

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный
университет»
(ФГБОУ ВО «СПбГАСУ»)

На правах рукописи

Кхон Кхемарак

**ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ
ВЫСОКОПРОЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ НЕСОВПАДЕНИИ
ПЛОСКОСТЕЙ ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДА И НАГРУЖЕНИЯ**

Специальность 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, профессор
Корсун Владимир Иванович

Санкт-Петербург – 2024

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ, ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПОСТРОЕНИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ УСЛОВИЙ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПЕРЕПАДОВ ТЕМПЕРАТУРЫ И НАГРУЖЕНИЯ	13
1.1 Влияние неравномерного нагрева на характеристики НДС изгибаемых железобетонных элементов	13
1.2 Анализ температурно-влажностных условий стран с сухим жарким климатом на примере королевства Камбоджа	19
1.3 Влияние воздействий повышенных температур на характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочного бетона	22
1.4 Обзор экспериментальных и теоретических исследований сопротивления косоизгибаемых железобетонных балочных элементов при нагружении	33
1.5 Нелинейная деформационная модель железобетона для оценки НДС балочных элементов конструкций	35
1.6 Выводы по главе 1	36
ГЛАВА 2 МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ	39
2.1 Материалы и конструкции опытных образцов	39
2.2 Методика экспериментальных исследований влияния повышенных температур на деформации и прочность высокопрочного бетона при осевом сжатии с учетом фактора времени	42
2.3 Методика обработки результатов экспериментальных исследований	50

2.4 Методика экспериментальных исследований характеристик НДС элементов балочного типа при воздействиях неравномерного нагрева и изгибающего момента в несовпадающих плоскостях.....	51
2.5 Определение механических характеристик арматурных сталей	63
2.6 Выводы по главе 2.....	66
ГЛАВА 3 ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ, ПОЛЗУЧЕСТЬ, ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ОСЕВОГО СЖАТИЯ И ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР.....	67
3.1 Температурно-усадочные деформации и ползучесть высокопрочного бетона	67
3.2 Прочность бетона при осевом сжатии	75
3.3 Начальный модуль упругости.....	87
3.4 Диаграммы деформирования бетона.....	89
3.5 Выводы по главе 3.....	91
ГЛАВА 4 ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ НЕСОВПАДЕНИИ ПЛОСКОСТЕЙ НАГРУЖЕНИЯ И ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДА	94
4.1 Определение напряженно - деформированного состояния железобетонных элементов балочного типа при действии неравномерного нагрева и изгибающих моментов в несовпадающих плоскостях.....	94
4.2 Температурные усилия в железобетонных элементах из высокопрочного бетона при воздействиях температурных перепадов в вертикальной и горизонтальной плоскостях.....	105
4.2.1 Температурные моменты.....	105
4.2.2 Дополнительные напряжения в арматуре.....	108

4.3 Деформации и прочность изгибаемых железобетонных элементов при воздействиях температурного перепада и нагружения в несовпадающих плоскостях.....	109
4.3.1 Результаты экспериментальных исследований и расчеты по инженерной методике.....	109
4.3.2 Теоретические исследования НДС балочных элементов на основе нелинейной деформационной модели	114
4.4 Рекомендации по уточнению методики СП 27.13330.2017 применительно к расчету изгибаемых элементов из высокопрочного бетона	128
4.5 Выводы по главе 4.....	129
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	132
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	135
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	151
<i>Приложение А. Рекомендации по внедрению результатов диссертационной работы в СП 27.13330.2017 в части характеристик свойств модифицированного высокопрочного бетона класса В80</i>	<i>151</i>
<i>Приложение Б. Акт использования в учебном процессе материалов кандидатской диссертации.....</i>	<i>152</i>

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

В последние годы существенно возросли объемы строительства различных зданий и сооружений из высокопрочного бетона (ВПБ) и железобетона в том числе в условиях жаркого климата. При проектировании и строительстве железобетонных конструкций для условий жаркого климата, а также для производственных зданий с повышенными тепловыделениями, необходимо учитывать влияние на физико-механические свойства бетона влажности, температуры и продолжительности нагрева, которые могут вызвать в конструкциях дополнительные усилия, дополнительные деформации, а также образование трещин в бетоне и их чрезмерное раскрытие.

