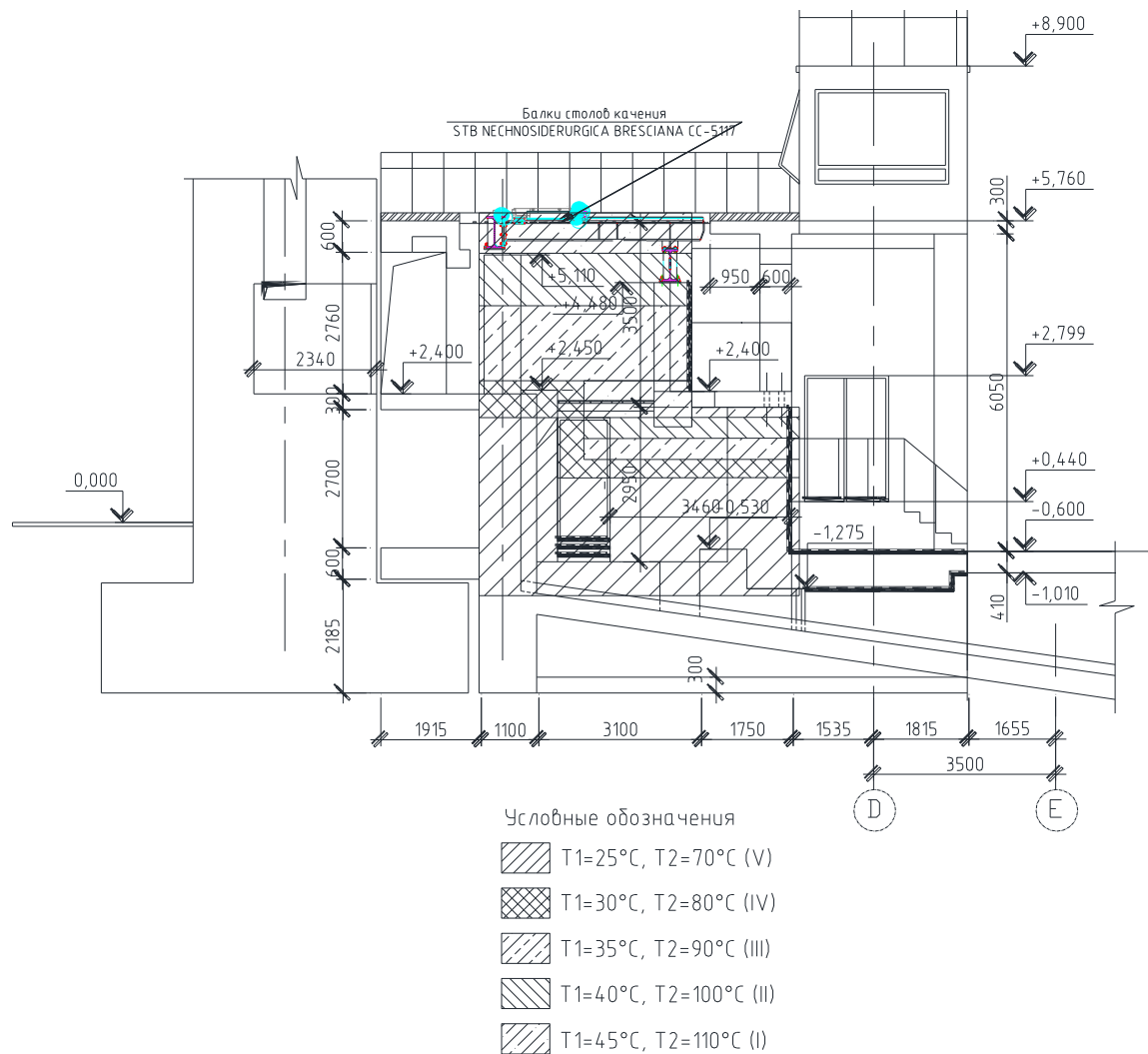


Рис. 4.7. Зоны температурных воздействий по высоте на конструкцию стен камеры ЗВО.

Конечно-элементная модель конструкции рамного фундамента представлена на рис. 4.8. В расчете использованы конечные элементы двух типов: прямоугольные элементы пластин и стержневые элементы, соответствующие элементам опорной колоннады. Расчет выполнен на расчетные сочетания силовых и температурных нагрузок (РСН) для всех описанных выше режимов работы сооружения. Результатами расчета явились перемещения узлов модели в целом, усилия в конечных элементах и площадь армирования наружной и внутренней граней.

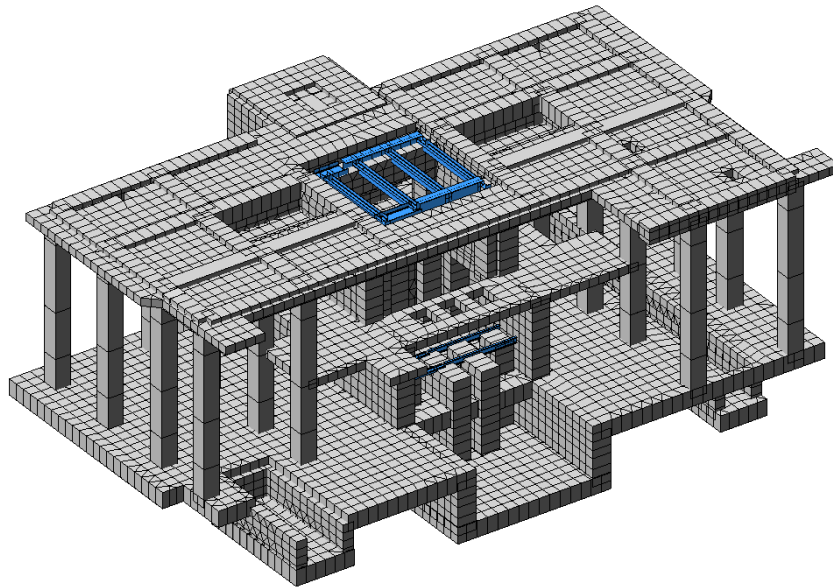


Рис. 4.8. Конечно-элементная модель конструкции рамного фундамента.

Анализ НДС конструкций стен камеры вторичного охлаждения толщиной 700 мм из жаростойкого бетона класса В25 (схема I) позволяет сформулировать следующие выводы:

1. Расчетные значения продольных напряжений по N_y в стенах камеры, в целом, не превышают: 1600...-12800 кН/м², а значения продольных напряжений по N_x – 1120...-8970 кН/м² (РСН7) (рис. 4.9 а, б).

а)

б)

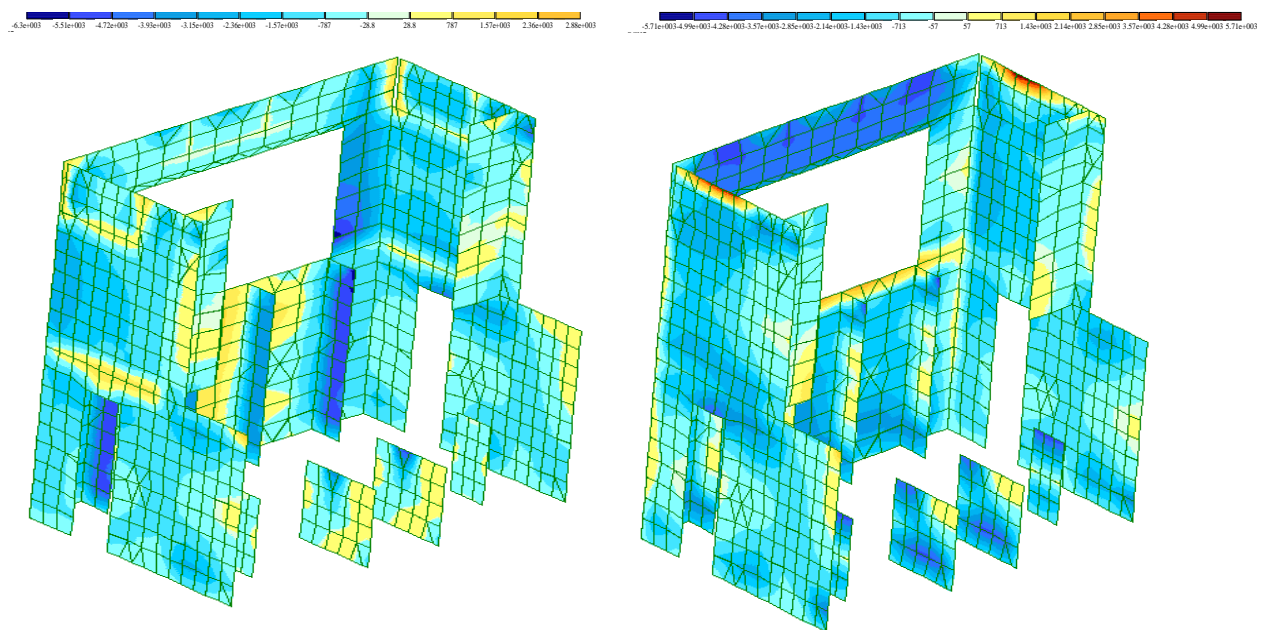


Рис. 4.9. Изополя продольных напряжений по N_y (а) и N_x (б).

2. Значения изгибающих моментов M_x и M_y составили – 83,1...885 кНм/м (РСН7) и -68,6...884кНм/м (РСН 7) соответственно (рис. 4.10 а, б). При этом максимальные сжимающие напряжения составляют 98% от расчетного сопротивления бетона, а растягивающие напряжения превышают прочность бетона на величину до 65% .

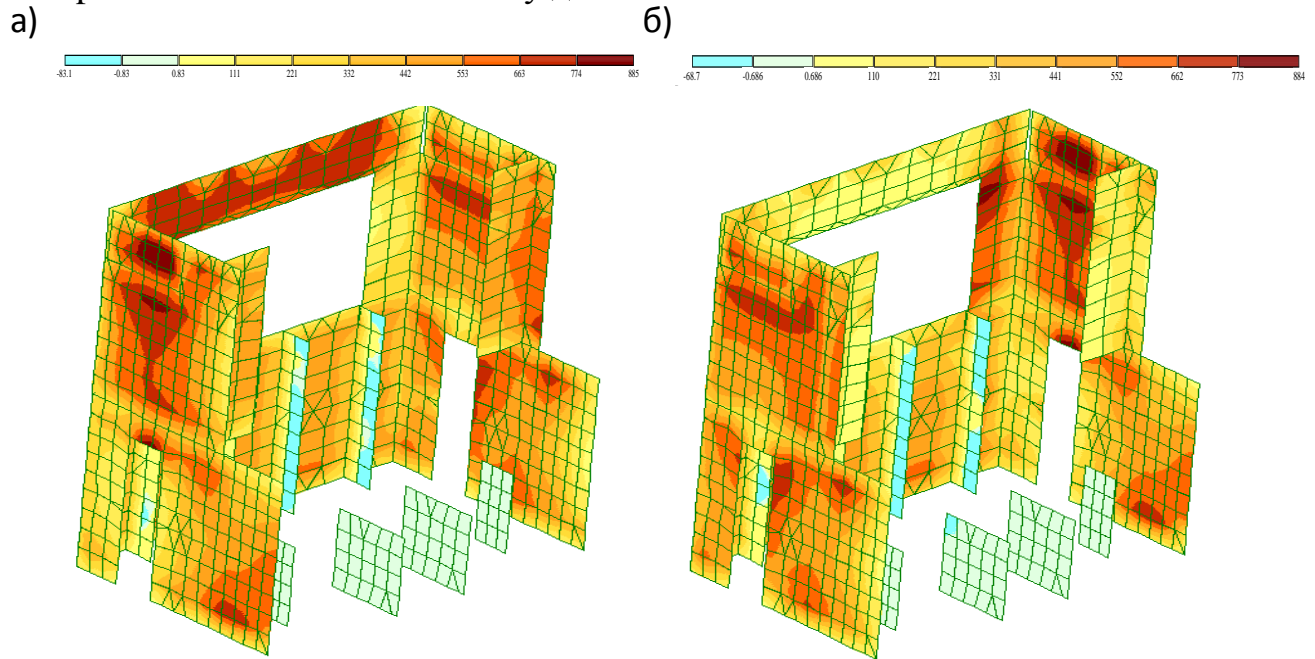


Рис. 4.10. Изополя изгибающих моментов по M_x (а) и M_y (б).

3. Приведенные величины вертикальных деформаций расширения по оси Z составили 2,18 мм (рис. 4.11 а), а горизонтальные по направлениям осей X и Y –1,71 мм и 0,99 мм соответственно (рис. 4.11 б, в).

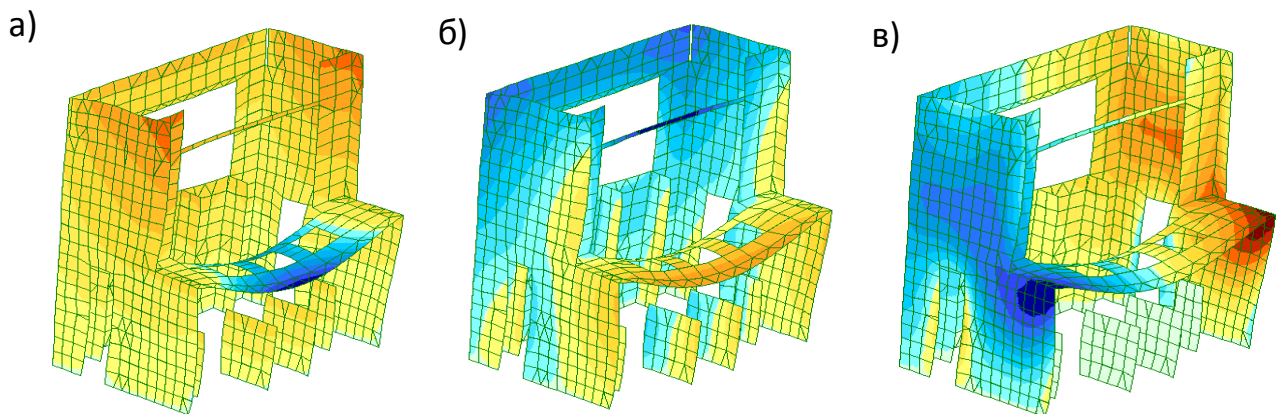


Рис. 4.11. Изополя перемещений по $Z(G)$ (а), $X(G)$ (б) и $Y(G)$ (в).

4. По результатам расчета конструкций стен по 1-й и 2-й группам п.с. получено расчетное армирование:

- горизонтальное армирование у наружной грани $\varnothing 18$ с шагом 100 мм ($25,5 \text{ см}^2$) (рис. 4.12 а);

- вертикальное армирование у наружной грани $\varnothing 18$ с шагом 100 мм ($25,5 \text{ см}^2$) (рис. 4.12 б).

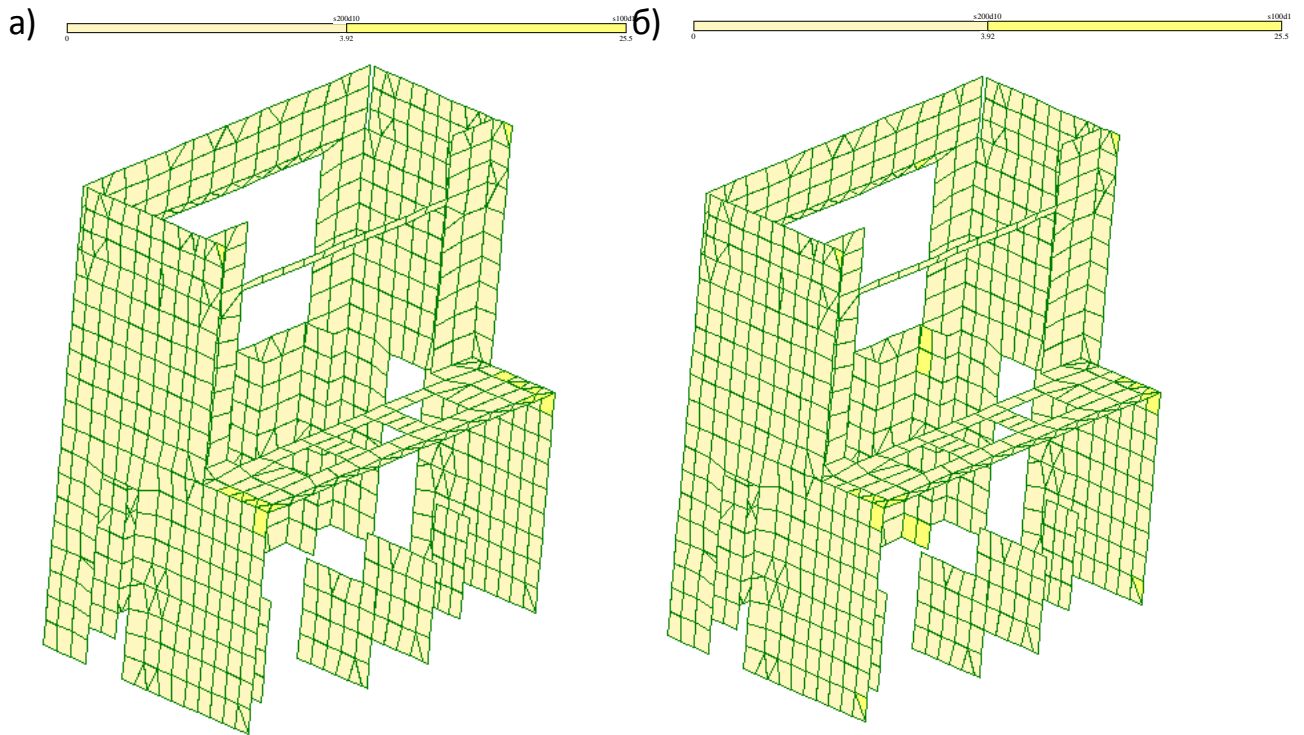
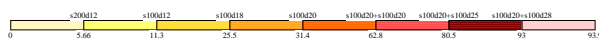


Рис. 4.12. Площадь полной арматуры на 1 п.м по оси X (а) и по оси Y (б).

- горизонтальное армирование у внутренней грани $\varnothing 18 + \varnothing 25$ с шагом 100 мм ($80,5 \text{ см}^2$) (рис. 4.13 а);

- вертикальное армирование у внутренней грани $\varnothing 18 + \varnothing 25$ с шагом 100 мм ($80,5 \text{ см}^2$) (рис. 4.13 б).

a)



б)

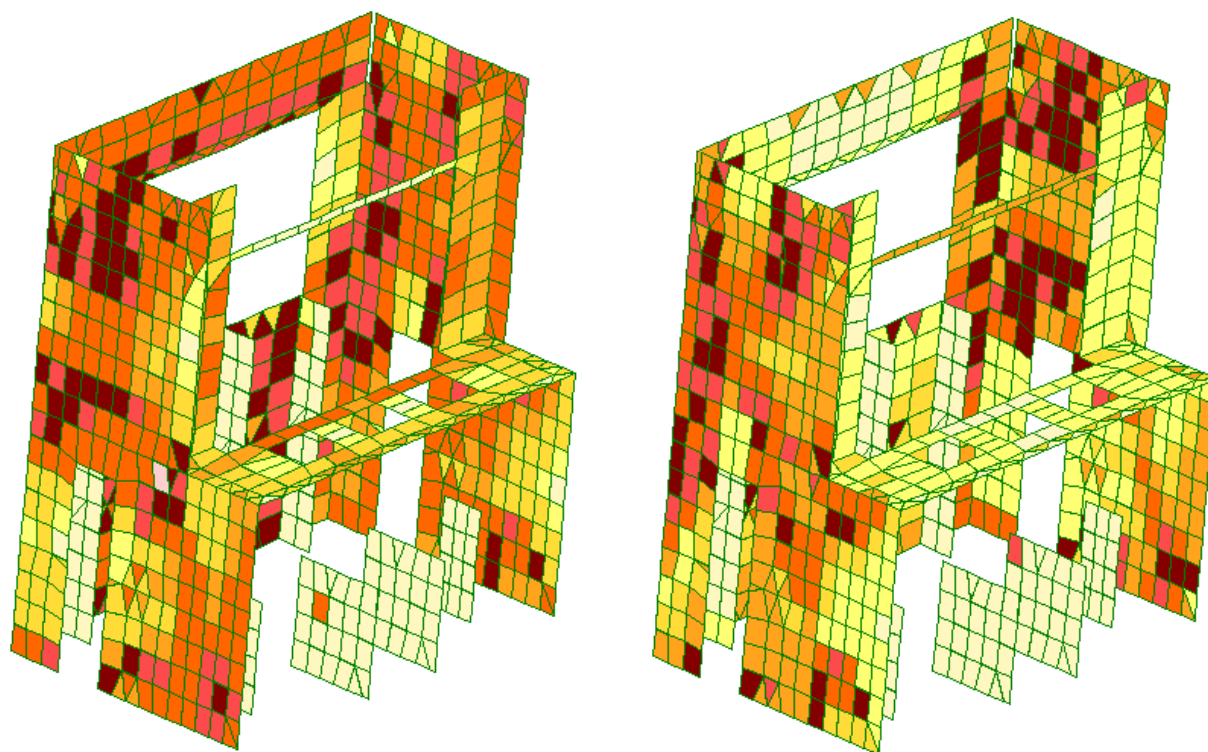
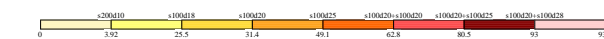


Рис. 4.13. Площадь полной арматуры на 1п.м по оси X (а) и по оси Y (б) у нижней грани (балки-стенки - посередине).

Согласно результатам расчета расчетная площадь армирования превышает до 28% проектное армирование из 2Ø20 с шагом 100 мм ($62,8 \text{ см}^2$) (рис. 4.13 а), т.е. несущая способность стен камеры вторичного охлаждения не обеспечена согласно результатов расчета по трещиностойкости (рис. 4.13 б), что отображает действительное техническое состояние исследуемых конструкций [253, 254].

Замена бетона класса В25 на В100 позволяет уменьшить толщину стен камеры вторичного охлаждения до 400 мм и, как следствие, уменьшить градиенты температуры и влажности, а также температурные напряжения до 40%.

Результаты упругих расчетов для Схемы Па (в упругой постановке), рассматриваемые как первое приближение, уточнялись при последующих расчетах элементов стен камеры ЗВО с учетом основных специфических

свойств высокопрочного сталефибробетона и арматуры (учет физической нелинейности).

Анализ полученных результатов с применением высокопрочного сталефибробетона В100 с процентом фибрового армирования 2,5% (схема Па) свидетельствует о том, что расчетные значения продольных напряжений по N_y в стенах камеры, в целом, не превышают: 2670...-21400 кН/м² (рис. 4.14 а), а значения продольных напряжений по N_x – 2780...-22000 кН/м² (рис. 4.14 б).