Недостаточная изученность характеристик свойств высокопрочных бетонов в условиях температурно-влажностных воздействий, отсутствие обоснованных нормативных методов расчета не позволяют достоверно оценивать влияние повышенных температур на железобетонные конструкции в процессе их эксплуатации.

В специальной литературе имеются весьма ограниченные данные по влиянию кратковременного и длительного воздействия повышенных температур на температурные деформации, на механические и реологические характеристики свойств современных ВПБ, а также на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций из таких бетонов. Такое положение не позволяет в должной мере учесть влияние сезонных колебаний температуры и влажности, в том числе солнечной радиации на напряженно-деформированное состояние конструкций, что сдерживает применение конструкций из высокопрочного бетона. Поэтому задачи изучения зависимости основных характеристик деформационных и прочностных свойств высокопрочных бетонов от температуры и продолжительности нагрева, от уровня длительного обжата, а также экспериментально-теоретические исследования влияния на характеристики НДС изгибаемых железобетонных

элементов из конструкционного ВПБ режимов воздействия температурных перепадов и нагружения в несовпадающих плоскостях являются актуальными.

Степень разработанности темы исследования.

Возрастающие объемы монолитного строительства ставят одной из задач получение долговременного экономического эффекта от применения в конструкциях эффективных бетонов, обладающих высокими показателями прочности, плотности, удобоукладываемости, стойкости к воздействиям агрессивных сред, климатических и технологических температур. Решение такой задачи достигается в большинстве случаев повышением качества цементного камня путем применения при приготовлении бетонных смесей комплексных модификаторов. Такие бетоны получили название «*High Performance Concrete*» - «бетон высокого качества».

К бетонам, применяемым при строительстве высотных зданий и инженерных сооружений, предъявляются достаточно жесткие требования как к характеристикам физико-механических свойств (максимальная прочность при низкой средней плотности), так и к долговечности, что достигается применением бетонных смесей с низким водоцементным отношением. При этом бетонные смеси для монолитного строительства должны быть высокотехнологичными и обеспечивать возможность их транспортировки к месту укладки с помощью бетононасосов.

В современной практике высотного строительства широко применяются модифицированные бетоны, получаемые путем применения комплексных добавок полифункционального действия на основе активных минеральных компонентов и органических поверхностно-активных веществ. В России специалистами ГУП «НИИЖБ» (г. Москва, Россия) разработаны высокоэффективные добавки серии МБ [50], содержащие микрокремнезем или его смеси с кислой золой уноса, суперпластификатор или его смесь с регулятором твердения и другие компоненты.

В модифицированных высокопрочных бетонах (ВПМБ) характеристики прочностных и деформационных свойств цементного камня и заполнителя сближены по величине, что обуславливает снижение структурных напряжений в

контактной зоне “цементный камень – заполнитель” и, как следствие, уменьшение повреждений структуры бетона, характерных для температурно-влажностных воздействий [50].

Отсутствие в нормах проектирования [112] данных о характеристиках прочностных и деформационных свойств бетонов классов по прочности на сжатие выше В60, а также рекомендаций по расчету железобетонных конструкций из таких бетонов является главным фактором, сдерживающим внедрение ВПМБ в современное строительство. Для развития нормативной базы по проектированию конструкций из ВПМБ бетонов применительно к условиям температурных воздействий необходимо проведение целенаправленных экспериментальных и теоретических исследований с тщательным анализом и обобщением полученных данных.