а)

б)

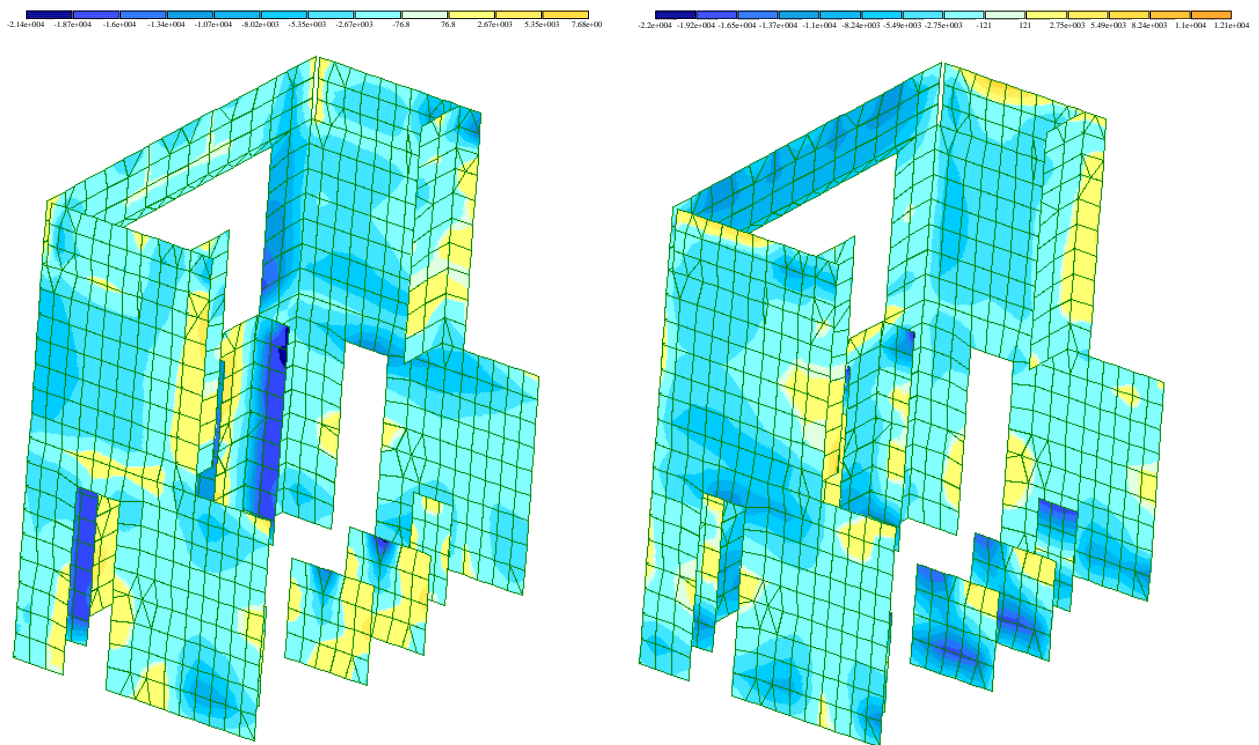


Рис. 4.14. Изополя продольных напряжений по N_y (а) и N_x (б).

Значения изгибающих моментов M_x и M_y составили 1140 кНм/м и 1139кНм/м соответственно (рис. 4.15 а, б). При этом максимальные сжимающие напряжения составляют не более 45% от расчетного сопротивления сталефибробетона на сжатие.

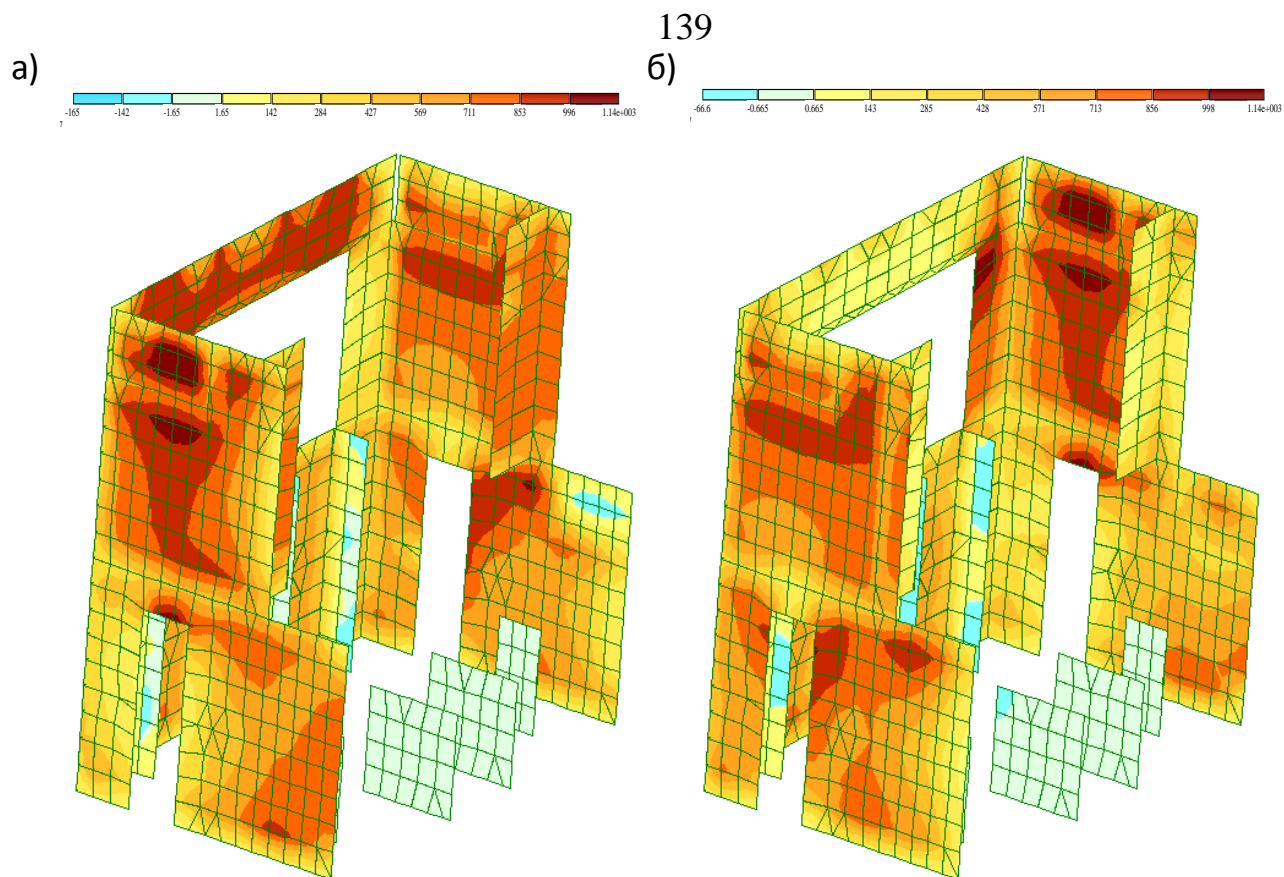


Рис. 4.15. Изополя изгибающих моментов по M_x (а) и M_y (б).

Приведенные величины вертикальных деформаций расширения составили 2,5 мм (рис 4.16 а), а горизонтальные по направлениям осей X и Y – 1,59 мм и 1,48 мм соответственно (рис. 4.16 б, в).

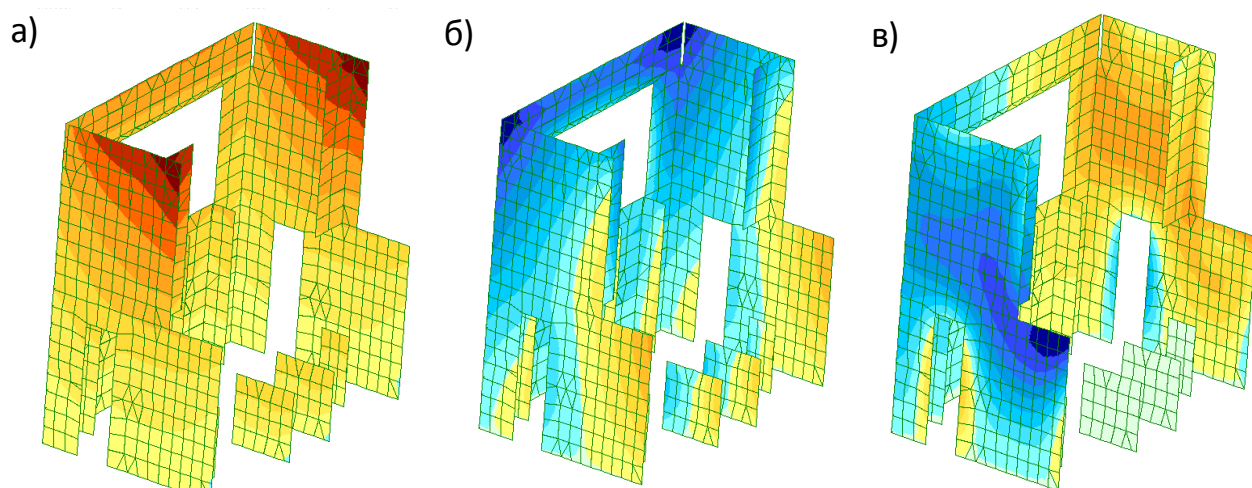
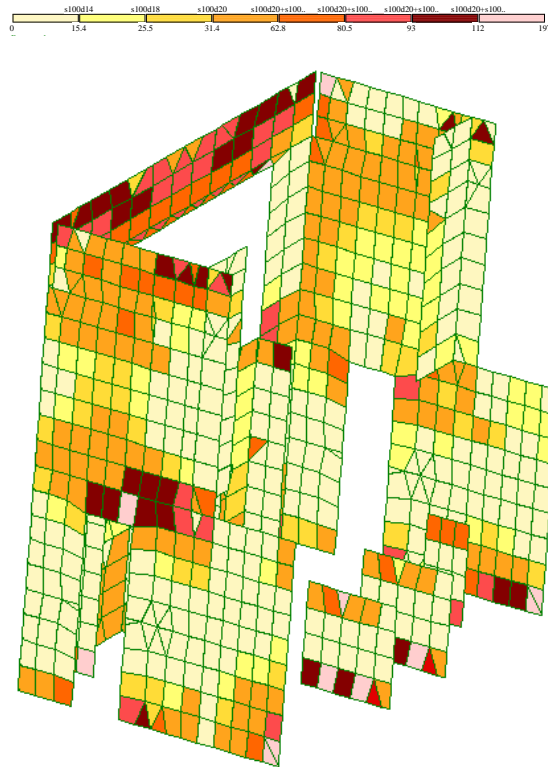


Рис. 4.16. Изополя перемещений по $Z(G)$ (а), $X(G)$ (б) и $Y(G)$ (в).

По результатам расчета конструкций стен по 1-й и 2-й группам п.с. получено расчетное армирование:

- величины полной площади горизонтального и вертикального армирования у наружной грани составили 112 см^2 и 165 см^2 соответственно (рис. 4.17 а, б);

а)



б)

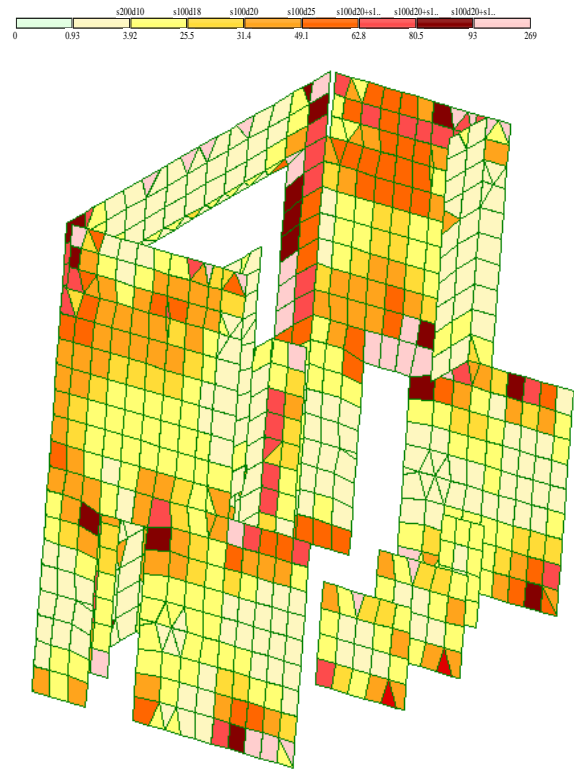


Рис. 4.17. Площадь полной арматуры на 1 п.м по оси X (а) и по оси Y (б).

- величины полной площади горизонтального и вертикального армирования у внутренней грани составили, соответственно, не более $162,8 \text{ см}^2$ и 193 см^2 (рис. 4.18 а, б).

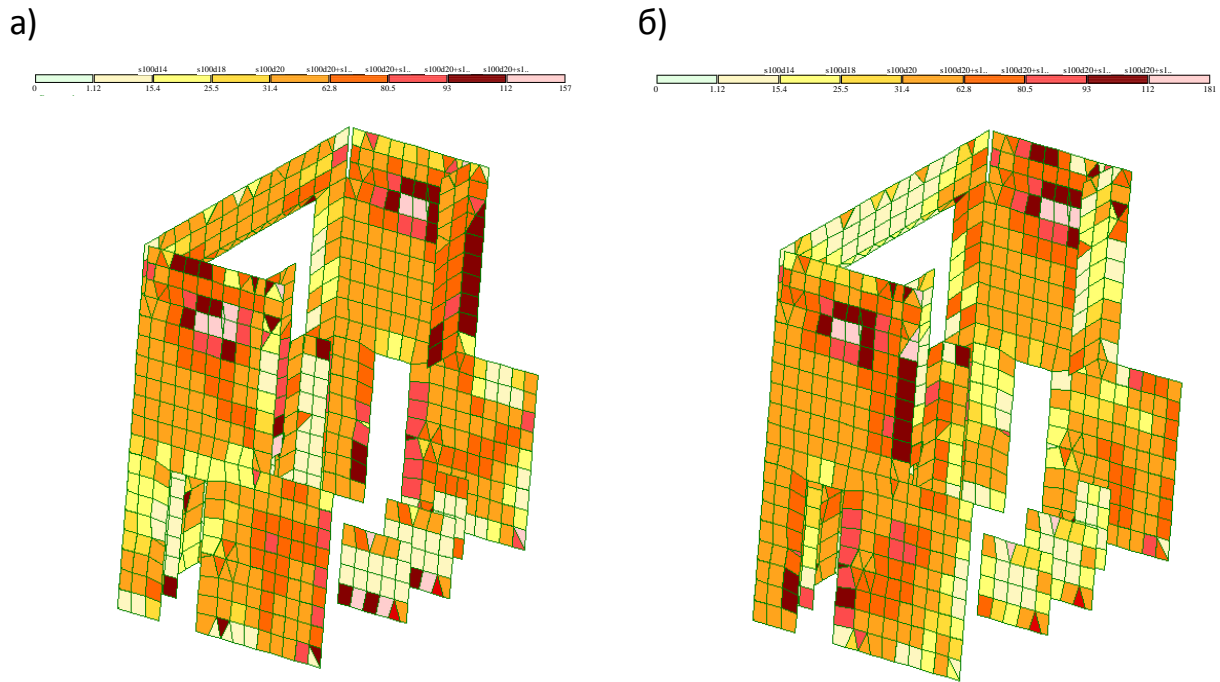


Рис. 4.18. Площадь полной арматуры на 1п.м по оси X (а) и по оси Y (б) у нижней грани (балки-стенки - посередине).

При комплексном армировании вертикальных стен из-за отличия расчетного сопротивления фибрового армирования и стержневой горячекатанной арматуры необходимо выделить дополнительное армирование класса А400 ($R_s = 350 \text{ МПа}$) при расчетном сопротивлении стали фибрового армирования типа НЕ 07560 ($R_f = 1150 \text{ МПа}$) и проценте армирования 2,5%:

- требуемое вертикальное армирование предлагается рассчитывать по выражению:

$$A_{s1} = (A_{s,tot} - A_f) \cdot \frac{R_s}{R_f \cdot m} = (193 - 100) \cdot \frac{365}{1150 \cdot 0,9} = 327 \text{ мм}^2 \quad (4.3);$$

- требуемое горизонтальное армирование предлагается рассчитывать по выражению:

$$A_{s2} = (A_{s,tot} - A_f) \cdot \frac{R_s}{R_f \cdot m} = (162,8 - 100) \cdot \frac{365}{1150 \cdot 0,9} = 221,5 \text{ мм}^2 \quad (4.4)$$

где m – коэффициент условий работы арматуры;

$A_{s,tot}$ – общая площадь горизонтальной или вертикальной арматуры;

A_f – площадь фибрового армирования.

Принимаем дополнительное вертикальное армирование Ø22A400с с шагом 100 мм ($38,01 \text{ см}^2$) и дополнительное горизонтальное армирование из Ø18A400с с шагом 100 мм ($25,45 \text{ см}^2$).

Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций стен камеры вторичного охлаждения с применением высокопрочного сталефибробетона В100 с процентом фибрового армирования 2,5%, (схема Пб) выполненного с учетом физической нелинейности деформирования высокопрочного сталефибробетона класса В100 и линейного дополнительного армирования согласно результатов расчета схемы Па для стенок толщиной 400 мм позволяет сформулировать следующие выводы:

1. Расчетные значения продольных напряжений по N_y в стенах камеры не превышают $2800 \dots -19800 \text{ кН/м}^2$ (рис. 4.19 а), а значения продольных напряжений по N_x – $2450 \dots -19600 \text{ кН/м}^2$ (рис. 4.19 б), что меньше чем соответствующие значения для схемы П на **7,5%** и **11%** соответственно.

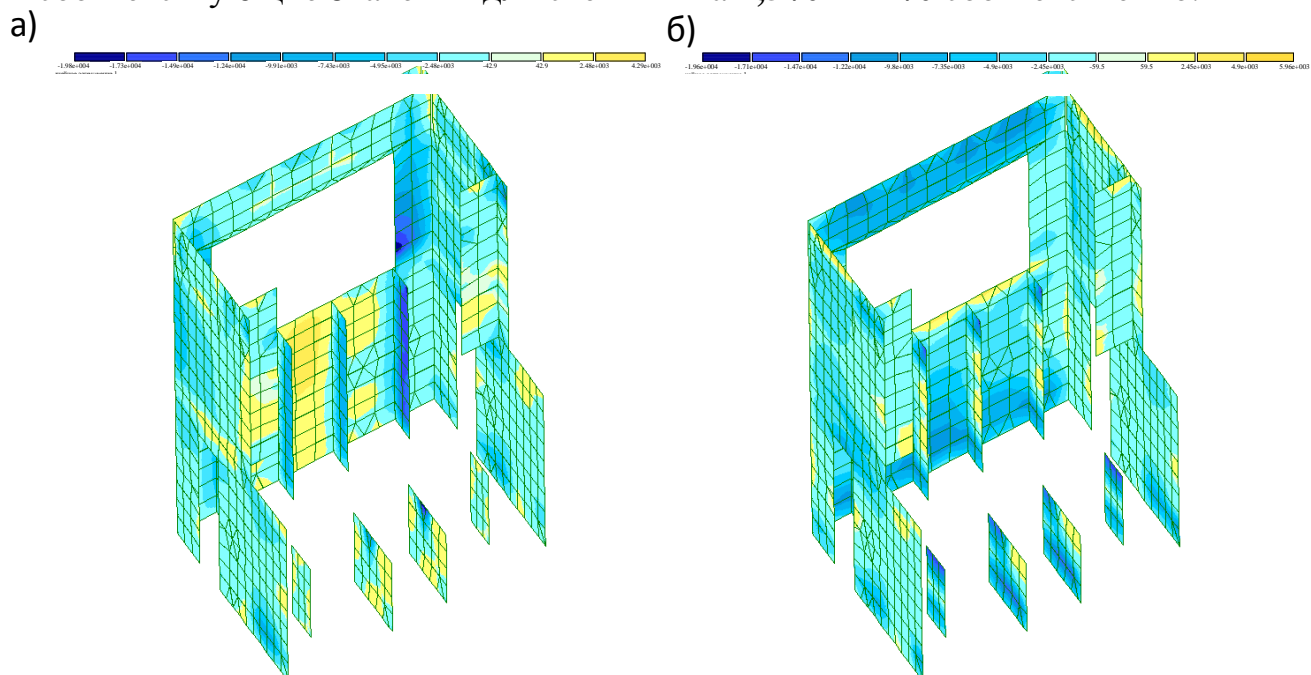


Рис. 4.19. Изополя продольных напряжений по N_y (а) и N_x (б).

2. Значения изгибающих моментов M_x и M_y составили $-95 \dots 605 \text{ кНм/м}$ (рис. 4.20 а) и $-90 \dots 641 \text{ кНм/м}$ (рис. 4.20 б) соответственно, что меньше, чем соответствующие значения для схемы П на **42,3%** и **33,8%** соответственно.

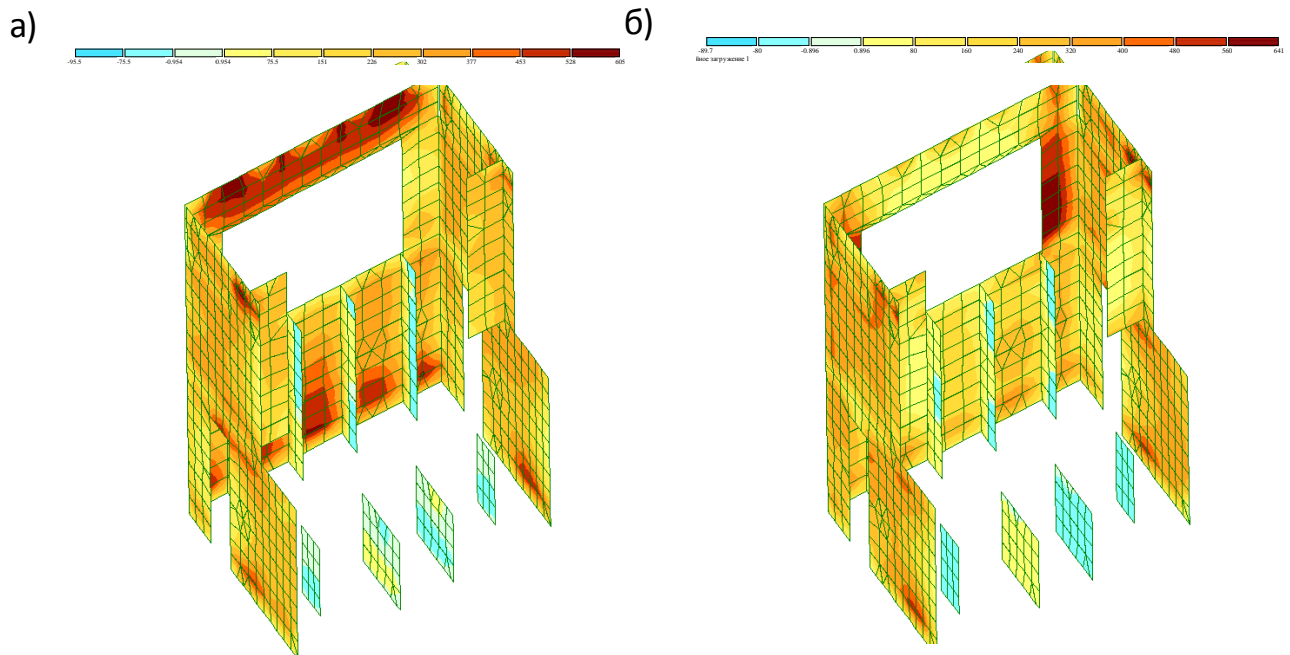


Рис. 4.20. Изополя изгибающих моментов по M_x (а) и M_y (б).

3. Приведенные величины вертикальных деформаций расширения составили 2,62 мм (+4,8%) (рис. 4.21 а), а горизонтальные по направлениям осей X и Y $-(-1,75)...0,83$ мм и $-1,48...1,14$ мм соответственно (рис. 4.21 б, в) (+18,2% и +1...14% соответственно).