Разработка и развитие методов расчета, а также обоснованное применение железобетонных конструкций из обычного тяжелого и высокопрочного бетона для работы в условиях воздействий повышенных температур стали возможными благодаря работам таких ученых, как С.В. Александровский, Б.А. Альтшулер, П.И. Васильев, В.В. Жуков, А.Ф. Милованов, В.И. Мурашев, А.П. Кричевский, В.И. Корсун, В.А. Косторниченко, Н.А. Невгень, В.Д. Передерей, В.Н. Самойленко, В.С. Федоров, С.Л. Фомин, В.И. Веретенников и др.

Экспериментально-теоретические исследования закономерностей изменения характеристик НДС железобетонных элементов конструкций при воздействиях неравномерного нагрева и нагружения выполнены в работах А.Ф. Милованова, К.Д. Некрасова, В.И. Корсуна, А.П. Кричевского, В.М. Милонова, В.Н. Самойленко, В.С. Федорова, С.Л. Фомина и др.

При несовпадении плоскостей теплового потока с главными осями сечений элементов балочного типа возможна сложная форма напряженного состояния – косой изгиб, которая в действующих нормах проектирования рассмотрена недостаточно полно. Исследованиям сложных форм изгиба железобетонных элементов посвящены работы А.С. Ажидинова, А.И. Демьянова, А.С. Залесова, Н.И. Карпенко, Вл.И. Колчунова, В.И. Корсуна, Ю.В. Чиненкова и др.

Цель диссертационной работы – изучение деформаций и прочности железобетонных изгибаемых элементов балочного типа из высокопрочного бетона при несовпадении плоскостей температурного перепада и нагружения с учетом влияния кратковременного и длительного нагрева на температурные деформации, характеристики механических и реологических свойств бетона, разработка рекомендаций по расчету таких конструкций.

Задачи исследования. Для достижения поставленной цели потребовалось решение следующих задач:

1. Выполнить экспериментальные исследования закономерностей влияния возраста бетона до начала испытаний, продолжительности нагревания $+90^{\circ}\text{C}$ на прочностные и деформационные характеристики свойств высокопрочного бетона при осевом сжатии.

2. Выполнить экспериментальные исследования влияния повышенных до $+90^{\circ}\text{C}$ температур на характеристики температурно-усадочных деформаций и ползучести высокопрочного бетона.

3. Выполнить экспериментальные и теоретические исследования температурных усилий и закономерностей их изменений в статически неопределимых изгибаемых железобетонных элементах конструкций из высокопрочного бетона при неравномерном нагреве до $+90^{\circ}\text{C}$ во взаимно перпендикулярных плоскостях.

4. Исследовать экспериментальными методами трещиностойкость, деформации и несущую способность элементов конструкций из высокопрочного бетона при действии неравномерного нагрева и изгибающих моментов в несовпадающих плоскостях.

5. Разработать предложения по учету влияния кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ на характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочного бетона при осевом сжатии.

6. Разработать рекомендации по уточнению методик расчета деформаций и прочности изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочного бетона при воздействии температурных перепадов и нагрузки в несовпадающих плоскостях.

Объект исследования - конструкции зданий и инженерных сооружений из высокопрочного бетона в условиях неравномерного нагрева.

Предмет исследования - температурные деформации, характеристики механических и реологических свойств высокопрочных бетонов, характеристики напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов железобетонных конструкций.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК «2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения», и относится к пункту 3 «Развитие теории и методов оценки напряженного состояния, живучести, риска, надежности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности».

Научная новизна заключается в следующем:

1. Установлены зависимости влияния кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ на величины температурно-усадочных деформаций, на прочность, начальный модуль упругости и предельные деформации высокопрочного бетона при кратковременном осевом сжатии, а также на его деформации ползучести, на прочность и характеристики деформационных свойств при повторных нагружениях осевым сжатием после длительного обжатия, которые использованы для развития метода расчета строительных конструкций из высокопрочного бетона.

2. Выявлены закономерности изменений температурных усилий и их релаксации в статически неопределимых железобетонных элементах-балках из высокопрочного бетона в зависимости от принятых режимов неравномерного нагрева.

3. Установлены зависимости характеристик трещиностойкости, деформаций и несущей способности элементов балочного типа из высокопрочного бетона от

величин возрастающих изгибающих моментов и перепадов температуры в несовпадающих плоскостях.

4. Выявлены зависимости характеристик напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочного бетона от характерных режимов воздействий температурных перепадов и возрастающего нагружения в несовпадающих плоскостях.

Теоретическая значимость результатов диссертационной работы заключается в следующем: в подтверждении возможности применения известных аналитических методов расчета температурно-усадочных деформаций и деформаций ползучести для исследованных высокопрочных бетонов с модифицирующими добавками МБ10-50С; в верификации основных физических соотношений для неоднородных железобетонных элементов из высокопрочного бетона и в обосновании применимости нелинейной деформационной модели для оценки характеристик напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов балочного типа при сложных режимах нагрева и нагружения; в получении данных о зависимостях температурных усилий, трещиностойкости, деформаций и несущей способности железобетонных элементов из высокопрочного бетона от величин перепадов температуры и изгибающих моментов в несовпадающих плоскостях.

Практическая значимость результатов работы заключается в разработке в развитие СП 27.13330.2017 рекомендаций по учету влияния кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ на прочность и деформационные характеристики высокопрочных бетонов классов до В80 в части коэффициентов температурных деформаций, температурной усадки, коэффициентов ползучести, а также предложений по уточнению методик расчета температурных усилий и деформаций для изгибаемых элементов железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при несовпадении плоскостей температурных перепадов и нагружения.

Методология и методы исследования:

1. Методы физического моделирования, теории подобия и методы механических испытаний материалов нагружением, методы измерения перемещений.

2. Теоретические методы математического моделирования, анализа результатов.

Положения, выносимые на защиту:

1. Данные экспериментальных исследований и результаты анализа влияния кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ на деформации ползучести, характеристики деформационных свойств и прочность высокопрочного модифицированного бетона в условиях одноосного сжатия.

2. Результаты экспериментальных и теоретических исследований влияния неравномерного нагрева на характеристики напряженно-деформированного состояния косо изгибаемых железобетонных элементов конструкций из высокопрочного бетона.

3. Результаты экспериментальных и теоретических исследований деформаций и несущей способности железобетонных элементов из высокопрочного бетона при действии возрастающих изгибающих моментов и перепадов температуры.

4. Рекомендации по учету влияния кратковременного и длительного нагрева до 90°C на температурно-усадочные деформации, прочность, предельную сжимаемость и ползучесть высокопрочного бетона при осевом сжатии.

Степень достоверности результатов достигается:

1. Применением общепринятых гипотез и соотношений сопротивления материалов, строительной механики, теории деформирования железобетона с трещинами, а также гипотез и методов современной нелинейной деформационной теории железобетона с трещинами.

2. Применением методов испытаний соответственно действующим стандартам, использованием метрологически поверенных испытательного оборудования и измерительных приборов.

3. Результатами выполненных экспериментальных исследований изгибаемых элементов из высокопрочного бетона при неравномерном нагреве с перепадами температур в вертикальной и горизонтальной плоскостях.
4. Удовлетворительным соответствием теоретических результатов, полученных с применением нелинейной деформационной модели, опытными данным, как полученным в данном исследовании, так и привлеченным для анализа данных других исследователей.

Апробация результатов работы. Основные результаты диссертационной работы получили обсуждение по результатам докладов на шести всероссийских и международных научных конференциях: Всероссийской научной-технической конференции «Проблемы обеспечения функционирования и развития наземной инфраструктуры комплексов систем вооружения» (2019 год, ВКА имени А.Ф. Можайского); Всероссийской конференции «Неделя Науки ИСИ, 2019/2021 год»; International Scientific Conference on Energy, Environmental and Construction Engineering «Building Materials and Products» (2019/2020 год, ЕЕСЕ-2019/2020); International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering «Buildings and Structures in Civil and Structural Engineering» (2020 год, МРСРЕ-2020); LXXVI Региональной научно-практической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства» (2023 год, СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург); LXXVII Международной научно-практической конференции «Архитектура – Строительство – Транспорт – Экономика» (2023 год, СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург).