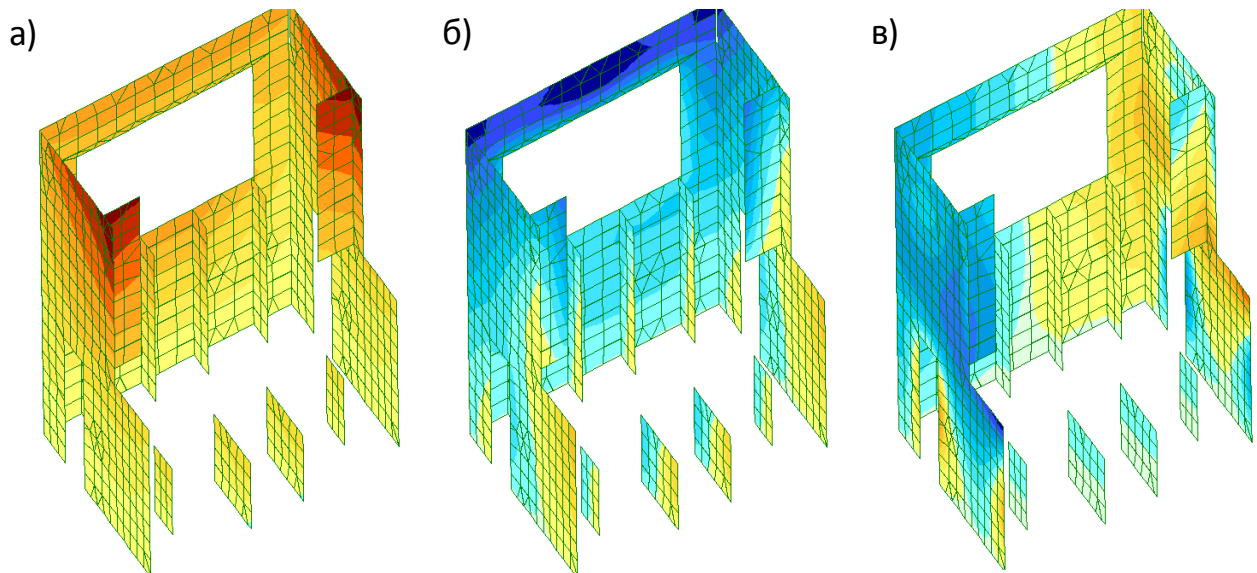


Рис. 4.21. Изополя перемещений по $Z(G)$ (а), $X(G)$ (б) и $Y(G)$ (в).

4. Результаты расчетов свидетельствуют, что учет физической нелинейности привел к релаксации главных напряжений в стенах камеры вторичного охлаждения и их снижению до 11%, а также существенному снижению изгибающих моментов от температурного градиента до 42,3%.

5. Выявленные снижения напряжений позволяют оптимизировать дополнительное армирование: вертикальное армирование Ø20 A400с с шагом 100 мм ($31,42 \text{ см}^2$) и горизонтальное армирование из Ø16A400с с шагом 100 мм ($20,11 \text{ см}^2$) с наружной и внутренней граней стен.

Анализ полученных результатов свидетельствует о том, что усилия в сечениях стен, обусловленные температурными воздействиями, являются определяющими для расчетов трещиностойкости и прочности элементов сооружения.

Приведенные в расчете значения напряжений, полученные без учета физической нелинейности, представляются существенно завышенными и нуждаются в осторожной оценке, так как на порядок превышают несущую способность сечений. Это объясняется чрезмерно жестким температурным режимом эксплуатации, принятым в расчете, который учитывает только кратковременный нагрев, а также неадекватностью упругого расчета фактической работе железобетонных конструкций при температурных воздействиях. Жесткость температурного режима предполагала наличие температурного градиента величиной до 110°C при эксплуатации в зимний период до -10°C и при сохранении температуры в камере ЗВО (t от $+25^\circ\text{C}$ до 100°C). Существенны также погрешности, обусловленные неучетом пластических деформаций и трещинообразованием в бетоне. Экспериментальные и численные исследования [55], выполненные на фрагментах сооружений при действии продольных сжимающих и растягивающих сил в условиях неравномерного нагрева, показывают, что к моменту разрушения температурные усилия вследствие пластических деформаций в бетоне и арматуре интенсивно релаксируют, снижаясь до величины порядка 5-10% от начальных значений при первом нагреве.

Расчеты сложных по форме железобетонных сооружений на силовые и температурные воздействия в упругой постановке приводят к существенно завышенным значениям расчетных усилий в сечениях элементов.

Достоверная оценка НДС сложных сооружений при совместном действии силовых и температурных факторов возможна на основе поэтапного расчета всего сооружения в целом с применением МКЭ (этап 1) с последующим уточнением НДС из расчета наиболее напряженных элементов с учетом физической нелинейности деформирования (кусочно-линейной зависимости в виде диаграмм деформирования), трещинообразования железобетона, зависимости механических свойств бетона и арматуры от температуры, что в современных вычислительных комплексах учитывается в недостаточной мере.

Применение высокопрочных бетонов позволяет уменьшить толщину стенок сооружения, снижать температурные и влажностные градиенты, что существенно снижает напряжения в конструкциях.

Представленные результаты о возможном снижении материалоемкости стен камеры ЗВО при применении высокопрочного бетона являются предварительными. Целесообразность внедрения новых решений может быть существенно повышена также за счет снижения материалоемкости фундаментов, снижения нагрузок на основания, снижения общих трудозатрат и связанных с ними общепроизводственных, сопутствующих и административных затрат строительных организаций.

4.4 Напряженно-деформированное состояние фундамента под охлаждающее устройство сталеплавильного производства

С целью изучения условий эксплуатации элементов конструкций, работающих в условиях неравномерного нагрева, было выполнено натурное исследование деформаций и распределения температуры в конструкциях столбчатых фундаментов холодильной установки машины непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) СП «Метален» (г. Енакиево) в различные технологические периоды эксплуатации.

Исследованные столбы выполняют функцию несущих конструкций для главных стальных балок холодильной установки, совместно с которыми образуют однопролетную статически неопределимую раму, жестко сопряженную с днищем фундаментной плиты. Размеры сечения фундамента и расположение арматуры представлено на рис. 4.24 а.

Для определения действительного распределения температуры по объему конструкции при различных режимах эксплуатации в период технологической остановки установки в предварительно пробуренные отверстия в тело фундаментов были заложены ХК-термопары. Схема расположения отверстий для закладки термопар показана на рис. 4.23 б.

Результаты натурных исследований, описанные в работе [56], показали, что конструкции фундаментов за период эксплуатации приобрели существенные повреждения в виде системы вертикальных трещин со скалыванием поверхностных слоев бетона (рис. 4.23 а), а наружные грани столбов подвержены неравномерному нагреву. При этом направление теплового потока не совпадает с направлениями главных осей сечения (рис. 4.24 б). Конструкции столбов испытывают при этом сложную форму напряженного состояния – косое внецентренное сжатие.

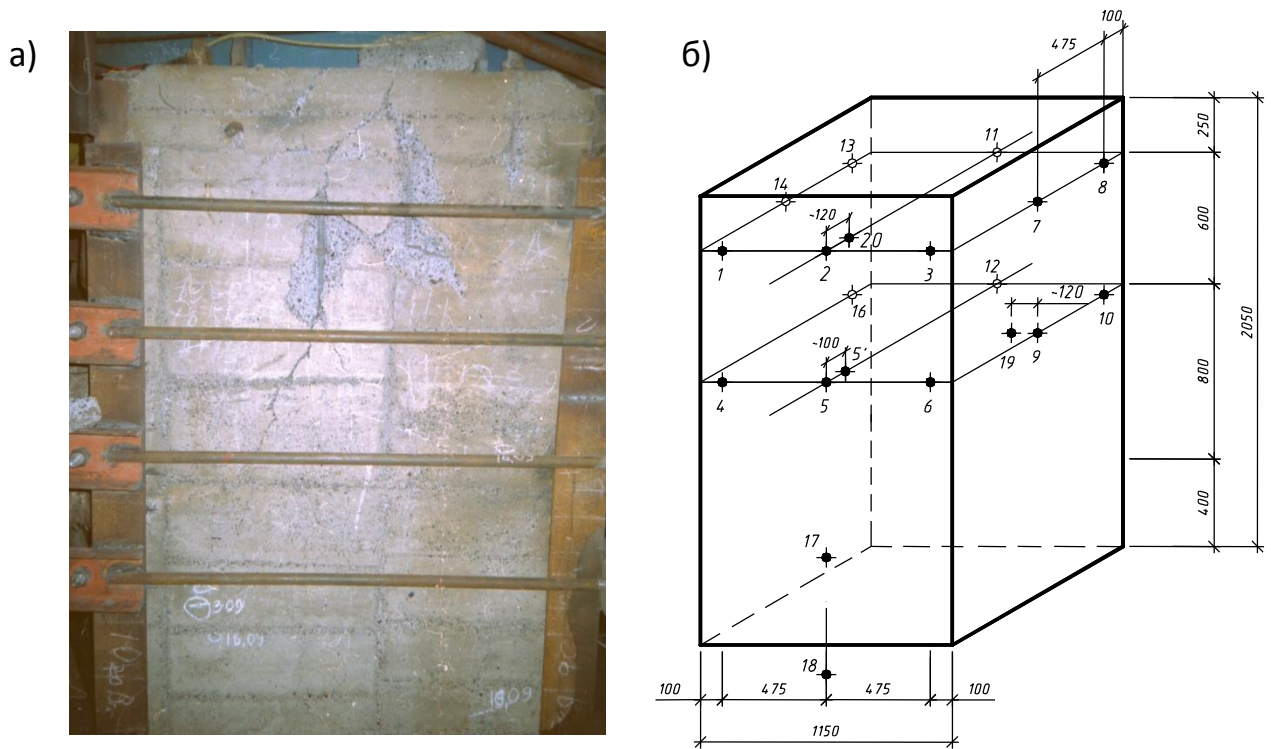


Рис. 4.23. Повреждения конструкции столбчатого фундамента (а) и схема расположения ХК-термопар (б) МНЛЗ СП «Метален» г. Енакиево.

Исходные данные для расчетного определения НДС столбов фундаментов МНЛЗ СП «Метален» получены путем натурных измерений деформаций и неоднородного распределения температуры по объему конструкций столбов в различные технологические периоды эксплуатации.

НДС конструкций фундаментов определялось для этапа возведения, на котором было определено исходное напряженное состояние, обусловливаемое воздействием собственного веса фундамента и технологического оборудования, и для этапа эксплуатации с использованием данных натурных измерений температуры (рис. 4.23 б, 4.24 б, в). При этом величина продольной силы и изгибающего момента на этапе возведения были получены из статического расчета и составили соответственно $N_z = 1,1 \text{ МН}$ и $M_x = 0,008 \text{ МН} \times \text{м}$ [56].

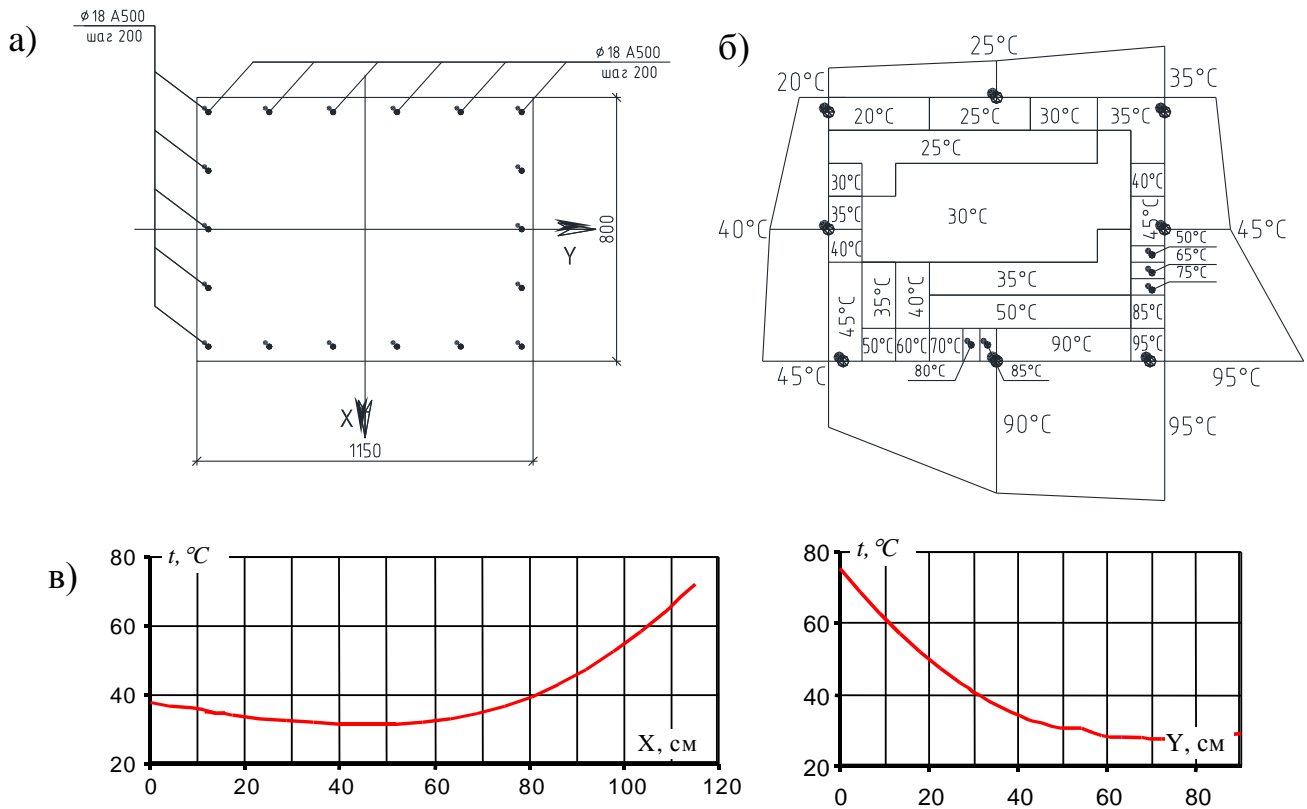


Рис. 4.24. Схема армирования (а), распределение температуры (б, в) в сечениях конструкции фундамента МНЛЗ.

С целью изучения и оценки НДС конструкций столбчатого фундамента, а также оценки эффективности применения высокопрочного сталефибробетона были выполнены сопоставительные расчеты конструкций в двух вариантах исполнения: с использованием бетона проектного класса по прочности В40 и высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$. Расчет конструкций фундаментов на температурные и силовые воздействия выполнялся методом конечных элементов с применением ПК «Ли́ра-САПР 2017» с учетом физической нелинейности материалов.

Для учета физической нелинейности использовался кусочно-линейный закон (№14) с заданием диаграмм деформирования бетона и армирования. Диаграмма деформирования для высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ при нагреве до $t=90^\circ\text{C}$ представлена на рис. 4.25.

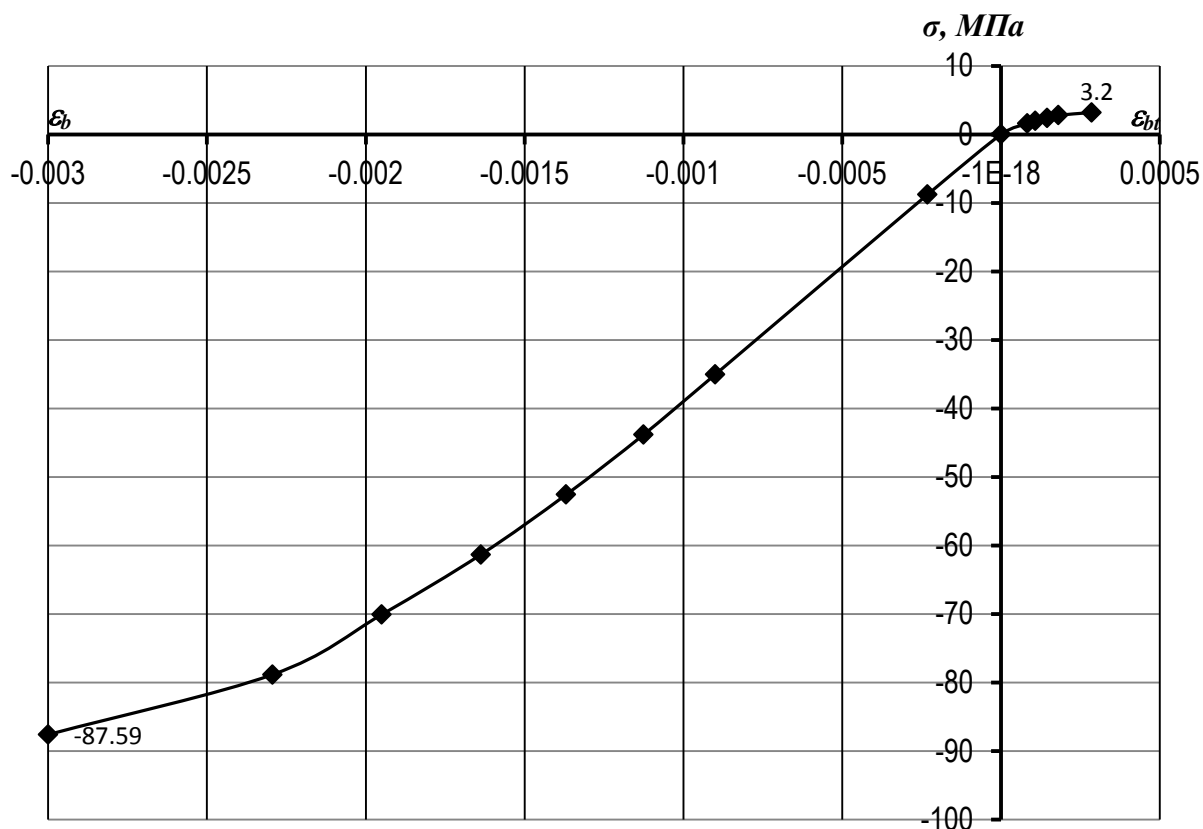


Рис. 4.25. Диаграмма « σ - ϵ » для высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ при температуре $t=90^\circ\text{C}$, используемая при создании конечно-элементной модели.

С целью определения корректности полученных данных при расчете с учетом температурно-усадочных воздействий на исследуемую конструкций в ПК «Ли́ра-САПР 2017» выполнен поверочный расчет на примере эталонной призмы из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ размерами $150 \times 150 \times 600$ мм с последующим сопоставлением полученных данных анализа НДС с соответствующими экспериментальными данными.

При выполнении сопоставительных расчетов выполнялись следующие задачи:

- расчет исходной конструкции фундамента с учетом действительных величин прочности и армирования, а так же данных распределения полей температур как на поверхности так и во внутренних слоях бетона с целью получения параметров НДС для исходной конструкции;

- расчет конструкций фундамента с использованием высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ выполнялся с учетом физической нелинейности, а так же силовых воздействий и полей температур соответствующих исходной конструкции.

При расчете исходной конструкции на основе имеющейся исходной информации были введены два нелинейных нагружения:

- силовые воздействия соответствующие этапу возведения;
- неравномерные температурные и усадочные нагрузки соответствующие данным экспериментальных исследований на этапе эксплуатации сооружения.

При расчете предлагаемой конструкции с использованием высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ были введены три нелинейных нагружения:

- силовые воздействия соответствующие этапу возведения для исходной конструкции;
- неравномерные по сечению температурные воздействия до $t=90^\circ\text{C}$ с учетом коэффициент линейного температурного расширения $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$, соответствующему кратковременному нагреву сталефибробетона;
- неравномерные по сечению воздействия температурной усадки, задаваемые в виде эквивалентной температуры нагрева со знаком «-» с коэффициентом линейного температурного расширения $\alpha = 0,48 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$ (табл. 3.3), соответствующему длительному нагреву.

При расчете температурно-усадочных деформаций и напряжений в эталонной призме из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ методом конечных элементов образец представлен совокупностью физически нелинейных объемных конечных элементов с триангуляцией 30 мм для размера грани элемента (рис. 4.26). Результаты расчета в виде изополей N_z и перемещений по оси Z от действия температурного нагрева,

температурной усадки, а также их совместного действия представлены на рис. 4.27 а-е.

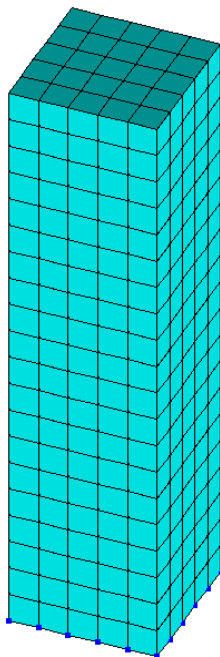


Рис. 4.26. Конечно-элементная модель призмы из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ размерами $150 \times 150 \times 600$ мм.

Анализ расчета модели призмы из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ размерами $150 \times 150 \times 600$ мм позволяет сделать следующие выводы:

1. Удельные деформации расширения при кратковременном температурном нагреве до $+90^\circ\text{C}$ составили 1,09 мм, что превышает экспериментальное значение деформаций расширения не более чем 6,9%.

2. Растягивающие напряжения в бетоне не превышают 2,85 МПа, что меньше на 10,9% экспериментально полученного сопротивления высокопрочного сталефибробетона растяжению, равного 3,2 МПа (рис. 4.27).

3. Расчетная величина температурной усадки при изотермической выдержке до $+90^\circ\text{C}$ составила 0,435 мм, что меньше экспериментального значения на 3,3%.

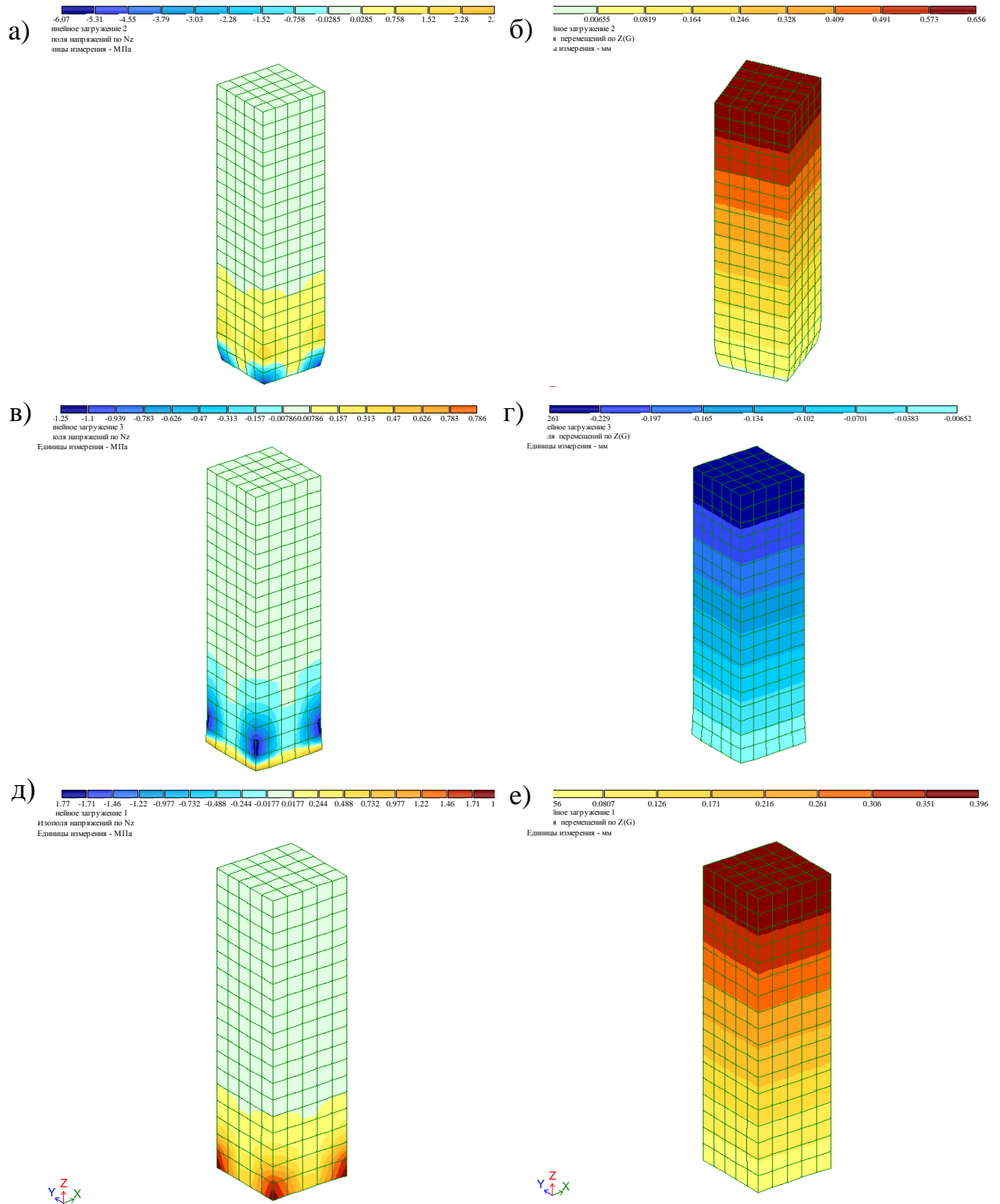


Рис. 4.27. Изополя N_z и перемещений по оси Z от действия температурного нагрева (а, б), температурной усадки (в, г), а также их совместного действия (д, е).

Значения растягивающих напряжений составили не более 1,25 МПа в наружных слоях и не более 0,786 МПа – для сжимающих напряжений во внутренних слоях.

5. Величина относительных температурных деформаций после длительного нагрева составила 0,66 мм, что превышает экспериментальное значение на 13,8%. Значения растягивающих напряжений составили не более 1,77 МПа в наружных слоях и не более 1,96 МПа – для сжимающих напряжений во внутренних слоях.

6. Установлена хорошая степень сходимости расчетных величин температурных деформаций с полученными экспериментальными данными (погрешность не более 7%), что свидетельствует о возможности применения ПК «Ли́ра-САПР 2017» в части расчета строительных конструкций, работающих в условиях повышенных температур с учетом физической нелинейности материалов.

Моделирование конструкции столбчатого фундамента выполнено объемными физически нелинейными универсальными пространственными конечными элементами (тип 236), моделирование продольной арматуры – физически нелинейными шаговыми КЭ (тип 204), моделирование поперечной арматуры – универсальными пространственными стержнями КЭ (тип 10). Для описания нелинейных диаграмм деформирования бетона и стали применялся кусочно-линейный закон деформирования (тип 14). Параметры диаграммы деформирования бетона приняты согласно рис. 3.22 для $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ и в идеализированной форме представлены на рис. 4.25.

Общий вид расчетной модели и схема армирования конструкции фундамента представлены на рис. 4.28.

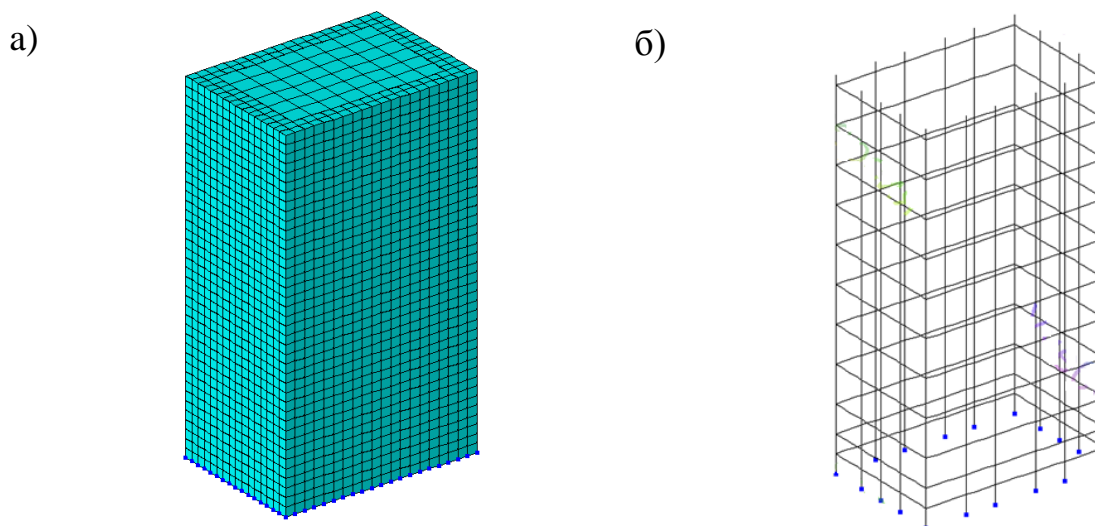


Рис. 4.28. Общий вид (а) и схема армирования (б) расчетной модели столбчатого фундамента МНЛЗ.

В результате статического расчета с использованием проектного бетона класса В40 получены значения параметров НДС столбчатого фундамента.

Величины продольных напряжений N_z (рис. 4.29 в) составили, в среднем, 27 МПа, что превышает расчетное сопротивление на сжатие бетона класса В40, равное $R_b = 22$ МПа. Напряжения в стержнях продольной и поперечной арматуры составили, соответственно, 21 МПа и 20 МПа (рис. 4.29 г, д). Максимальные растягивающие напряжения составили, в среднем, 10 МПа, что значительно превышает расчетное сопротивление бетона по прочности на растяжение бетона класса В40, равное $R_{bt} = 1,4$ МПа, что приводит к образованию трещин шириной раскрытия до $a_{crc} = 2,0$ мм и соответствует результатам натурных исследований (рис. 4.23 а), что свидетельствует о состоянии конструкции, как непригодном к нормальной эксплуатации.

Изополя напряжений столбчатого фундамента (бетон класса В40) в сечениях 1-1...6-6 представлены на рис. 4.30.

Характер повреждений, выявленный в процессе обследования конструкций столбов, соответствует выявленным в расчетах особенностям их напряженно деформированного состояния, определенного в расчетах.

Для уменьшения величины растягивающих напряжений и снижения значения ширины раскрытия трещин a_{crc} рассмотрено применение высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$.

При расчете конструкции столба фундаментов МНЛЗ на совместное действие температурно-усадочных воздействий с использованием высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ установлено, что величины продольных напряжений N_z , в среднем, снизились до 19,2 МПа, максимальные растягивающие напряжения составили не более 3,66 МПа (рис. 4.32 в), что больше экспериментально установленных значений R_{bt} для исследуемого варианта бетона при температурном нагреве, равного 3,2 МПа, вследствие чего отмечено образование трещин. Расчет ширины раскрытия трещин, выполненный согласно пунктам 8.2.15 – 8.2.18 СП [103], показал, что величина a_{crc} равна 0,19 мм, что меньше предельно допустимого значения ширины раскрытия трещин при продолжительном действии нагрузки $a_{crc,ult} = 0,3$ мм.

Напряжения в вертикальной арматуре составили не более 137 МПа, а в поперечной арматуре – не более 21,7 МПа.

Изополя напряжений столбчатого фундамента (высокопрочный сталефибробетон с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$) в сечениях 1-1...6-6, изображенных на рис. 4.24 а, представлены на рис. 4.32.

Проведенный анализ параметров НДС элементов столбчатого фундамента свидетельствует о возможности использования высокопрочного сталефибробетона в конструкциях, работающих в условиях температурно-влажностных воздействий.

Проведенные численные исследования столбов фундаментов МНЛЗ позволили получить достоверную информацию о влиянии неоднородности температурно-усадочных деформаций на конструкции. Характер распределения данных величин представлен на рис. 4.35 а, б.

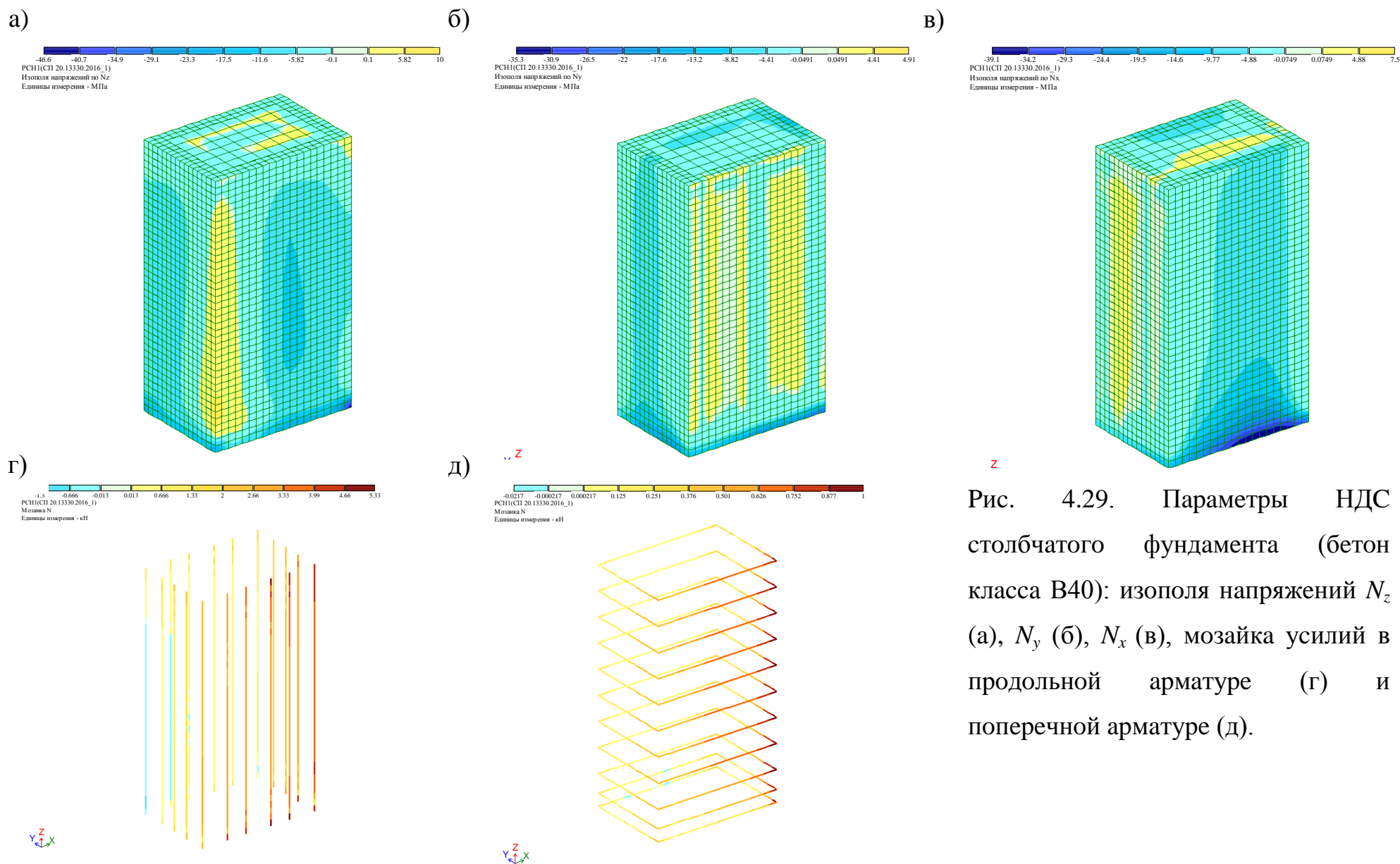


Рис. 4.29. Параметры НДС столбчатого фундамента (бетон класса В40): изополя напряжений N_z (а), N_y (б), N_x (в), мозаика усилий в продольной арматуре (г) и поперечной арматуре (д).

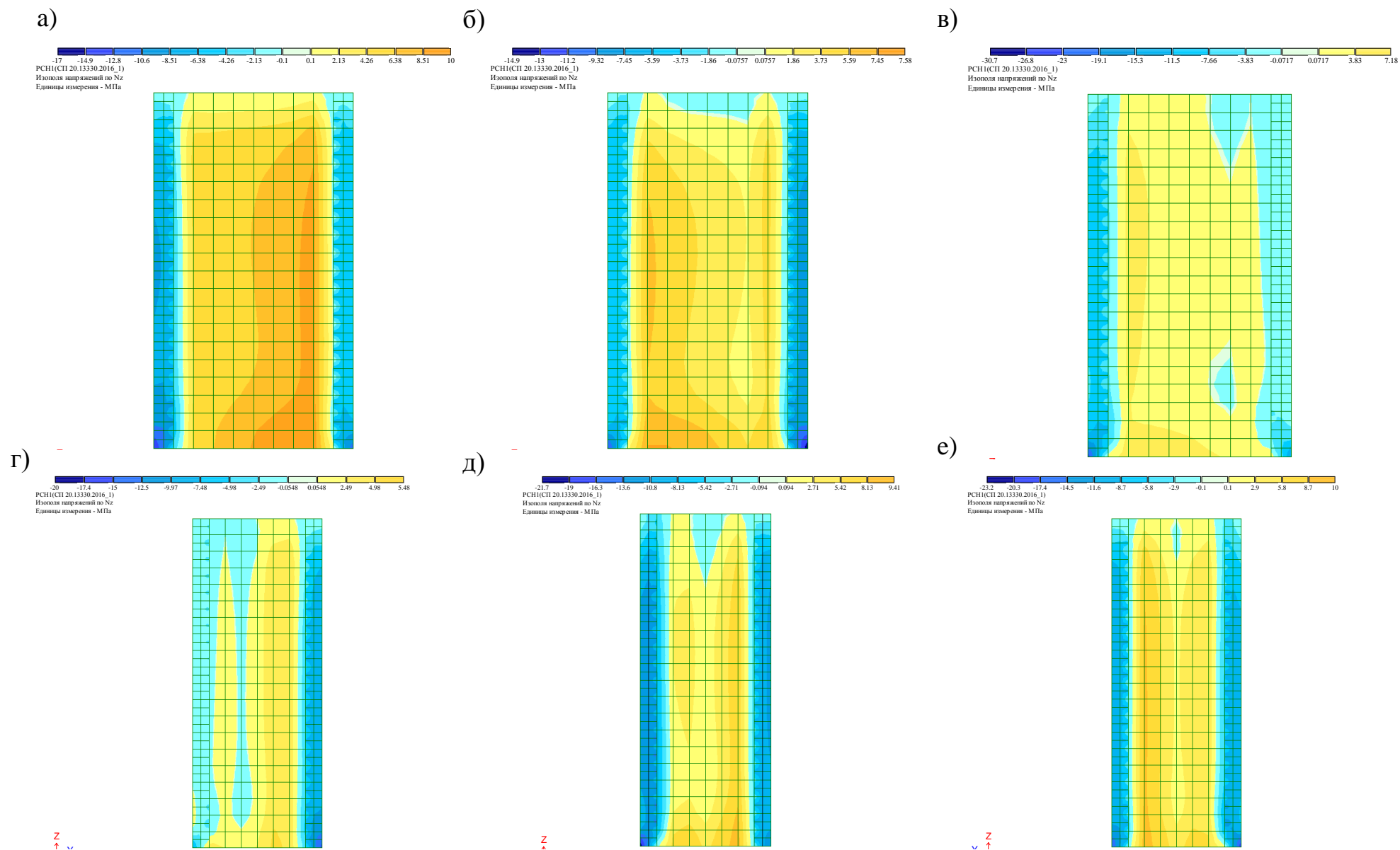


Рис. 4.30. Изополя напряжений столбчатого фундамента бетон класса В40 в сечениях 1-1 (а), 2-2 (б), 3-3 (в), 4-4 (г), 5-5 (д), 6-6 (е).

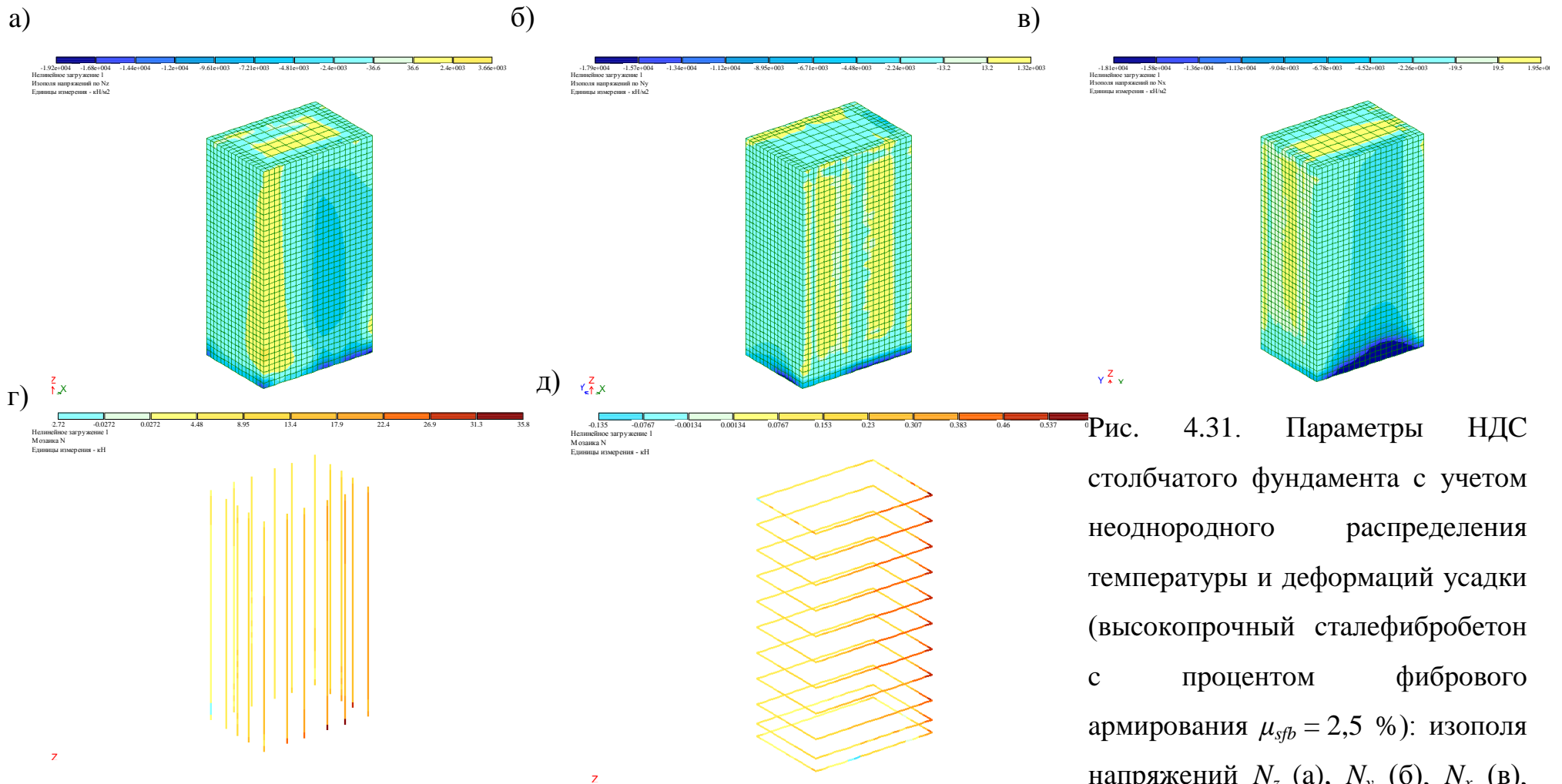


Рис. 4.31. Параметры НДС столбчатого фундамента с учетом неоднородного распределения температуры и деформаций усадки (высокопрочный сталефибробетон с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$): изополя напряжений N_z (а), N_y (б), N_x (в), мозаика усилий в продольной арматуре (г) и поперечной арматуре (д).

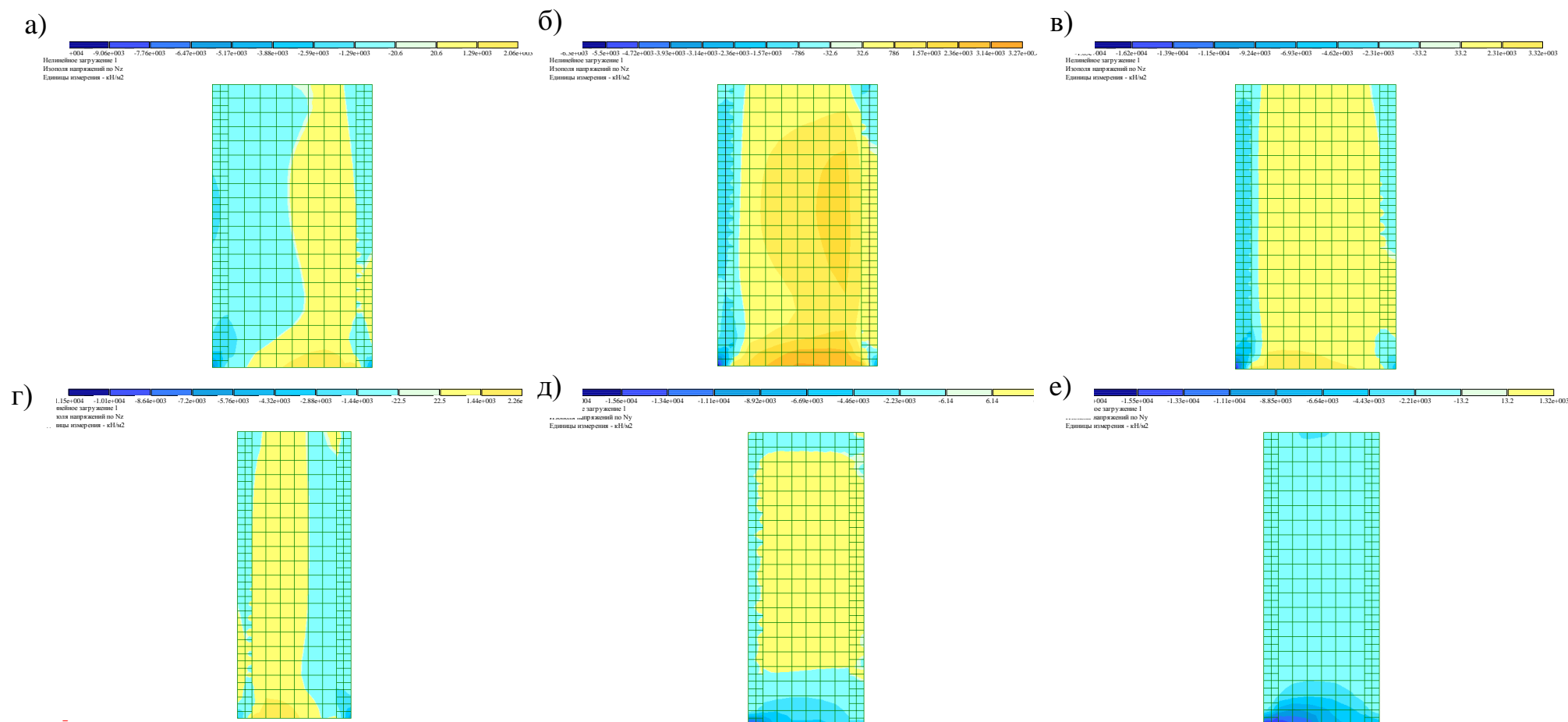


Рис. 4.32. Изополя напряжений столбчатого фундамента с учетом неоднородного распределения температуры и деформаций усадки из высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ в сечениях 1-1 (а), 2-2 (б), 3-3 (в), 4-4 (г), 5-5 (д), 6-6 (е).