Экспериментальные исследования выполнены в лабораториях СПбПУ Петра Великого и СПбГАСУ.

Публикации. Основные результаты диссертации опубликованы в 9 печатных научных статьях в рецензируемых изданиях, в том числе входящих в базы ВАК – 1 публикация, SCOPUS – 5 публикаций, в базу РИНЦ – 3 публикации.

Структура и объем диссертационной работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы из 133 наименований, в том числе 23 зарубежных источника. Работа представлена на 152 страницах печатного текста, содержит 40 рисунков, 10 таблиц, 2 приложения.

ГЛАВА 1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ, ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ПОСТРОЕНИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ УСЛОВИЙ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПЕРЕПАДОВ ТЕМПЕРАТУРЫ И НАГРУЖЕНИЯ

1.1 Влияние неравномерного нагрева на характеристики НДС изгибаемых железобетонных элементов

Влияние неравномерного нагрева на напряженно-деформированное состояние железобетонных изгибаемых балочных элементов, в том числе статически неопределимых, достаточно полно исследовано в работах Б.А. Альтшулера, А.Я. Барашикова, П.И. Васильева, А.Ф. Милованова, В.И. Мурашева, И.Е. Прокоповича, В.В. Жукова, А.П. Кричевского, М.Й. Колякова, В.И. Корсуна, В.А. Косторниченко, В.В. Кардакова, Н.А. Невгения, В.Д. Передеря, В.Н. Самойленко, С.Л. Фомина, О.Э. Брыжатога, В.И. Веретенникова и многих других исследователей [27, 28, 30, 33, 37, 48, 53, 55, 57, 59, 69, 60, 61, 71, 72, 74, 83, 85, 86, 93, 95, 97, 100, 119, 120, 121].

Экспериментальные исследования температурных усилий и изучение их влияния на прочность и трещиностойкость нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов сооружений при неравномерном нагреве по сечению элементов были проведены в большом объеме в Донбасской ГАСА (бывшем Макеевском инженерно-строительном институте) [57, 59, 69, 72, 74]. В большинстве случаев исследования выполнены на однопролетных двухконсольных балках, продольная ось которых при неравномерном нагреве удерживалась в прямолинейном состоянии путём создания соответствующих изгибающих моментов на консольных участках [57, 59, 69, 72, 74].

По величинам изгибающих моментов, необходимых для устранения температурой кривизны, определялись температурные моменты. Установлены основные факторы, влияющие на величину температурных моментов – величина температурного перепада по сечению элемента, величина повышенной

температуры и продолжительность нагрева, процент продольного армирования, а также наличие продольных сил, вид и состав бетона [59, 69].

Экспериментально установлены следующие особенности развития температурных моментов (рисунок 1.1):

– в процессе первого одностороннего нагрева в сечениях элементов возникает первый максимум температурного момента (рисунок 1.1), который при последующем длительном нагреве, интенсивно релаксирует, что обусловлено неоднородным развитием в направлении теплового потока деформаций усадки и ползучести бетона [57, 59, 69, 72, 74];

– при остывании элементов после длительного нагрева до нормальной температуры возникают значительные температурные моменты обратного знака [57, 59, 69, 72];

– при действии отрицательных климатических температур на менее нагретую грань элемента после длительного нагрева возможно появление второго максимума температурных моментов;

– для железобетонных элементов без продольной силы на этапе первого одностороннего нагрева образуются трещины со стороны менее нагретой грани при величине температурного перепада около 30°C, после чего температурный момент резко снижается вследствие уменьшения жесткости элемента;