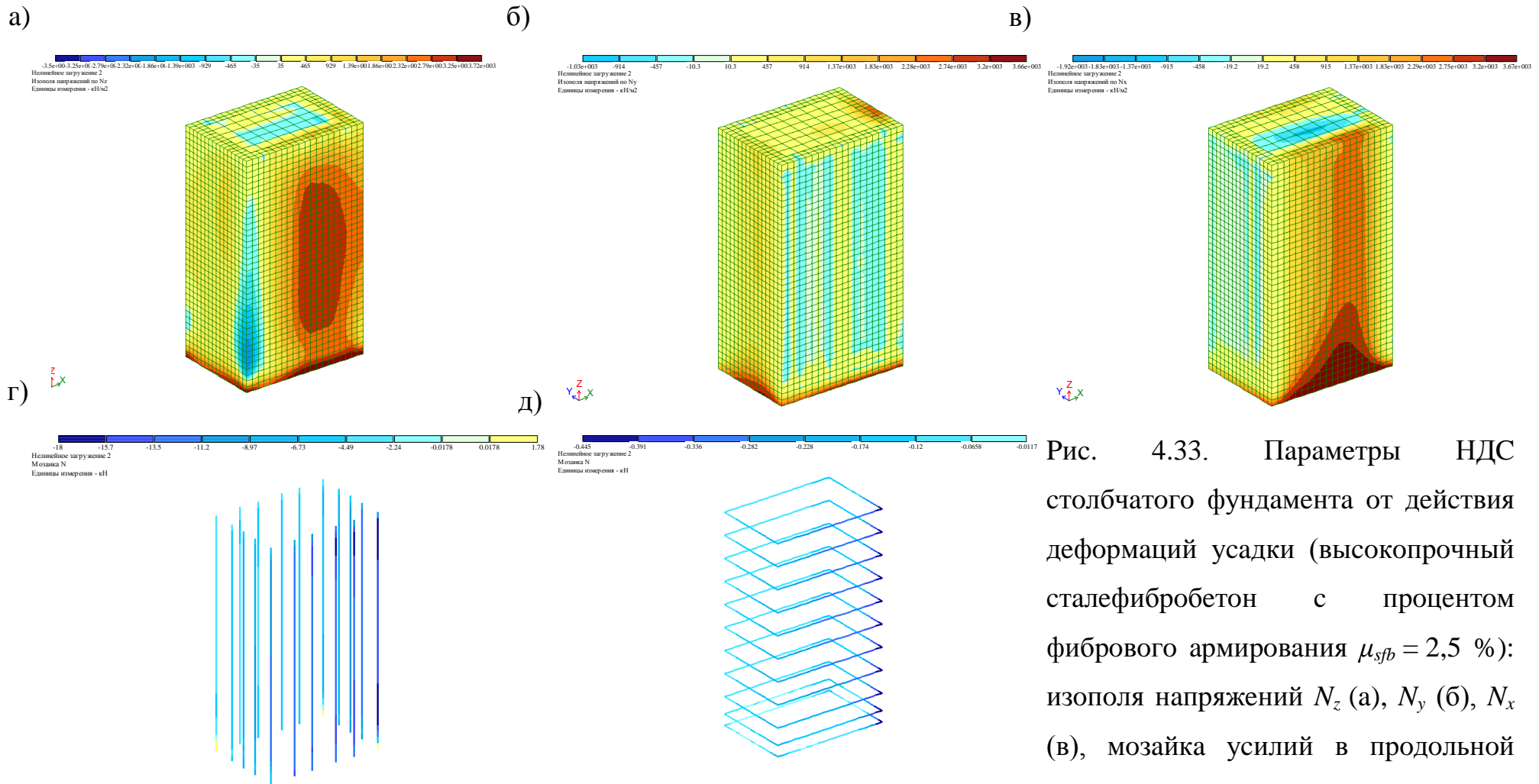


Рис. 4.33. Параметры НДС столбчатого фундамента от действия деформаций усадки (высокопрочный сталефибробетон с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$): изополя напряжений N_z (а), N_y (б), N_x (в), мозаика усилий в продольной арматуре (г) и поперечной арматуре (д).

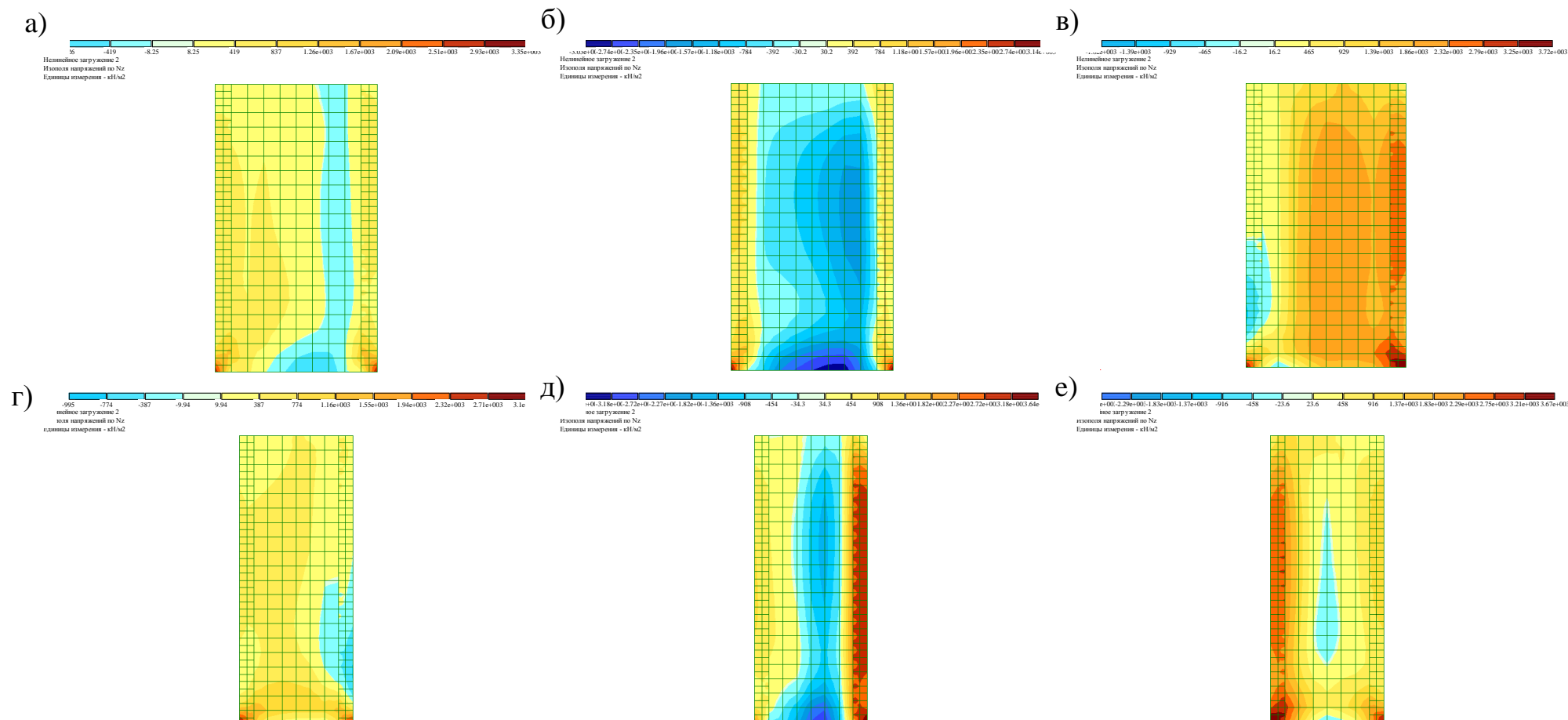
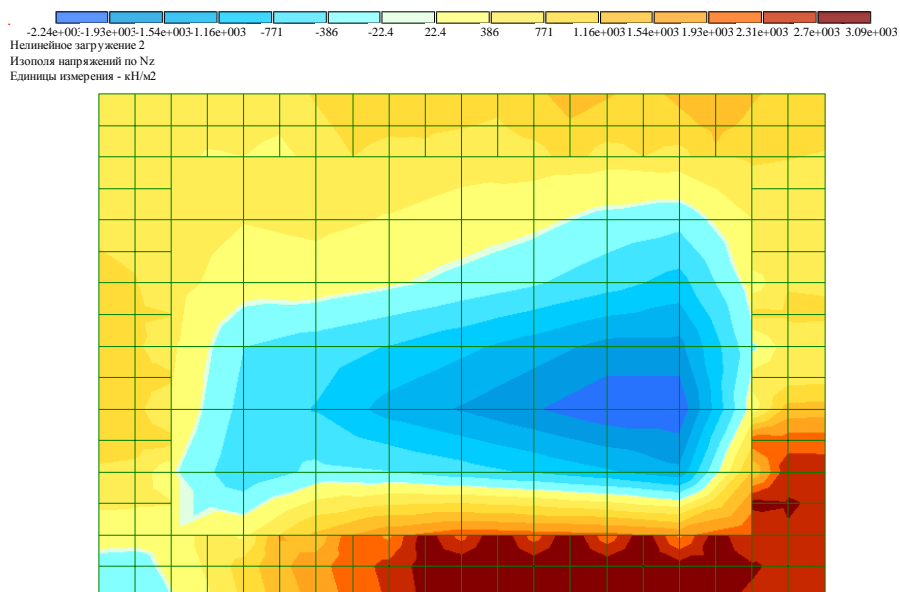


Рис. 4.34. Изополя напряжений с учетом деформаций усадки столбчатого фундамента из высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5 \%$ в сечениях 1-1 (а), 2-2 (б), 3-3 (в), 4-4 (г), 5-5 (д), 6-6 (е).

а)



б)

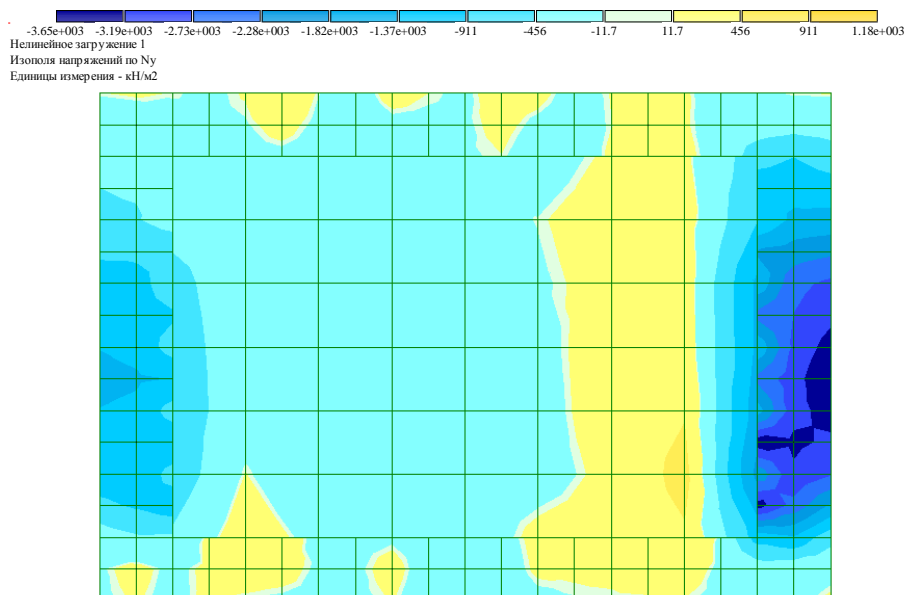


Рис. 4.35. Характер распределения напряжений по сечению столбчатого фундамента из высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5$ % от действия температурной усадки (а) и совместного действия температурно-усадочных деформаций (б).

4.5. Выводы по разделу 4

1. Применение косвенного сетчатого и фибрового армирования увеличивает величины приведенной прочности бетона $R_{b,loc}$ и $R_{sfb,loc}$, в среднем, в 1,15 и 1,32 раза соответственно по сравнению с неармированным бетоном, величины предельной сжимаемости $\overline{\varepsilon_{sb}}$ увеличиваются при этом в 1,2 и 1,52 раза для образцов с косвенным сетчатым армированием и в 1,12 и 1,33 для образцов с фибровым армированием. При сопоставимых процентах объемного армирования сетчатое поперечное армирование оказывает больший эффект влияния на повышение приведенной прочности высокопрочного бетона в сравнении с фибровым.

2. Приведенная призмная прочность высокопрочных бетонов и сталефибробетонов может быть с достаточной степенью точности определена по формулам (6.84 и 6.85) СП 360.1325800.2017 и формуле (8.81) СП 63.13330.2012.

3. Предложенные аналитические выражения (4.1) ÷ (4.2) позволяют достоверно описывать предельные деформации укорочения $\overline{\varepsilon_{sb}}$ и диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » высокопрочного бетона с косвенным сетчатым и фибровым армированием.

4. Численные исследования напряженно-деформированного состояния элементов с косвенным сетчатым и фибровым армированием с использованием физически нелинейных диаграмм деформирования бетона в методе конечных элементов показали удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными.

5. Результаты численных исследований НДС строительных конструкций камеры ЗВО МНЛЗ ООО «Электросталь» (г. Курахово) с учетом действительного армирования, прочности бетона и температурного режима эксплуатации свидетельствуют о недостаточной трещиностойкости стен и перекрытия камеры. Дальнейшее развитие трещин при температурно-влажностных воздействиях привело к существенным повреждениям со

стороны растянутых граней, что отображает действительное техническое состояние сооружения после 11 лет эксплуатации.

Применение высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$ для строительства камеры первичного охлаждения МНЛЗ при численных исследованиях с учетом особенностей прочностных и деформативных свойств материала позволяет уменьшить толщину стенок до 43% и снизить температурные напряжения до 53%. При этом прочность и трещиностойкость исследуемых конструкций обеспечена. сжимающие напряжения не превышают 22 МПа, а растягивающие не более 2,78 МПа (максимальная ширина раскрытия трещин не более 0,1мм, что не превышает $a_{crc,ult.}$).

6. С целью оценки достоверности получаемых данных расчета с учетом температурно-усадочных деформаций выполнен расчет эталонных образцов-призм из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ размерами 150×150×600 мм, результаты которого свидетельствуют о хорошей степени сходимости расчетных величин температурных деформаций с полученными экспериментальными данными (погрешность не более 7%), что свидетельствует о возможности применения ПК «Лира-САПР 2017» в части расчета строительных конструкций, работающих в условиях повышенных температур с учетом физической нелинейности материалов.

7. Результаты статического расчета столбчатых фундаментов МНЛЗ СП «Метален» (г. Енакиево) показывают, что напряжения в конструкции достигает 27 МПа, что превышает расчетное сопротивление на сжатие бетона класса В40, равное $R_b = 22$ МПа. Анализ изополей напряжения подтверждает данные и характер повреждений, выявленных в процессе обследования конструкций.

Анализ НДС конструкций столбчатых фундаментов МНЛЗ при использовании высокопрочного сталефибробетона класса В100 с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ вместо бетона класса В40 на совместное действие силовых и температурно-

усадочных воздействий с учетом физической нелинейности материалов свидетельствуют, что сжимающие напряжения не превышают 19,2 МПа, а растягивающие не более 3,66 МПа (максимальная ширина раскрытия трещин не более 0,1 мм, что не превышает $a_{crc,ult.}$).

8. Проведенный анализ параметров НДС элементов конструкций МНЛЗ свидетельствует о возможности использования высокопрочного сталефибробетона в конструкциях, работающих в условиях температурно-влажностных воздействий, а приведенная методика расчета и анализа НДС конструкций с учетом физической нелинейности позволили получить достоверную информацию о влиянии неоднородности температурно-усадочных деформаций на конструкции.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

В диссертации представлены результаты экспериментального исследования влияния повышенных температур в диапазоне от $+20^{\circ}\text{C}$ до $+200^{\circ}\text{C}$ на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона, влияния интенсивности фибрового и косвенного сетчатого армирования на деформации и прочность сталефибробетонных элементов конструкций, а также предложения по развитию их методов расчета.

1. Получены экспериментальные данные о влиянии интенсивности фибрового армирования в пределах $\mu_{sfb} = 0\%$, $0,6\%$ и $2,5\%$ на прочность и характеристики деформационных свойств высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии и растяжении в условиях нормальной температуры. Введение фибрового стального армирования в количестве $\mu_{sfb} \leq 2,5\%$ способствует повышению характеристик свойств высокопрочного сталефибробетона в условиях нормальной температуры: по прочности на сжатие – на величину до 21% ; на растяжение – до 24% ; начального модуля упругости – на 27% ; предельной сжимаемости – на 18% ; предельной растяжимости – до 23% .

2. Выполнены экспериментальные исследования и получены количественные данные о влиянии повышенных до $+200^{\circ}\text{C}$ температур, продолжительности нагрева и интенсивности дисперсного армирования на прочность и деформации высокопрочного сталефибробетона при осевом сжатии и растяжении. Кратковременный нагрев образцов стандартных размеров из высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} \leq 2,5\%$ приводит в диапазоне температур $20^{\circ} \div 200^{\circ}\text{C}$ к снижению прочности на сжатие на 10% , на растяжение – до 27% , начального модуля упругости – на 38% , к повышению предельной сжимаемости в $1,3$, предельной растяжимости – в $2,7$

раза. Длительный нагрев до $+200^{\circ}\text{C}$ приводит к повышению прочности на сжатие на величину до 40%, к снижению значений начального модуля упругости до 50%, к повышению предельной сжимаемости на 59% по сравнению с кратковременным нагревом при тех же температурах.

3. Разработаны аналитические выражения для учета влияния температуры и продолжительности нагрева, а также масштабного фактора на прочность, характеристики деформационных свойств высокопрочного сталефибробетона, в том числе в условиях воздействия повышенных до $+200^{\circ}\text{C}$ температур.

4. Получены результаты экспериментальных и теоретических исследований НДС сжатых железобетонных элементов, в том числе с косвенным сетчатым и дисперсным армированием. Установлена возможность применения формул (6.84 и 6.85) СП 360.1325800.2017 и формулы (8.81) СП 63.13330.2012 для определения приведенной призмной прочности и предельной сжимаемости элементов из ВПСФБ.

5. Выполнены теоретические исследования напряженно-деформированного состояния конструкций фундаментов под машины непрерывного литья заготовок в двух вариантах исполнения с учетом физической нелинейности материалов. В результате исследований установлено, что основными значимыми факторами при расчете этих конструкций являются температурные воздействия, неоднородность распределения механических свойств материалов и их склонность к пластическому деформированию. Показано, что применение высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ приводит к снижению напряжений и к повышению трещиностойкости конструкции.

6. Результаты исследований внедрены:

- при выполнении обследования строительных конструкций действующего башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь и разработке рекомендаций по их усилению;
- при разработке лекционных курсов дисциплин «Физические модели бетона и железобетона. Основы построения диаграммных методов расчета строительных конструкций», «Действительная работа железобетонных конструкций в условиях совместных силовых, температурных и влажностных воздействий».

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ааруп, Д. CRC – Сферы применения высокоэффективного фибробетона [Текст] / Д. Ааруп // CPI – Международное бетонное производство. – 2007. – №4. – С. 108 – 115.
2. Аболиньш, Д. С., Кравинскис В. К. Сопротивление фибробетона изгибу и растяжению [Текст] / Д.С. Аболиньш, В.К. Кравинскис // Расчет и оптимизация строительных конструкций. - Рига, 1974. - С. 47-54.
3. Аболиньш, Д. С., Кравинскис В. К. Дисперсно хаотически армированный бетон как двухфазный материал и некоторые экспериментальные данные о его прочности при центральном сжатии и изгибе [Текст] / Д.С. Аболиньш, В.К. Кравинскис // Исследования по механике строительных материалов и конструкций. – Рига: РПИ, 1969. – Вып. 4. – С. 117 – 123.
4. Аболиньш, Д. С., Кравинскис В. К. Сопротивление иглобетона осевому растяжению и раскалыванию [Текст] / Д. С. Аболиньш, В. К. Кравинскис // тезисы докладов VI науч.-техн. Конф. молодых ученых и специалистов. – Таллинн, 1973. – С. 157 – 158.
5. Аболиньш, Д. С., Кравинскис В. К. Увеличение сопротивления бетона растяжению путем введения в его состав коротких отрезков тонкой проволоки [Текст] / Д.С. Аболиньш, В. К. Кравинскис // Материалы докладов II Межреспубликанской научно-технической конференции городских дорожников Прибалтийских республик. – Юрмала, 1970. – С. 5 – 11.
6. Александров, В. Н., Тетерин, Ю. И., Бычкова Э. Ю. Сталефибробетонная тоннельная обделка для строящегося тоннеля метрополитена в Санкт-Петербурге [Текст] / В.Н. Александров, Ю.И. Тетерин, Э.Ю. Бычкова // Пространственные конструкции в новом строительстве и при реконструкции: тр. Междунар. Конгресса МКЛК-98. – М.: 1998. – С. 739 – 743.

7. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия с учетом ползучести. - М.: Стройиздат, 1973. – 432 с.
8. Альтшулер, Б. А. Упруго-пластические характеристики бетона при нагреве под нагрузкой [Текст] / Б. А. Альтшулер // Бетон и железобетон. – 1974. – № 9. – С. 11-12.
9. Альтшулер, Б. А. Шахов, И. И., Щербатюк, Е. А. Влияние последовательности нагрева и загрузки на прочность и деформативность тяжелого бетона при растяжении [Текст] / Б. А. Альтшулер, И. И. Шахов, Е. А. Щербатюк // Бетон и железобетон. – 1978. – №1. – С. 40-43.
10. Байков, В. Н. и др. Внецентренно сжатые колонны под тяжелые нагрузки [Текст] / В.Н. Байков, А. К. Фролов, Ким Л.В., Матков Н.Г. // Бетон и железобетон. – 1989. – №5. – С. 25-26.
11. Барашиков, А. Я., Барабаш, В. М., Журавский, А. Д. Диаграмма деформирования бетона при одно- и двухосном сжатии [Текст] / А. Я. Барашиков, В. М. Барабаш, А. Д. Журавский // Строительные конструкции – К.: Будівельник, вип. 43. – 1990. – С. 85-99.
12. Барашиков, А. Я., Перепечин В. И. Влияние длительных температурных и силовых воздействий на работу железобетонных конструкций [Текст] / А. Я. Барашиков, В. И. Перепечин // Влияние климатических условий и режимов нагружения на деформации и прочность конструкционных бетонов и элементов железобетонных конструкций. – Тбилиси.: ГрузНИИСтром, 1985. – С. 9-10.
13. Барсук, Н.Д. Лабораторные исследования фибробетона для подземного строительства [Текст] / 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. СПб, 2017.– С.149-153.

14. Берг, О. Я. Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократной повторной нагрузки [Текст] / О.Я. Берг // Труды ЦНИИС. – М.: Трансжелдориздат, вып. 19. – 1956.
15. Берг, О. Я. К вопросу о прочности и пластичности бетона [Текст] / О.Я. Берг // Доклады АН СССР. – Т. 70, вып. 4. – 1950.
16. Берг, О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат. – 1962. – 96 с.
17. Берг, О. Я., Писанко, Г. Н., Щербаков, Е. Н. Проблемы прочности бетона [Текст] / О. Я. Берг, Г. Н. Писанко, Е. Н. Щербаков // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 3-5.
18. Берг, О.Я. Щербаков, Е.Н., Писанко, Г.Н. Высокопрочный бетон. – М.: Стройиздат, 1971. – 208 с.
19. Бетон, армированный волокнами [Текст] // Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). - М. - 1975. - Вып.22. - С. 13-14. - Сер.7. (Строительные материалы и изделия).
20. Блещик, Н. П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и прессвакуумбетона [Текст] / Н. П. Блещик. - Минск: Наука и техника, 1977. - 232 с.
21. Бруссер, М. И., Белоусов, О.В. О масштабных коэффициентах при определении прочности тяжелого бетона [Текст] / М. И. Бруссер, О. В. Белоусов // Бетон и железобетон. – 1987. – №2. – С. 15.
22. Булгаков, В. С., Корольков, В. Т. О предельном армировании изгибаемых элементов из высокопрочного бетона [Текст] / В. С. Булгаков, В. Т. Корольков // Бетон и железобетон. – 1967. – №5. – С. 1-4.
23. Булгаков, В. С., Русанова, Л. П. Механические свойства высокопрочного бетона нормального и автоклавного твердения [Текст] / В. С. Булгаков, Л. П. Русанова // Бетон и железобетон. – 1966. – №7. – С. 26-28.

24. Васильев, А. П., Матков, Н. Г., Филиппов, Б. П. Прочность и деформативность сжатых элементов с косвенным армированием [Текст] / А.П. Васильев, Н. Г. Матков, Б. П. Филиппов // Бетон и железобетон. – 1973. – №4. – С. 17-19.
25. Вахмистров, А. И. Высокопрочный сталефибробетон для высотного строительства [Текст] / А. И. Вахмистров, Ю. В. Пухаренко, В. Ю. Голубев и др. // Вестник строительного комплекса. - 2007. - №10(49). - С. 51.
26. Веретенников, В. И., Бармотин, А. А. О влиянии размеров и формы сечения элементов на диаграмму деформирования бетона при внецентренном сжатии [Текст] / В. И. Веретенников, А. А. Бармотин // Бетон и железобетон. – 2000. – №5. – С. 27-30.
27. Веретенников, В. И., Бармотин А. А., Тахтай Д. А. К уточнению расчета прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры [Текст] / В. И. Веретенников, А. А. Бармотин, Д. А. Тахтай // Вісник ДонДАБА. – 2000. – Будівельні конструкції, будівлі та споруди, вип. 2000-1[21]. – С. 192-196.
28. Власов, Г. М., Козлов В. М. Учет косвенного армирования в расчетах железобетонных элементов [Текст] / Г. М. Власов, В. М. Козлов // Бетон и железобетон. – 1988. – №4. – С. 31-33.
29. Влияние некоторых характеристик отрезков стальной проволоки на свойства бетона, армированного этими отрезками [Текст] // Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). - М. - 1974. - Вып. 17. - С 6-8. - Сер.7. (Строительные материалы и изделия).
30. Влияние повышенных температур и уровня предварительного нагружения на свойства тяжелого бетона [Текст] / В.В. Катыгроб, В. И. Веретенников. – М., 1985. – 9с. - Деп. в ВНИИИС Госстроя СССР, №5737.

31. Влияние фибрового армирования и температуры нагрева на вязкость разрушения сталефибробетона [Текст] / В. В. Жуков [и др.] // ЦИОНТ ПИК ВИНТИ. – М. 1985. - №40. – С. 4 – 13.
32. Волков, И. В. Фибробетон - состояние и перспективы применения в строительных конструкциях [Текст] // Строительные материалы, оборудование, технологии 21 века. - 2004. - X: 5. - С. 5-7.
33. Волков, И. В. Фибробетонные конструкции [Текст] / И. В. Волков. – М., 1988. – 33 с. – (Серия: Строительные конструкции: обзор. информ. / ВНИИС: вып. 2).
34. Волков, А.С. Влияние возраста высокопрочного модифицированного бетона на его физико-механические свойства при осевом сжатии [Текст] / А.С. Волков, С.Н. Машталер, К.В. Полянский // Вісник ДонНАБА : Будівлі та конструкції із застосуванням нових матеріалів та технологій : зб. наукових праць. – Макіївка, 2014. – № 4(108). – С. 42 – 45.
35. ВСН 56-97. Ведомственные строительные нормы по проектированию и основным положениям технологий производства фибробетонных конструкций. – Введ. 1997-07-01. – М.: НИЦ «Строительство», 1997. – 174 с.
36. Вылекжанин, В. П. Деформации и напряжения при растяжении и чистом изгибе в сталефибробетонных и сталефиброжелезобетонных элементах после образования в них трещин: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. П. Вылекжанин. – Л., 1983. – 23 с.
37. Гвоздев, А. А., Шубик, А.В., Матков, Н.Г. О полной диаграмме сжатия бетона, армированного поперечными сетками [Текст] / А. А. Гвоздев, А. В. Шубик, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1988. – №4. – С. 37-39.
38. Глуховский, К. Фибробетон: экономия материалов и затрат [Текст] / К. Глуховский // На стройках России. – 1987. №9. С. 48 – 49.
39. Голубев, В. Ю. О методах определения вязкости разрушения высокопрочного бетона [Текст] / В. Ю. Голубев // Доклады 65-й научной

конференции профессоров, преподавателей, научных руководителей, инженеров и аспирантов университета. Ч.1. - СПб: СПбГАСУ, 2008. - С. 205-207.

40. ГОСТ 10180-78. Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение. – М.: Изд-во стандартов, 1980.

41. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – М.: Изд-во стандартов, 1980.

42. ГОСТ 24544-81. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести. – М.: Изд-во стандартов, 1981.

43. Григорьев, В. И. Напряженно-деформированное состояние сталефиброжелезобетонных изгибаемых элементов при импульсном воздействии: Автореф.дис... канд. техн. наук [Текст] / В. И. Григорьев; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. - Л., 1987.-24 с.

44. Гулимова, Е. В. О прогнозировании коррозионной стойкости арматуры в сталефибробетоне: автореф. дис..., канд. техн. наук [Текст] / Е. В. Гулимова. – Л., 1980. – 23 с.

45. Дегтерев, В. В., Гагарин, Ю. А. О закономерностях изменения напряженного состояния высокопрочного бетона при внецентренном сжатии [Текст] / В. В. Дегтерев, Ю. А. Гагарин // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 28-31.

46. Десов, А. Е., Москвин, В. М. Об эффективности применения высокопрочных и быстротвердеющих бетонов [Текст] / А. Е. Десов, В. М. Москвин // Бетон и железобетон. – 1966. – №7. – С. 1-4.

47. Дисперсно армированные бетоны и конструкции из них: тез. докл. и сообщ. – Рига: ЛатИНТИ, 1975. – 142 с.

48. Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них. // Тезисы докладов и сообщений (ЛатИНТИ). - Рига., 1975. - 46 с.

49. Железобетон в XXI веке. Состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России / Под ред. К.В. Михайлова. – М.: Готика, 2001. – 684 с.
50. Зайченко, Н. М. Высокопрочные тонкозернистые бетоны с комплексно модифицированной микроструктурой [Текст] / Зайченко Н. М. – Макеевка: ДонНАСА, 2009. – 207с.
51. Зак, М. Л. Расчет прочности стержневых бетонных элементов с учетом масштабного эффекта [Текст] / М. Л.Зак // Бетон и железобетон. – 1990. – №5. – С. 29-30.
52. Иванов, Ю. А. Исследование прочностных и деформативных свойств бетонов марок 600÷1000 и изгиба железобетонных балок из таких бетонов: автореф. дисс. на соискание науч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / Иванов Ю. А. – М.: НИИСК, 1972. - 16с.
53. Иванов, М. А. Влияние повышенных температур на свойства сталефибробетона: автореф. Дис. ... канд. техн. наук / М. А. Иванов. – Л., 1986. – 23 с.
54. Иссерс, Ф. А, Булгакова М. Г., Вершинина Н. И. Прочностные и деформативные свойства высокопрочных бетонов с модификатором МБ 10-01 [Текст] / Ф. А, Иссерс, М. Г. Булгакова, Н. И. Вершинина // Бетон и железобетон. – 1999. – №3. – С. 6-9.
55. Калатуров, Б. А. и др. Температурно-усадочные деформации тяжелого бетона при повышенных температурах +60÷+200°C [Текст] / Б. А. Калатуров // Ползучесть и усадка бетона. – М. – 1969. – С. 91-97.
56. Калмыков, Ю. Ю. Напряженно-деформированное состояние элемента железобетонного фундамента при неоднородном нагреве [Текст] / Ю. Ю. Калмыков // Современное промышленное и гражданское строительство. – том 3, номер 4. – Макеевка. – 2007. – С. 37-44.
57. Каприелов, С. С., Батраков В. Г., Шейнфельд А. В. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива

[Текст] / С. С. Каприелов, В. Г. Батраков, А. В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – 1999. – №6. – С. 6-10.

58. Каприелов, С. С., Карпенко Н. И., Шейнфельд А. В., Кузнецов Е. Н. Влияние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона [Текст] / С. С. Каприелов, Н. И. Карпенко, А. В. Шейнфельд, Е. Н. Кузнецов // Бетон и железобетон. – 2003. – №3. – С. 2-7.

59. Каприелов, С. С., Карпенко Н. И., Шейнфельд А. В., Кузнецов Е. Н. О регулировании модуля упругости и ползучести высокопрочных бетонов с модификатором МБ-50С [Текст] / С. С. Каприелов, Н. И. Карпенко, А. В. Шейнфельд, Е. Н. Кузнецов // Бетон и железобетон. – 2003. – №6. – С. 8-12.

60. Каприелов, С. С. Шейнфельд А. В. Влияние состава органоминеральных модификаторов серии «МБ» на их эффективность [Текст] / С. С. Каприелов, А. В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. – С. 11-15.

61. Каприелов, С. С., Шейнфельд А. В., Батраков В. Г. Комплексный модификатор марки МБ-01 [Текст] / С. С. Каприелов, В. Г. Батраков, А. В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – 1997. – №5. – С. 38-41.

62. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

63. Катыгроб, В. В., Веретенников В. И. Влияние повышенных температур и уровня предварительного нагружения на свойства тяжелого бетона [Текст] / В. В. Катыгроб, В. И. Веретенников // Рук. деп. во ВНИИИС Госстроя СССР, № 5737. – 1985. – 9 с.

64. Келли, А. Высокопрочные материалы: Пер. с англ. [Текст] / Под ред. С.Т. Милейко. - М.: Мир, 1976. - 262 с.

65. Климов, Ю. А., Палладий В. В., Голубничий Г. А. Опыт применения высокопрочного бетона в зарубежном строительстве [Текст] / Ю. А.

Климов, В. В. Палладий, Г. А. Голубничий // Будівельні конструкції. – К.: НИИСК, вып. 59. – 2003. – Т. 1. – С. 52-56.

66. Ковалева, А. Ю. Формирование макроструктуры сталефибробетонов (на примере токарной фибры): Дис. ... канд. техн. наук [Текст] / А.Ю. Ковалева; СПбГАСУ. - СПб, 2001.

67. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям. – М.: НИИЖБ. – 1984. – Т. II. – 284 с.

68. Копацкий, А. В., Курбатов Л. Г., Ефремова В. М. Структура бетонной составляющей зон сталефибробетона с повышенным содержанием крупных фибр [Текст] / А. В. Копацкий, Л. Г. Курбатов, В. М. Ефремова // Технология изготовления и свойства новых композиционных строительных материалов: Межвуз. темат. сб. науч. тр. - Д.: ЛИСИ, 1986. - С.44 -49.

69. Копацкий, А. В. Коррозионная стойкость сталефибробетонных конструкций [Текст] / А. В. Копацкий, В. А. Ефремова // Применение фибробетона в строительстве: материалы семинара. – Л.: ЛДНТП, 1985. – С. 40 – 44.

70. Корсун, В.И. Влияние повышенных до 200°C температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона [Текст] / В.И. Корсун, С.Н. Машталер // 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. 265 – 275.

71. Корсун, В.И. Влияние косвенного и фибрового армирования на прочность и деформации элементов из высокопрочного модифицированного бетона [Текст] / В.И. Корсун, А.В. Корсун, С.Н. Машталер // Механика разрушения строительных материалов и конструкций: Материалы VIII Академических чтений РААСН. – Казань: КГАСУ, 2014. – С. 132-137.

72. Корсун, В. И., Баев А. М. Влияние температур от -50° до $+150^{\circ}\text{C}$ на прочность и деформации тяжелого бетона при плоском напряженном состоянии [Текст] / В. И. Корсун, А. М. Баев // Новые технологические решения для строительной промышленности Донбасса. – Киев: УМК ВО, 1989. – С.129 - 136.
73. Корсун, В. И., Калмыков Ю. Ю. Исследование влияния размеров образцов и условий высыхания на процессы деформирования и разрушения бетона в условиях нагрева [Текст] / В. И. Корсун, Ю. Ю. Калмыков // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація, вип. 5. – Кривий Ріг: КТУ. – 2002. – С. 268-276.
74. Корсун, В.И., Калмыков Ю. Ю. Неоднородность прочностных и деформационных свойств бетона по объему массивных элементов конструкций [Текст] / В. И. Корсун, Ю. Ю. Калмыков // Современные проблемы строительства. – Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО "Лебедь". – 2002. – Т. 2. – С. 95-102.
75. Корсун, В. И., Мессауди А. К определению основных параметров диаграмм деформирования бетона в условиях воздействия повышенных температур [Текст] / В. И. Корсун, А. Мессауди // Экологические проблемы промышленного региона. Том 3: Ресурсосберегающие технологии в проектировании конструкций и технологических процессов. – Макеевка: 1995. - С. 97-98.
76. Корсун, В. И. Исследование напряженно-деформированного состояния элементов железобетонных сооружений при силовых и температурных воздействиях [Текст] / В. И. Корсун // Вісник ДДАБА, вип. 2000-1[21]: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макеевка. – 2001. – С. 99-107.
77. Корсун, В. И. К определению основных характеристик прочностных и деформационных свойств бетона для условий воздействия повышенных

- температур [Текст] / В. И. Корсун // Вісник ДДАБА, вип. 99-2[16]: Композиційні матеріали для будівництва. – Макеевка. – 1999. – С. 181-184.
78. Корсун, В. И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий. – Макеевка: ДонГАСА, 2003. – 153 с.
79. Корсун, В. И. Оценка характеристик прочностных и деформационных свойств бетона при повторных нагружениях в условиях воздействия повышенных температур [Текст] / В. И. Корсун // Вестник ДонГАСА. – вып. 2004-1[43]: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макеевка. – 2004. – С. 209-213.
80. Корсун, В. И. Температурные усилия, прочность и трещиностойкость элементов железобетонных дымовых труб, работающих в температурном диапазоне от -50 до $+150^{\circ}\text{C}$, с учетом плоского напряженного состояния: Дисс... канд. техн. наук: – 05.23.01/ НИИЖБ. – М.: 1987. – 216 с.
81. Корсун, В. И., Мессауди А. Исследование напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов при несовпадении плоскостей температурного перепада и нагружения [Текст] / В. И. Корсун, А. Мессауди // Экологические проблемы промышленного региона. Том 3: Ресурсосберегающие технологии в проектировании конструкций и технологических процессов. – Макеевка: 1995. - С. 95-96.
82. Корсун В. И., Мессауди А. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных балочных элементов в общем случае несовпадения плоскостей температурного перепада и нагружения [Текст] / В. И. Корсун, А. Мессауди // Коммунальное хозяйство городов. – Харьков: Техника, вып. 12. – 1997. – С. 68-70.
83. Корсун, А. В. Напряженно-деформированное состояние сжатых железобетонных элементов из высокопрочных модифицированных бетонов, в том числе в условиях нагрева до $+200^{\circ}\text{C}$: автореф. дисс. на

соискание науч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / Корсун А.В. – Макеевка, ДонНАСА, 2006. – 20 с.

84. Кравинский, В. К. Исследование прочности и деформативности иглобетона при статическом нагружении: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. К. Кравинский. – Рига, 1974. – 21 с.

85. Кричевский, А. П., Передерей, В. Д., Мессауди А. Прочность железобетонных изгибаемых элементов при действии нагрузки и одностороннего нагрева в несовпадающих плоскостях [Текст] / А. П. Кричевский, В. Д. Передерей, А. Мессауди // Респ. межвед. сборник "Коммунальное хозяйство городов". – Харьков: "Техника". – 1997, Вып. 12. - С. 48-50.

86. Кричевский, А. П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия. – М.: Стройиздат, 1984. – 148 с.

87. Крылов, Б. А. Фибробетон и фиброцемент за рубежом [Текст] / Б.А. Крылов // Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). — М. — 1979. - Вып.5. — Сер.7. (Строительные материалы и изделия)

88. Кузнецов, Е. Н. Ползучесть и другие физико-механические свойства высокопрочных мелкозернистых бетонов нового поколения на основе органоминеральных модификаторов: Автореф. дисс... канд. техн. наук: 05.23.01 / ГУП «НИИЖБ». – М., 2004. – 27 с.

89. Куликов, А. Н. К вопросу определения трещиностойкости фиброжелезобетона при осевом растяжении [Текст] / А. Н. Куликов // Исследования в области железобетонных конструкций: сб. тр. – Л., 1976. - №111. – С. 18 – 22.

90. Курбатов, Л. Г., Рабинович Ф. Н. Об эффективности бетонов, армированных стальными фибрами [Текст] // Бетон и железобетон. - 1980. - № 3. - С. 6-7.

91. Курбатов, Л. Г. Некоторые вопросы технологии и технико-экономической эффективности сталефибробетона [Текст] / Л. Г. Курбатов // Производство строительных изделий и конструкций. - Л.: 1979. - С. 38-42.
92. Курбатов, Л. Г. Сопротивление сталефибробетона сжатию [Текст] / Л. Г. Курбатов, Н. Н. Боровских // Исследование и расчет новых типов пространственных конструкций гражданских зданий: сб. науч. тр. – Л.: ЛЕНЗНИИЭП, 1985. – С. 58 – 62.
93. Курбатов, Л. Г. Трещиностойкость и раскрытие трещин в изгибаемых сталефибробетонных элементах [Текст] / Л. Г. Курбатов, В. Н. Попов // Пространственные конструкции в гражданском строительстве. — Л.: 1982. — С. 33-42.
94. Леонтьев, В. Н., Приходько В. А., Андреев В. А. О возможности использования углеродных волокнистых материалов для армирования бетонов [Текст] / В. Н. Леонтьев, В. А. Приходько, В. А. Андреев // Строительные материалы. - 1991. - №10. - С. 27-28.
95. Лобанов, И. А. Особенности структуры и свойства дисперсно-армированных бетонов [Текст] / И. А. Лобанов, // Технология изготовления и свойства новых композиционных строительных материалов: Межвуз. темат. сб. науч. тр. - Л.: ЛИСИ, 1986.-С. 5-10.
96. Лобанов, И. А. Коррозионная стойкость арматуры в фибробетоне [Текст] / И. А. Лобанов, А. В. Копацкий, Е. В. Гулимова // Дисперсно армированные бетоны и конструкции из них: тез. докл. и сообщ. – Рига: ЛатИНТИ, 1975. – С. 130 – 133.
97. Лобанов, И. А. Основы технологии дисперсно-армированных бетонов (фибробетонов): Дис. ... д-ра. техн. наук [Текст] / И.А. Лобанов; Ленингр. инженер.-строит. ин-т.-Л., 1982.
98. Львовский, Е. Н. О методике активного эксперимента при исследовании деформативных свойств сталефибробетона при длительном растяжении [Текст] / Е. Н. Львовский, Л.И. Ольховая; Кишинев. Политехн.

Ин-т. – Кишинев, 1989. – 15 с. Библиогр. 6 назв. – Деп. В МоМолдНИИТИ 24.03.89. № 1099-89.

99. Манербаева, Ф. Д., Воликов В. Н. Исследование физико-химической стойкости дисперсно-армированного шлакосеробетона [Текст] / Ф. Д. Манербаева, В. Н. Воликов // Работоспособность строительных материалов при воздействии различных эксплуатационных факторов: Межвузовский сборник. - Казань: КХТИ, 1988. - С. 49-52.

100. Мартиросов, Г. М., Мартиросян Р. В. Повышение эффективности косвенного армирования [Текст] / Г. М. Мартиросов, Р. В. Мартиросян // Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 12-13.

101. Материалы, армированные волокном [Текст] / пер. с англ. Л. И. Сычевой, А. М. Воловика. – М.: Стройиздат, 1982. – 180 с.

102. Мессауди, А. Влияние нагрева и скорости нагружения на прочностные и деформативные свойства бетона [Текст] / А. Мессауди // Респ. межвед. сборник: "Коммунальное хозяйство городов". – Харьков: Техника, вып. 18. – 1999.

103. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы " σ - ε " бетона при кратковременном сжатии. НИИСК Госстроя СССР. Киев, 1985. –16 с.

104. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. МДС 21-2.2000. – М.: ГУП НИИЖБ, 2000. – 92 с.

105. Методические указания по определению прочностных и структурных характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении. - М.: НИИЖБ, 1976. – 56 с.

106. Милованов, А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 224 с.

107. Милованов, А. Ф., Зиновьев В. Н. Деформации высокопрочного бетона при кратковременном нагреве [Текст] / А. Ф. Милованов, В. Н. Зиновьев // Бетон и железобетон. – 1981. – №9. – С. 34-35.
108. Милованов, А. Ф., Мазо Э. А. Температурные усилия при одностороннем нагреве статически неопределимых конструкций [Текст] / А. Ф. Милованов, Э. А. Мазо // Бетон и железобетон. – 1973. – № 3. – С. 8-10.
109. Мишина, А. В. Влияние возраста высокопрочного сталефибробетона на его физико-механические и реологические свойства: дис....канд. техн. наук [Текст] / А. В. Мишина. – М, 2013. – 149 с.
110. Молодченко, Г. А., Попельных В. Н., Авдиенко Л. Л. К расчету деформаций железобетонных элементов [Текст] / Г. А. Молодченко, В. Н. Попельных, Л. Л. Авдиенко // Перша Всеукраїнська науково-технічна конференція “Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону”. – К. – 1996. – С.164-166.
111. Молодченко, Г. А., Фомин С. Л. Учет температурного перепада температуры по толщине стен железобетонных силосов [Текст] / Г. А. Молодченко, С. Л. Фомин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будови та споруди: Вісник Рівненського держ. ун-ту, Зб. науков. праць, вип. 3. – Рівне. – 1999. – С. 221-226.
112. Молодченко, Г. А. и др. Рекомендации по проектированию и усилению железобетонных хранилищ для сыпучих материалов, в том числе с повышенной температурой применительно к условиям реконструкции. – Харьков: Госстрой СССР, ХПСНИИП. – 1984. – 82 с.
113. Моргун, Л. В., Острат А. И. О влиянии дисперсного армирования на работу разрушения пенобетона [Текст] / Л. В. Моргун, А. И. Острат // Работоспособность строительных материалов на основе и с применением местного сырья и отходов промышленности: Межвузовский тематический сборник - Казань: КИСИ, 1991. - С. 66-70.

114. Мурашев, В. И. Основные положения расчета и проектирования железобетонных конструкций в условиях кратковременного и длительного воздействия высоких температур [Текст] / В. И. Мурашев // Сб. тр. НТО Стройиндустрии. – М.: Госстройиздат, 1958. – С. 5-18.
115. Мухамедиев, Т. А. Прочность и деформации стержневых элементов с косвенным армированием [Текст] / Т. А. Мухамедиев // Бетон и железобетон. – 1989. – №12. – С. 26-27.
116. Некрасов, К. Д., Жуков В. В., Гуляева В. Ф. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур. – М.: Стройиздат, 1972. – 128 с.
117. Некрасов, В. П. Метод косвенного вооружения бетона [Текст] / В. П. Некрасов. – М., Транспечать, 1925. – 255 с.
118. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуца, А. С. Залесов, Н. М. Мулин, Е. А. Чистяков [Текст] / Под ред. А. А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – 208 с.
119. Обследование, оценка технического состояния и фундамента МНЛЗ ООО "Электросталь-Курахово" в г. Курахово с разработкой проектных решений и рекомендаций по их ремонту, усилению и дальнейшей эксплуатации: технический отчет о работе [Текст] / ООО «СВК» ; рук. Н. В. Прядко ; исполн.: Руднева И. Н. [и др.]. – Донецк, 2018. – 47 с.
120. Обухов, А. Н., Руденко И. Ф., Селиванова С. А. Повышение прочности сталефибробетона на ЕЦ при роликовом формовании [Текст] / А. Н. Обухов, И. Ф. Руденко, С. А. Селиванова // Бетон и железобетон, - 1987. - №9.-С. 20-21.
121. Ольховая, Л. И. К определению прочности сталефибробетона [Текст] / Л. И. Ольховая; Кишинев. Политехн. Ин-т. – Кишинев, 1989. – 8 с. – Библиогр. 10 назв. – Деп. В МолдНИИНТИ 24.03.89, №1095-М 89.
122. Ольховая, Л. И. Прочность и деформативность сталефибробетона и элементов конструкций с его использованием: автореф. дис.... канд. техн. наук [Текст] / Л. И. Ольховая. – М., 1989. – 25 с.

123. Ольховая, Л. И. Свойства сталефибробетона при кратковременном растяжении [Текст] / Л. И. Ольховая; Кишинев. политехн. ин-т. – Кишинев, 1989. – 29 с. – Библиогр. 4 назв. – Деп. в МолдНИИНТИ 24.03.89, №1096-М 89.
124. Павленко, В. И. Свойства фибробетона и перспективы его применения: аналит. обзор. / В. И. Павленко, В. Б. Арончик; Латв. Респ. ин-т науч.-техн. информ. и пропаганды. - Рига, 1978. - 96 с.
125. Павлов А. П., Заикин А. И., Захаров С. Т. О несущей способности сжатых с малыми эксцентриситетами элементов из высокопрочного бетона [Текст] / А. П. Павлов, А. И. Заикин, С. Т. Захаров // Строительные конструкции. – К.: Будівельник, вып. XXVIII. – 1976. – С. 93-97.
126. Павлов, А. П. Экспериментальные исследования фибробетона при центральном растяжении [Текст] / А. П. Павлов, А. Н. Куликов // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций: межвуз. тем. науч.-техн. сб. – Л., 1975. - №2. – С. 9 – 17.
127. Писанко, Г. Н. Прочность и деформативность высокопрочных бетонов при сжатии [Текст] / Г. Н. Писанко // Бетон и железобетон. – 1960. – №3. – С. 131-134.
128. Писанко, Г. Н. Сопротивление высокопрочных бетонов растяжению [Текст] / Г. Н. Писанко // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 27-28.
129. Писанко, Г. Н., Голиков А. Е. Прочность и деформативность высокопрочных бетонов на особо быстротвердеющем цементе [Текст] / Г. Н. Писанко, А. Е. Голиков // Бетон и железобетон. – 1966. – №7. – С. 25-26.
130. Попов, Н. Н., Матков, Н. Г., Гончаров, А. А. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении [Текст] / Н. Н. Попов, Н. Г. Матков, А. А. Гончаров // Бетон и железобетон. – 1990. – №10. – С. 32-34.