– в элементах, обжатых длительно действующей продольной силой, усадка и ползучесть в бетоне при длительном нагреве приводят к перераспределению напряжений между бетоном и арматурой [59, 69, 72, 74, 78, 79, 85, 86], вызывая появление существенных дополнительных сжимающих напряжений в арматуре. В бетоне при этом происходит уменьшение величины сжимающих напряжений. Аналогичные результаты были получены также зарубежными исследователями;

– при неравномерном нагреве статически определимых балок, не имеющих внешних связей, наблюдается появление температурной кривизны и прогибов в сторону более нагретой грани [57, 59, 69, 72, 74]. При длительном

действии неравномерного нагрева температурная кривизна балок уменьшается вследствие развития деформаций усадки бетона, а при последующем остывании балок до нормальной температуры возможно появление кривизны обратного знака. В случае, когда распределение температуры является нелинейным по сечению балки, в ней возникают самоуравновешенные температурные напряжения, которые могут вызывать появление трещин в зонах действия растягивающих напряжений [59], [69].

– Неравномерный нагрев по сечению балки приводит также к проявлению неоднородности свойств бетона, которая оказывает влияние на прочность, деформации и трещиностойкость балок [1, 9] при их последующем нагружении внешней нагрузкой.

Результаты кратковременных испытаний железобетонных изгибаемых элементов до разрушения позволили установить следующие особенности влияния неравномерного нагрева на характеристики НДС железобетонных элементов:

– момент образования трещин в балках при неравномерном нагреве резко понижается в результате снижения прочности бетона на растяжение в условиях нагрева и возникновения дополнительных растягивающих напряжений в бетоне от температурной усадки, а также температурных моментов [59, 69, 72, 74, 78, 79, 85, 86];

– ширина раскрытия трещин в балках при неравномерном нагреве возрастает как за счёт появления температурных моментов, так и в результате снижения прочности и повышения деформативности бетона при нагреве [59, 69, 72, 74, 78, 79, 85, 86];

– прочность балок при неравномерном нагреве, как правило, понижается незначительно – на $5 \div 7\%$ [69, 72, 78, 85], в основном, за счёт снижения прочности бетона в сжатой зоне при нагреве и обусловленным этим увеличением высоты сжатой зоны бетона;

– температурные моменты при нагружении статически неопределимых балок интенсивно уменьшаются в результате снижения жесткости балок и сколь угодно существенного влияния на их прочность не оказывают.

В работах [59], [69] разработана методика расчетного определения напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов – балок, брусьев и пластин при неравномерном нагреве. При этом рассмотрен только случай одностороннего нагрева с направлением теплового потока, совпадающим с плоскостью изгиба элемента. Изменчивость прочностных и деформативных свойств бетона в зависимости от температуры и длительности нагрева учитывалась с помощью аналитических выражений, разработанных в работе [59] на основе обобщения результатов обширных экспериментальных исследований. Достоверность предложенного метода расчета подтверждена хорошим соответствием результатов расчёта экспериментальным данным (рисунок 1.1).

Разработанная методика расчета [59], [69] позволяет достаточно надежно оценивать напряженно – деформированное состояние железобетонных балочных элементов и их предельные состояния для случаев, когда плоскость действия изгибающего момента от внешней нагрузки, и плоскость температурного перепада по сечению элемента совпадают [41].

Следует отметить, что все экспериментальные исследования по изучению температурных усилий, прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов при неравномерном нагреве выполнены на образцах-балках при совпадении плоскости температурного перепада с плоскостью изгиба элемента.

Сведения об экспериментальных исследованиях температурных усилий и предельных состояний при нагреве железобетонных изгибаемых элементов, работающих на восприятие температурных воздействий и нагрузки в несовпадающих плоскостях, из анализа литературных источников не выявлены.