131. Попов, Н. Н., Трекин Н. Н., Матков Н. Г. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона [Текст] / Н. Н. Попов, Н. Н. Трекин, Н. Г. Матков // Бетон и железобетон. – 1986. – №11. – С. 33-34.
132. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур (к СНиП 2.03.04-84) [Текст] / НИИЖБ Госстроя СССР - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 184 с.
133. Применение сталефибробетона для покрытия настилов мостов // Строительство и архитектура. Серия: Строительные конструкции и материалы: экспресс – информ. [Текст] / ВНИИНТПИ. – М., 1996. – Свод. том, вып. 5. – С. 53 – 60.
134. Применение фибробетона в строительстве: материалы краткосрочного семинара [Текст] / под. ред. Л.Г. Курбатова. – Л.: ЛДНТП, 1985. – 80 с.
135. Прочность на излом бетона, армированного волокнами. Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). - М. - 1980. - Вып. 10. - С. 4-6.
136. Прусис, Г. А. Панель-оболочка из дисперсно армированного бетона с предварительным напряжением [Текст] // Г. А. Прусис, Ф. П. Янkelович, К. Я. Гайлатис. / Дисперсно аримрованные бетоны и конструкции из них. – Рига: ЛатИНТИ, 1975. – С. 80 – 82.
137. Пухаренко, Ю. В. Высокопрочный сталефибробетон [Текст] / Ю. В. Пухаренко, В. Ю. Голубев // Промышленное и гражданское строительство. - 2007. - №9. - С. 40-41.
138. Пухаренко, Ю. В. Научные и практические основы формирования структуры и свойств фибробетонов: Дис. ... д-ра. техн. наук [Текст] / Ю.В. Пухаренко; СПбГАСУ.- СПб, 2005.

139. Пухаренко, Ю. В. О вязкости разрушения фибробетона [Текст] / Ю. В. Пухаренко, В. Ю. Голубев // Вестник гражданских инженеров. - 2008. - №3(16). - С. 80-83.
140. Пухаренко, Ю. В. Проектирование состава и исследование свойств высокопрочного сталефибробетона [Текст] / Ю. В. Пухаренко, И. У. Аубакирова, В. Ю. Голубев // III третья международная выставка-конференция «Популярное бетоноведение 2009»: сб. докл., 2009. - С. 74-79.
141. Рабинович, Ф. Н. Дисперсно армированные бетоны. - М., Стройиздат, 1989.-177С.
142. Рабинович, Ф. Н. Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений [Текст] / Ф. Н. Рабинович // Бетон и железобетон. - 1984. - X12.-С. 22-25.
143. Рабинович, Ф. Н., Черномаз А. П., Курбатов Л. Г. Монолитные днища резервуаров из сталефибробетона [Текст] / Ф. Н. Рабинович, А. П. Черномаз, Л. Г. Курбатов // Бетон и железобетон. - 1981. - С. 24-25.
144. Рабинович, Ф. Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: монография [Текст] / Ф. Н. Рабинович. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 560 с.
145. Рабинович, Ф. Н. О пределе трещиностойкости мелкозернистого бетона, армированного стальными фибрами [Текст] / Ф. Н. Рабинович, В. П. Романов // Механика композиционных материалов. — 1985. - №2. — С. 277-283.
146. Рабинович, Ф. Н. Эффективность применения сталефибробетона в промышленном строительстве [Текст] / Ф. Н. Рабинович, Г. А. Шикунов // Применение фибробетона в строительстве. — Л., 1985. - С. 9-15.
147. Рак, Н. А. Методика расчета сталефибробетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования сталефибробетона и стержневой арматуры [Текст] / Н. А. Рак // Третий международный симпозиум.

Проблемы современного бетона и железобетона. – Мн.: РУП «Институт БелНИИС», 2011. – 1–5с.

148. Рамачандран, В. Наука о бетоне: физико-химическое бетоноведение [Текст] / В. Рамачандран, Р. Фельдман, Дж. Болуэн; пер. с англ. Т. И. Розенберг, Ю. Б. Ратиновой; под ред. В. Б. Ратинова. – М.: Стройиздат, 1986. – 278 с.

149. Растяжимость и начало образования трещин в бетоне, армированном отрезками стальной проволоки. Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). - М. - 1975. - Вып.9. - С. 9-12. - Сер.7. (Строительные изделия и конструкции).

150. Результаты экспериментальных исследований несущей способности и деформативности изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов из бетонов марок 600÷1000 (предложения к нормативным материалам) / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1969.

151. Рекомендации по применению сталефибробетона в конструкциях дорожных одежд и мостов [Текст] / К. В. Талантова, Н. М. Михеев. Алт. политехн. ин-т им. И. И. Ползунова, Барнаул, 1988. – 47 с.

152. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций [Текст] / НИИЖБ Госстроя СССР. – М., 1987. – 148 с.

153. Родов, Г. С. Ударостойкие забивные сваи с применением сталефибробетона [Текст] / Г. С. Родов, Б. В. Лейкин. – Л.: ЛДНТП, 1982. – 27 с.

154. Романов, В. П. К вопросу о пределе трещиностойкости фибробетона на растяжение [Текст] / В. П. Романов // Исследование новых типов пространственных конструкций гражданских зданий и сооружений. - Л., 1977. - С. 96-105.

155. РТМ 17-01-2002. Руководящие технические материалы по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций на фрезерованной фибре. – М.: НИИЖБ, 2002. – 79 с.
156. Рыбасов, В. П. К оценке прочности фибробетона [Текст] / В. П. Рыбасов // Фибробетон и его применение в строительстве: сб. науч. Тр. – М.: НИИЖБ, 1979. – С. 125 – 130.
157. Рыбасов, В. П. Исследование свойств бетона, армированного стальными волокнами [Текст] / В. П. Рыбасов // Новые материалы и изделия в строительстве. - М., 1982. - С. 36-38.
158. Саргсян, А. Е., Гукова, Е. Г. Оценка локальной прочности наружной железобетонной защитной оболочки РО АЭС из бетона различных типов на пробивание при падении самолета [Текст] / А. Е. Саргсян, Е. Г. Гукова // Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям. – М.: МГСУ, 2018. – С. 383-390.
159. Свиридов, Н. В., Коваленко, М. Г., Чесноков, В. М. Механические свойства особо прочного цементного бетона [Текст] / Н. В. Свиридов, М. Г. Коваленко, В. М. Чесноков // Бетон и железобетон. – 1991. – №2. – С. 7-9.
160. Свиридов, Н. В., Коваленко, М. Г., Чесноков, В. М. Прочность и деформативность железобетонных элементов из особо прочного бетона [Текст] / Н. В. Свиридов, М. Г. Коваленко, В. М. Чесноков // Бетон и железобетон. – 1991. – №12. – С. 19-21.
161. Свойства волокон и бетона, армированного волокнами. Строительство и архитектура: реф. информ. (ЦИНИС). - М. - 1974. - Вып.14. - С. 12-15. - Сер.7. (Строительные изделия и конструкции)
162. Свойства фибробетона с предварительно напряженными волокнами // Строительство и архитектура. Серия: Строительные конструкции и материалы: экспресс – информ. / ВНИИНТПИ. – М., 1996. – Свод том, вып. 6. – С. 42 – 46.
163. Складчатая тонкостенная панель покрытия из сталефибробетона [Текст] / Г. К. Хайдуков [и др] // Строительство и архитектура. Сер. 8.

Строительные конструкции: экспресс – информ. / ВНИИИС. – М., 1986. Вып. 7. С. 2 – 6.

164. Смирнов, Д. А. Упругость и ползучесть сталефибробетона: автореф. дис....канд. техн. наук [Текст] / Д. А. Смирнов. – СПб, 2011. – 23 с.

165. СНиП 2.03.04-84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 54 с.

166. Соловьев, Б. В. Оценка эффективности применения сталефибробетона в сборных дорожных плитах [Текст] / Б. В. Соловьев, А. Г. Зива, Т. К. Сенина // Оценка и обеспечение надежности и долговечности железобетонных конструкций зданий и сооружений промышленных предприятий при их реконструкции и восстановлении. - Челябинск, 1984. - С. 78-80.

167. Соловьев, Б. В. Плиты дорожных и аэродромных покрытий с фибровым армированием [Текст] / Б. В. Соловьев, А. Г. Зива, В. Е. Анисимов // Применение сталефибробетона в строительстве: материалы краткосрочного семинара. – Л.: ЛДНТП, 1985. – С. 73 – 75.

168. Соломин, В. И. Влияние сцепления фибр с матрицей на прочность и деформативность сталефибробетонных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук [Текст] / В. И. Соломин. – Киев, 1979. – 23 с.

169. Сопильняк, А. В. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных комбинированно армированных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузки: автореф. дис.... канд. техн. наук[Текст] / А. В. Сопильняк. – Киев, 1983. – 21 с. .

170. СП 360.1325800.2017. Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования / Госстрой РФ. – М.:ЦИТП Госстроя РФ, 2017. – 79 с.

171. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения – М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012. – 152 с.

172. Ставров, Г. Н. Состояние и перспективы применения сталефибробетона в конструкциях, подверженных динамическим

- воздействиям [Текст] / Г. Н. Ставров, В. П. Романов, И. Д. Захаров // Применение сталефибробетона в строительстве. - Л.: 1985.-С. 55-58.
173. Сталефибробетон и конструкции из него. Серия «Строительные материалы» Вып. 7 ВПИИПТПИ. - М., 1990.
174. Стеклофибробетон и конструкции из него. Серия «Строительные Материалы». Вып.5. ВПИИПТПИ.
175. Сурова, И. К. Исследования сопротивления фибробетона удару: автореф. дис. ... канд. техн. наук [Текст] / И. К. Сурова. – Л., 1977. – 24 с.
176. Сытник, Н. И. Исследование прочности, деформативности и релаксации напряжений в высокопрочных бетонах [Текст] / Н. И. Сытник // Бетон и железобетон. – 1962. – №7. – С. 297-302.
177. Сытник Н. И., Иванов Ю. А. Экспериментальные исследования прочности и деформативности высокопрочных бетонов [Текст] / Н. И. Сытник, Ю. А. Иванов // Высокопрочные бетоны / Под ред. Н.И. Сытника. – К.: Будівельник, 1967. – С. 54-72.
178. Сытник, Н. И. Исследования бетонов на высокопрочных цементах // Высокопрочные бетоны [Текст] / Под ред. Н. И. Сытника. – К.: Будівельник, 1967. – С. 14-23.
179. Сычева, Л. И. Материалы, армированные волокном [Текст] /Перевод изд.: Fiber reinforced materials. - М.: Стройиздат, 1982. - 180 с.
180. Трамбовецкий, В. П. Фиброармированные материалы за рубежом [Текст] / В. П. Трамбовецкий // Строит, материалы за рубежом. - 1973. - № 5. — С. 45-47.
181. Тупицина, В. Н. Исследование дисперсно-армированного бетона и железобетона в условиях многократного замораживания до температуры — 50°С: Автореф. дис. ... канд. техн. наук [Текст] / В. Н. Тупицина; Ленингр. инженер.-строит. ин-т.-Л., 1982.-22 с.
182. Тупов, Н. И. О влиянии повышенной температуры на прочность и деформативные свойства бетона [Текст] / Н. И. Тупов // Бетон и железобетон. – 1967. – №3. – С. 42-43.
183. Фарбер, С. Г., Фомин С. Л. Некоторые особенности расчета бетонных и железобетонных конструкций, работающих в условиях воздействия высоких температур [Текст] / С. Г. Фарбер, С. Л. Фомин // Бетон и железобетон. – 1967. – №10. – С. 37-39.

184. Фибробетон в США и Великобритании // Строит, материалы за рубежом. - 1973. - № 3. - С. 11-16.
185. Фибробетон в Японии. Экспресс-информация. Строительные конструкции. - М, ВНИИНС Госстроя СССР, 1983. - 26 с.
186. Фомин, С. Л. Полная диаграмма “ σ - ε ” бетона и арматуры при нагреве [Текст] / С. Л. Фомин // Республиканский межведомственный научно-технический сборник “Коммунальное хозяйство городов”, Выпуск 8, Киев.: Из-во “Техніка”, 1997. – С. 27-29.
187. Фомин, С. Л. Расчет железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия технологической и климатической среды. – Киев: УМК ВО, 1992. – 164 с.
188. Фомин, С.Л. Усадка тяжелого бетона при повышенных температурах [Текст] / С. Л. Фомин // Бетон и железобетон. – 1977. – №4. – С. 30-31.
189. Холистер, Г. С., Томас К. Материалы упрочненные волокнами. Пер. с англ. [Текст] /Под ред. В.С. Ивановой. - М.: Металлургия, 1969. - 167с.
190. Холмянский, М. М. Контакт арматуры с бетоном. - М.: Стройиздат, 1981. - 184 с.
191. Хун, Д. Л. Свойства бетонов, содержащих микрокремнезём и углеродное волокно, обработанное силанами [Текст] Д. Л. Хун // Экспресс-информация. Вып.№1, 2001. - С.33-37.
192. Цискрели, Г. Д., Лекишвили, Г. Л. О масштабном эффекте в бетонах [Текст] / Г. Д. Цискрели, Г. Л. Лекишвили // Бетон и железобетон. – 1966. – №10. – С. 29-32.
193. Чистяков, Е. А., Бакиров К. К. Высокопрочная арматура в сжатых элементах с косвенным армированием [Текст] / Е. А. Чистяков, К. К. Бакиров // Бетон и железобетон. – 1976. – №9. – С. 35-38.
194. Шишкин, А. А. Управление свойствами бетонов для уиления строительных конструкций [Текст] / А. А. Шишкин, // Будівельні конструкції. – К.: НИИСК, вып. 59. – 2003. – Т. 1. – С. 419-424.
195. Шляхтина, Т. Ф. Экспериментально-теоретические основы проектирования оптимальных составов фибробетонов: Дис. ... канд. техн. наук [Текст] / Т. Ф. Шляхтина; Ленингр. инженер.-строит. ин-т. - Л., 1988.
196. Korsun, V., Determination of the Critical Duration of the First Heating of Heavy Concrete by the Criterion of the Maximum Strength Reduction / Korsun,

- V., Korsun, A., Mashtaler, S. // [Текст] Applied Mechanics and Materials, 2015 Trans tech Publications, Switerland, Vols. 725 - 726, pp. 566 - 571. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [http :
https://www.scientific.net/AMM.725-726.566](http://www.scientific.net/AMM.725-726.566)
197. B. A. Kyrlov and V. P. Trambovetsky. Investigation of Fibre- Reinforced Materials in the USSR [Text] / B. A. Kyrlov and V. P. Trambovetsky // Paper 8.5, RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Cement and Concrete. - London, Ed. A.M. Neville, 1975. - pp. 419-424.
198. Brux, G. Rhelgischen Verhalten von Faserbeonmischngen und Zementsuspension [Текст] // Swiseriche Bauztg.. - 1978 - № 37. - pp. 696-697.
199. C. Bail and A. Grim. Portland cement compositions reinforced with non-round filaments / US Patent - No. 3. - 650, 785 (1972).
200. Collepari, M. Beneficiated Fly Ash Versus Normal Fly Ash or Silica Fume / M. Collepari, S. Collepari, J.J. Olagot Ogoumah, R. Troli // the 9th CANMET/ACI International Conf. on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 20-25 May 2007: Proc. – Warsaw (Poland), 2007. – P. 1-8.
201. Collepari, M. Recent Developments in Superplasticizers / M. Collepari, M. Valente // the 8-th International Conf. on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, 2006: Proc. – Sorrento (Italy), 2006. – Pp. 1-14.
202. Evandro Tolentino, Fernando S. Lameiras, Abdias M. Gomes, Claudio A. Rigo da Silva and Wander L. Vasconcelos. Effects of High Temperature of the Residual Performance of Portland Cement Concretes // Mat. Res. – 2002. – Vol. 5, №3.
203. Gaber, R. Vorgespannte Fasern im Beton / R. Gaber, Klink Th. // Betonwerk – Fertigteil – Technik. 1995. - №11. Pp. 90 – 96.
204. Galle C., Sercombe J., Pin M., Arcier G. and Bouniol P. Behavior of High Performance Concrete Under High Temperature (60-450°C) for Surface Long-Term Storage: Thermo-Hydro-Mechanical Residual Properties // Mat. Res. Soc. Proc. – 2001. – Vol. 663.
205. Holland, T. C. Silica Fume. User's Manual / Silica Fume Association T.C. Holland // Technical Report No FHWA-IF-05-016. – 2005, April. – 183 p.
206. Holland T. C. Benefits of silica fume in HPC / T.C. Holland // HPC Bridge Views. – 2001. – No 16, July/August. – P. 5.
207. 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 / Korsun, V., Vatin, N., Franchi, A., Korsun, A., Crespi, P., Mashtaler, S. // International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities, SPbUCEME-2015. – Procedia Engineering (включено в SCOPUS), 2015. – №117. – P. 975 - 984.
208. Kodur V. K. R., Wang T. C., Cheng F. P. and Sultan M. A. A model for evaluating the fire resistance of high performance concrete columns // 7th International Association of Fire Safety Science Symposium, Worcester, MA., June 2002, pp. 1013-1024.
209. Krichevsky A. P., Brizhaty O. E., Messaudi A. The behaviour of reinforced concrete under the action of repeated heating and wetting, CICIND, Zurich, Switzerland, volume 9 – number 1 – spring 1993. – pp. 28–33.
210. Lankard, D. R. Steel Fiber Reinforced Refractory Concrete / D. R. Lankard // Refractory Concrete, SP-57, American Concrete Institute. – Detroit, 1978. – Pp. 241 – 263.
211. Malhotra, V. M. High-Performance, High-Volume Fly Ash Concrete. Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development / V.M. Malhotra, P.K. Mehta. – Inc. – Ottawa, 2002. – 101 p.
212. P. S. Song, S. Hwang / Construction and Building Materials 18 (2004) - pp. 669–673.
213. Schmidt, M. 50 Jahre Entwicklung bei Zement, Zusatzmittel und Beton. Schriftenreihe Baustoffe. / M. Schmidt Centrum Baustoffe und Materialprufund.- 2003. - H.2, - Pp. 189-198.
214. Selvadurai, A. P. S. The opening of an elastically bridges penny shaped flaw in a fibre reinforced composite by concentrated surfase loads // Wiss. Z., 1982.-№2.- Pp. 187-190.
215. Walter, H. Dilger and Changqing Wang. Shrinkage and Creep of High-Performance Concrete (HPC) – A Critical Review. Proceeding Las Vegas, June 12, 1995. Symposium of Concrete Technology.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(справка о внедрении)



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ

«ДОНГИПРОШАХТ»

ул. Артема, 125, г. Донецк, 83001
тел./факс (062) 305-36-11
E-mail: dgsh@dgsh.donetsk.ua
www.dgsh.donetsk.ua
Код ЕГРПОУ 51001837

06.11.17, № 01-14/98

В специализированный совет по защите диссертаций

На № _____

О внедрении результатов
диссертационной работы

Результаты диссертационной работы инженера Машталера С.Н. на соискание ученой степени кандидата технических наук по теме «Прочность и деформации элементов из высокопрочного сталефибробетона при сжатии в условиях нагрева до +200°C» приняты во внимание в части оценки напряженно-деформированного состояния башенного копра в рамках договора № 117-02-ЦВС/0000000000022726160013 от 06.03.2017 г. по теме «Обследование и оценка устойчивости и надежности строительных конструкций существующего башенного копра клетьевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь», разработка рекомендаций по их усилению при использовании данного копра в составе водоотливного комплекса с погружными насосами».

Расчеты железобетонных балок ствола шахтного копра выполнены с учетом влияния вида напряженного состояния на прочностные и деформационные характеристики бетона. Выполнены поверочные расчеты исследуемых конструкций с применением высокопрочного сталефибробетона с процентом фибрового армирования $\mu_{sfb} = 2,5\%$.

Расчеты несущих железобетонных конструкций производились в стадии эксплуатации обследуемого сооружения.

Справка выдана для представления в специализированный диссертационный совет Д 01.006.02 при ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» для защиты кандидатской диссертационной работы и получения ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»

Директор



С.Е. Гулько

Оценка рационального использования высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$ была рассмотрена на примере расчета строительных конструкций башенного копра в рамках договора №117-02-ЦВС/0000000000022726160013 от 6.03.2017 г. по теме «Обследование и оценка устойчивости и надежности строительных конструкций существующего башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь», разработка рекомендаций по их усилению при использовании данного копра в составе водоотливного комплекса с погружными насосами».

Целью данной работы является исследование технического состояния и эксплуатационной пригодности основных строительных конструкций башенного копра клетьевого ствола №4 ОП «Шахта имени В.И. Ленина» с оценкой несущей способности основных несущих конструкций при их дальнейшей работе сооружения в составе комплекса водоотлива с погружными насосами при действии новых технологических нагрузок в соответствии с техническим заданием.

Новизна полученных результатов заключается в выполнении поверочных расчетов с учетом физической нелинейности высокопрочного сталефибробетона с $\mu_{sfb} = 2,5\%$, определение запасов несущей способности основных несущих конструкций с учетом запланированных схем нагружения.

Железобетонный клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке представляет собой надземное сооружения башенного типа, которое выполняло функции размещения подъемных механизмов клетьевого подъемного ствола, а также оборудования, обеспечивающего функционирование данного комплекса.

Железобетонный монолитный копер представляет собой многоэтажное сооружение высотой 56,700 м с размерами в плане в крайних осях «2-5» и «Г-А» соответственно 18,00м × 18,00м. По конструктивной схеме

железобетонный копер является башенным сооружением с несущими наружными и внутренними монолитными стенами переменного сечения по высоте 200...300 мм, которые условно образуют наружную и внутреннюю оболочки.

Внутренняя оболочка выполняет функции ядра жесткости и имеет размеры в плане 5,0 м × 6,5 м, внутри которой выполняется подъем клетки. Наружная оболочка связана с внутренней с помощью диафрагм жесткости из монолитного железобетона, а так же горизонтальными дисками жесткости в виде конструкций перекрытия и покрытия.

Сооружение башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке введено в эксплуатацию в 1968 г. Паспорт на здание, а так же проектная документация в полном объеме хранится в архиве предприятия ГУ «ДОНГИПРОШАХТ». Общий вид здания представлен на рис. 1.

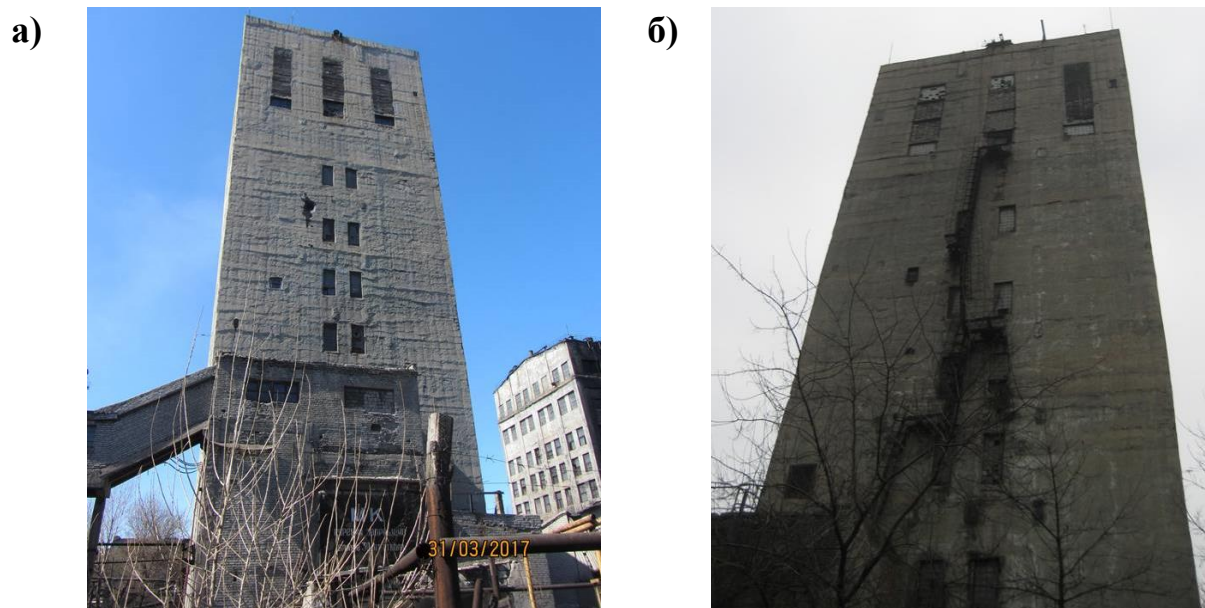


Рис. 1. Общий вид башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке со стороны фасада «Г-А» (а) и фасада «А-Г» (б). Съемка выполнена в марте-апреле 2017 г.

Поверочный расчет колонн.

Угловая колонна.

Материал колонны – высокопрочный сталефибробетон с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.
Классы рабочей арматуры приняты согласно проекту. В поверочных расчетах сечение колонны приводилось к эквивалентному по площади прямоугольному.

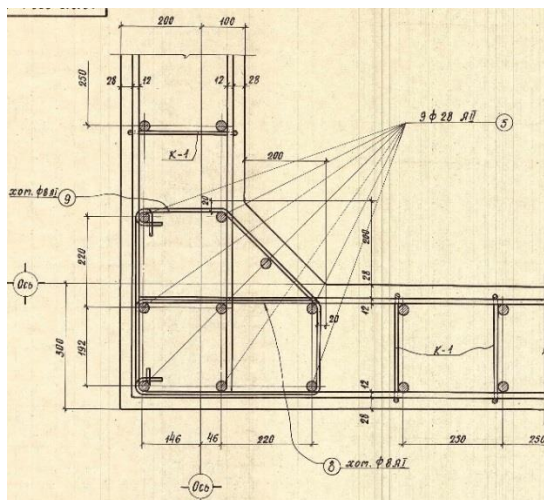
Вид бетона: Тяжелый

Класс бетона: высокопрочный сталефибробетон с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.

Условия твердения: естественное

Коэффициент условий твердения 1.

а)



б)

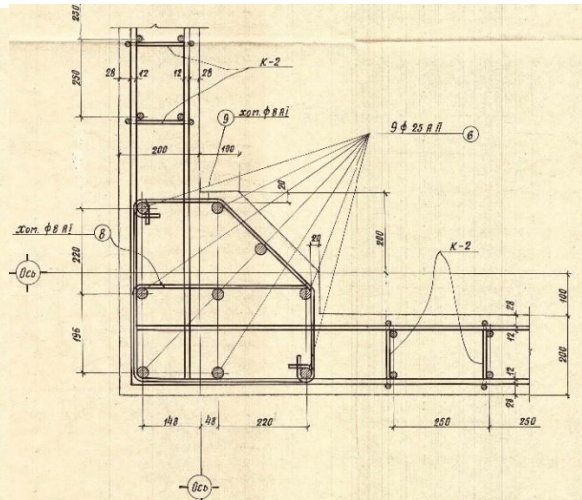


Рис. 2. Размеры и схема армирования сечений угловой колонны с отм. 0.000 до отм. +17.200 м (участок армирования 1) (а) и выше отм. +17.200 м (участок армирования 2) (б).

Длина элемента 9.7 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоУ 0.7

Коэффициент расчетной длины в плоскости ХоZ 0.7

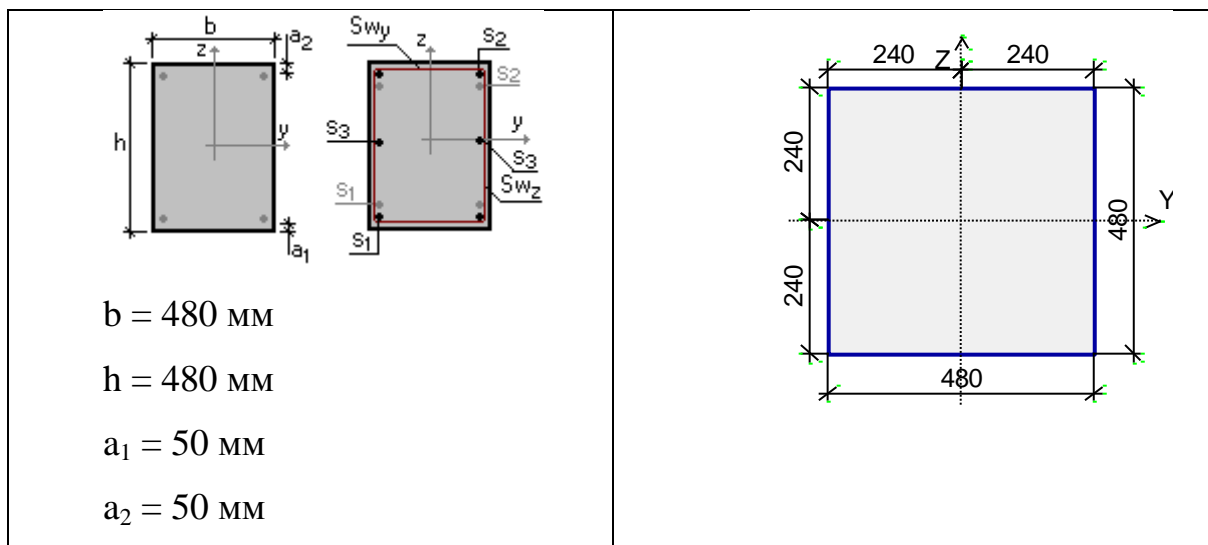
Случайный эксцентриситет по Z 10 мм

Случайный эксцентриситет по У 10 мм

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 120

Сечение



Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	переменная	$S_1 - 9\varnothing 28 \text{ А-II}$	
2	переменная	$S_2 - 9\varnothing 25 \text{ А-II}$	

Наиболее невыгодные сочетания усилий в угловых колоннах

Номер РСН	ЭЛЕМ	СЕЧ	N, кН	MK, кН*м	MY, кН*м	QZ, кН	MZ, кН*м	QY, кН
16 - РСН61	7237	1	-993.52	0.11	-43.51	54.33	-55.00	-70.03
6 - РСН21	7238	1	-1131.70	-0.20	0.32	9.89	19.24	36.64
6 - РСН21	7237	1	-1004.70	-0.82	-44.62	65.84	-49.68	-60.48

Результаты расчета

Участок	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНиП
1	0.19	Прочность по предельной продольной силе сечения	п.п. 3.26, 3.28
	0.54	Прочность по предельному моменту	п.п. 3.15-3.20, 3.27-3.28

Результаты расчета			
Участок	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНиП
		сечения	
	0.128	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/i > 14$	п.п. 3.24, 3.6
	0.408	Предельная гибкость в плоскости XoY	п.5.3
	0.408	Предельная гибкость в плоскости XoZ	п.5.3

Рядовые колонны вдоль стен

Материал колонны – высокопрочный сталефибробетон с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.
Классы рабочей арматуры приняты согласно проекту. В поверочных расчетах сечение колонны приводилось к эквивалентному по площади прямоугольному.

Вид бетона: тяжелый

Класс бетона: высокопрочный сталефибробетон с $\mu_{sfb} = 2,5\%$

Условия твердения: Естественное

Коэффициент условий твердения 1

Длина элемента 9.7 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 0.7

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 0.7

Случайный эксцентриситет по Z 10 мм

Случайный эксцентриситет по Y 10 мм

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость – 120

а)

б)

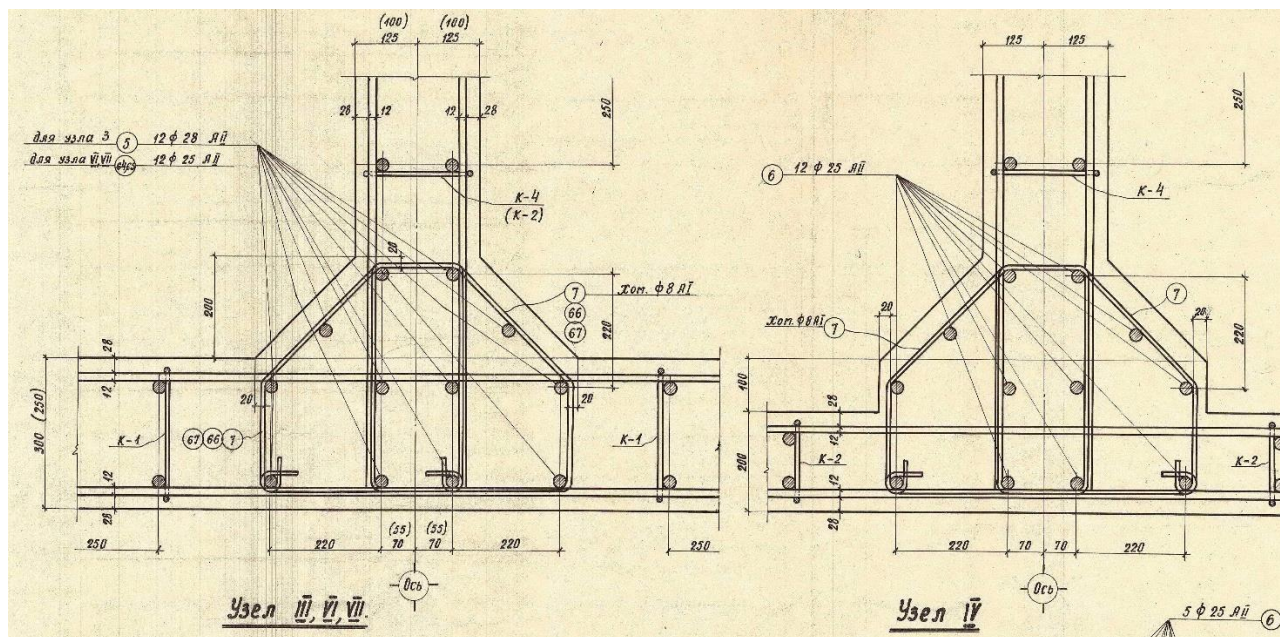
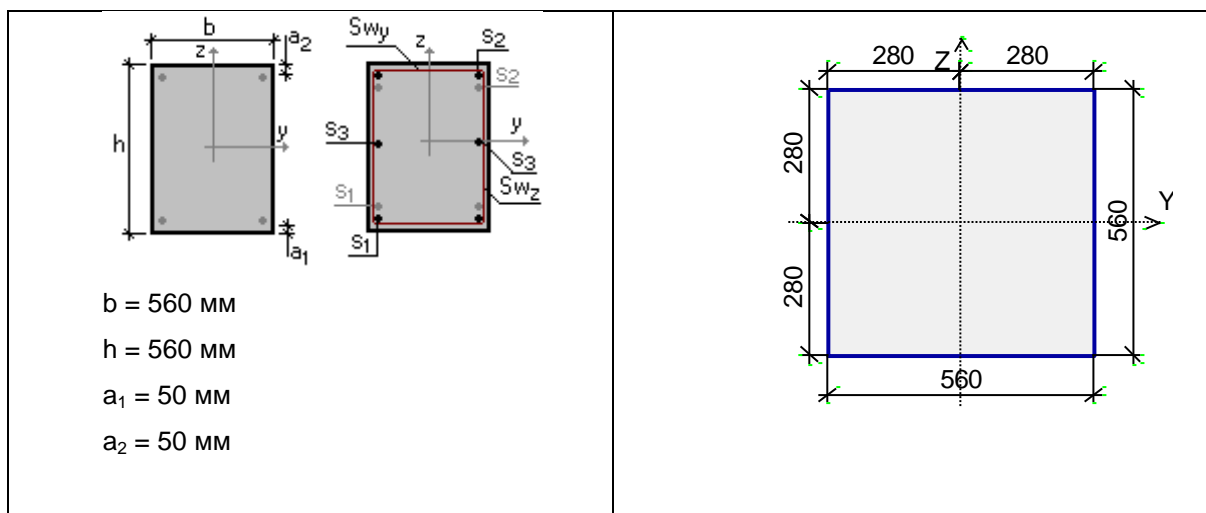


Рис. 3. Размеры и схема армирования сечений колонн вдоль стен с отм. 0.000 до отм. +17.200 м (участок армирования 1) (а) и выше отм. +17.200 м (участок армирования 2) (б).

Сечение



Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	переменная	$S_1 - 12\varnothing 28 \text{ A-II}$	

2	переменная	$S_2 - 12\varnothing 25 \text{ A-II}$
---	------------	---------------------------------------

Наиболее невыгодные сочетания усилий в
рядовых колоннах вдоль стен

Номер РСН	ЭЛЕМ	СЕЧ	N, кН	МК, кН*м	МУ, кН*м	QZ, кН	MZ, кН*м	QY, кН
5 - РСН20	7651	3	-1725.5	-4.9	24.2	106.5	214.3	-370.1
16 - РСН61	7450	3	-1714.8	-14.2	218.6	414.6	-107.3	263.6
11 - РСН41	7400	3	-1465.8	-0.8	-245.5	-571.6	-25.0	29.3
1 - РСН1	7613	3	-1487.0	-0.3	-16.1	-104.5	312.8	-488.3
6 - РСН21	7574	3	-1501.6	2.3	0.5	44.4	-194.7	320.5

Результаты расчета			
Участок армиро- вания	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНиП
1	0.278	Прочность по предельной продольной силе сечения	п.п. 3.26, 3.28
	0.735	Прочность по предельному моменту сечения	п.п. 3.15-3.20, 3.27-3.28
	0.119	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/i > 14$	п.п. 3.24, 3.6
	0.35	Предельная гибкость в плоскости X _o Y	п.5.3
	0.35	Предельная гибкость в плоскости X _o Z	п.5.3

Центральные колонны

Материал колонны – высокопрочный сталефибробетон с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.
Классы рабочей арматуры приняты согласно проекту. В поверочных расчетах сечение колонны приводилось к эквивалентному по площади прямоугольному.

Вид бетона: тяжелый

Класс бетона: высокопрочный сталефибробетон с $\mu_{sfb} = 2,5\%$.

Условия твердения: Естественное

Коэффициент условий твердения 1

Длина элемента 9.7 м

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoY 0.7

Коэффициент расчетной длины в плоскости XoZ 0.7

Случайный эксцентриситет по Z 10 мм

Случайный эксцентриситет по Y 10 мм

Конструкция статически неопределимая

Предельная гибкость - 120

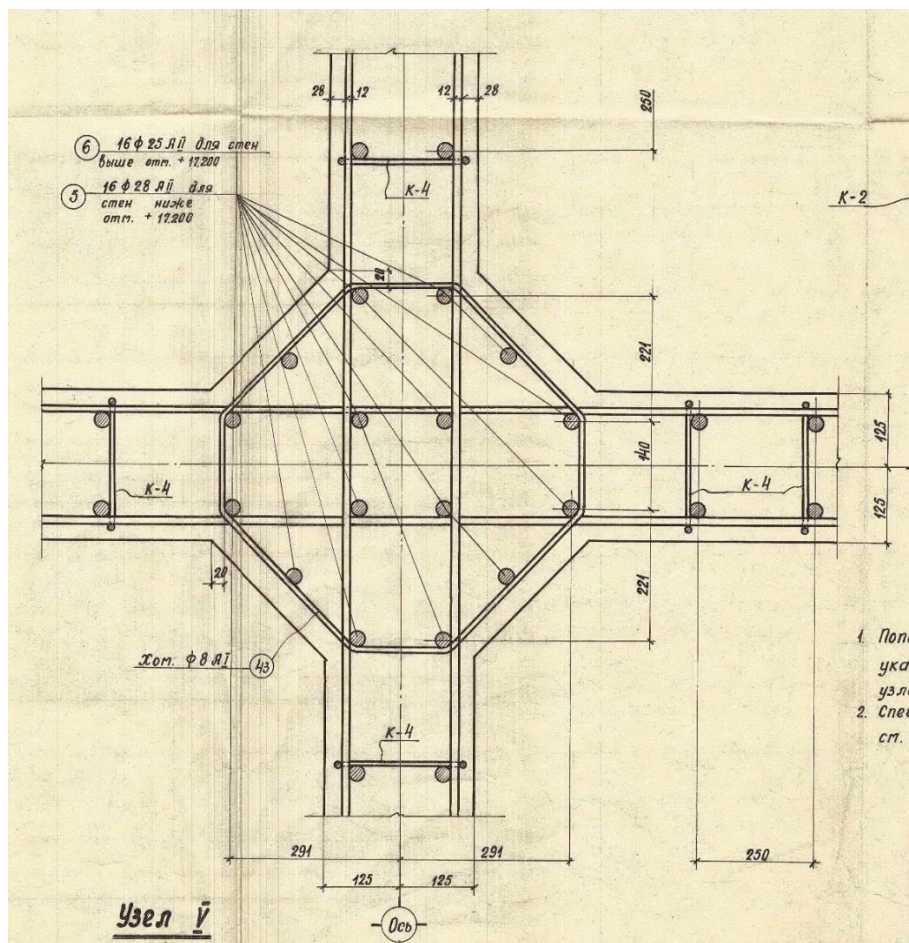
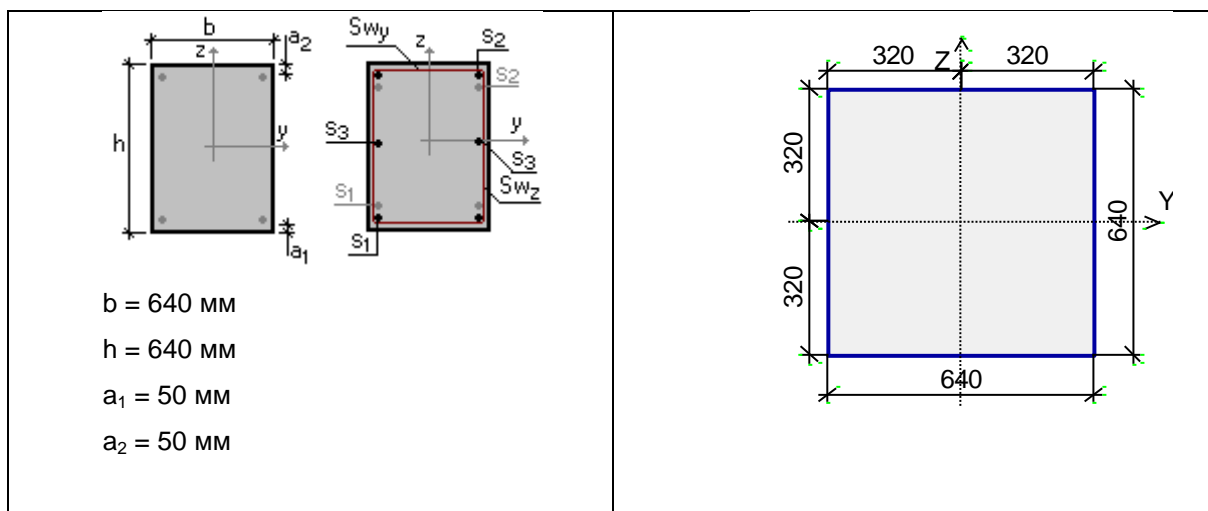


Рис. 4. Размеры и схема армирования сечений центральных колонн с отм. 0.000 до отм. +17.200 м (16 \varnothing 28 А-ІІ - участок армирования 1) и выше отм. +17.200 м (16 \varnothing 25 А-ІІ - участок армирования 2).

Сечение



Заданное армирование

Участок	Длина (м)	Арматура	Сечение
1	переменная	$S_1 - 16\varnothing 28 \text{ А-II}$	
2	переменная	$S_2 - 16\varnothing 25 \text{ А-II}$	

Наиболее невыгодные сочетания усилий в
центральных колоннах

Номер РСН	ЭЛЕМ	СЕЧ	N, кН	MK, кН*м	MY, кН*м	QZ, кН	MZ, кН*м	QY, кН
15 - РСН60	5251	1	-1020.20	1.10	70.13	-122.10	-37.17	-29.58
1 - РСН1	7696	3	276.54	-3.71	-36.05	-69.39	49.34	-89.63
6 - РСН21	7692	3	-700.98	0.05	103.76	218.32	-21.24	38.48
16 - РСН61	7656	1	9.49	-4.48	-321.65	563.30	113.29	167.92
1 - РСН1	7781	1	-277.09	-2.45	44.59	-237.18	432.00	731.65
11 - РСН41	7730	1	-33.82	-4.62	62.36	-5.23	-312.28	-532.81

Результаты расчета			
Участок	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНиП
1	0.128	Прочность по предельной продольной	п.п. 3.26, 3.28

Результаты расчета			
Участок	Коэффициент использования	Проверка	Проверено по СНиП
		силе сечения	
	0.628	Прочность по предельному моменту сечения	п.п. 3.15-3.20, 3.27-3.28
	0.04	Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L_0/i > 14$	п.п. 3.24, 3.6
	0.306	Предельная гибкость в плоскости XoY	п.5.3
	0.306	Предельная гибкость в плоскости XoZ	п.5.3

Вывод. Результаты поверочных расчетов по I-й и II-й группам предельных состояний свидетельствуют о том, что несущая способность колонн для восприятия нагрузок от нового оборудования *достаточна*.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(справка о внедрении)



**Министерство образования и науки
Донецкой Народной Республики**

**Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Донбасская национальная академия
строительства и архитектуры»**

86123, г. Макеевка, ул. Державина, 2, тел.: (062) 340-15-80,
(0623) 22-24-67, факс (0623) 22-77-19, email: mailbox@donnasa.ru, идент. код 02070795

от 31.10.17 № 4-08/2-67

на № _____ от _____

Диссертационный совет Д 01.006.02 при
ГОУ ВПО «Донбасская национальная
академия строительства и архитектуры»

СПРАВКА

о внедрении результатов исследований диссертационной работы
Машталера Сергея Николаевича на тему «Прочность и деформации элементов из
высокопрочного сталефибробетона при сжатии в условиях нагрева до +200°C»,
представленную на соискание ученой степени кандидата технических наук по
специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, зданий и сооружения.

Комиссия в составе: проректора по учебной работе, д.т.н., профессора
Зайченко Н.М., декана строительного факультета, к.т.н., доцента Алехина А.М.,
начальника учебного отдела, к.э.н., доцента Сухины А.А. свидетельствует, что при
подготовке специалистов по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»,
магистерская программа «Теория и проектирование зданий и сооружений», в лекционном
материале дисциплин «Физические модели бетона и железобетона. Основы построения
диаграммных методов расчета строительных конструкций», «Методы решения научно-
исследовательских задач в строительстве» используются теоретические и практические
данные по кандидатской диссертационной работе Машталера Сергея Николаевича
«Прочность и деформации элементов из высокопрочного сталефибробетона при сжатии в
условиях нагрева до +200°C».

Члены комиссии:

Проректор по учебной работе,
д.т.н., профессор

/Декан строительного факультета,
к.т.н., доцент

Начальник учебного отдела,
к.э.н., доцент



Н.М. Зайченко

А.М. Алехин

А.А. Сухина