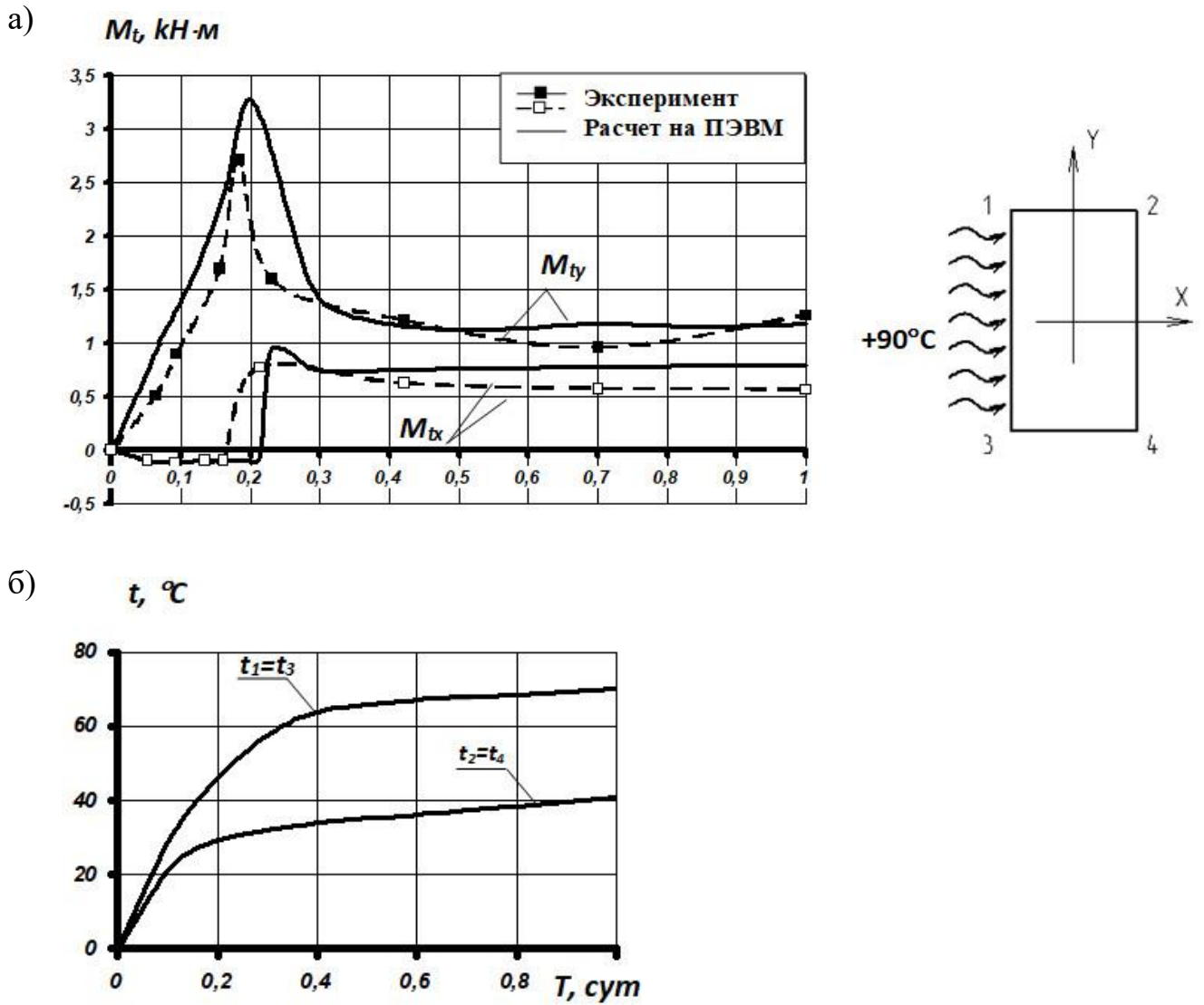


Рисунок 1.1 – Изменение температурных моментов M_{tx} и M_{ty} при неравномерном нагреве балок (а) и значения температуры в угловых точках сечения (б)

В то же время, очевидно, что при наличии температурного момента в плоскости, не совпадающей с плоскостью действия силового момента, в изгибаемом элементе возникает особый случай косоуго изгиба (рисунок 1.2). Этот случай характеризуется переменным соотношением изгибающих моментов в

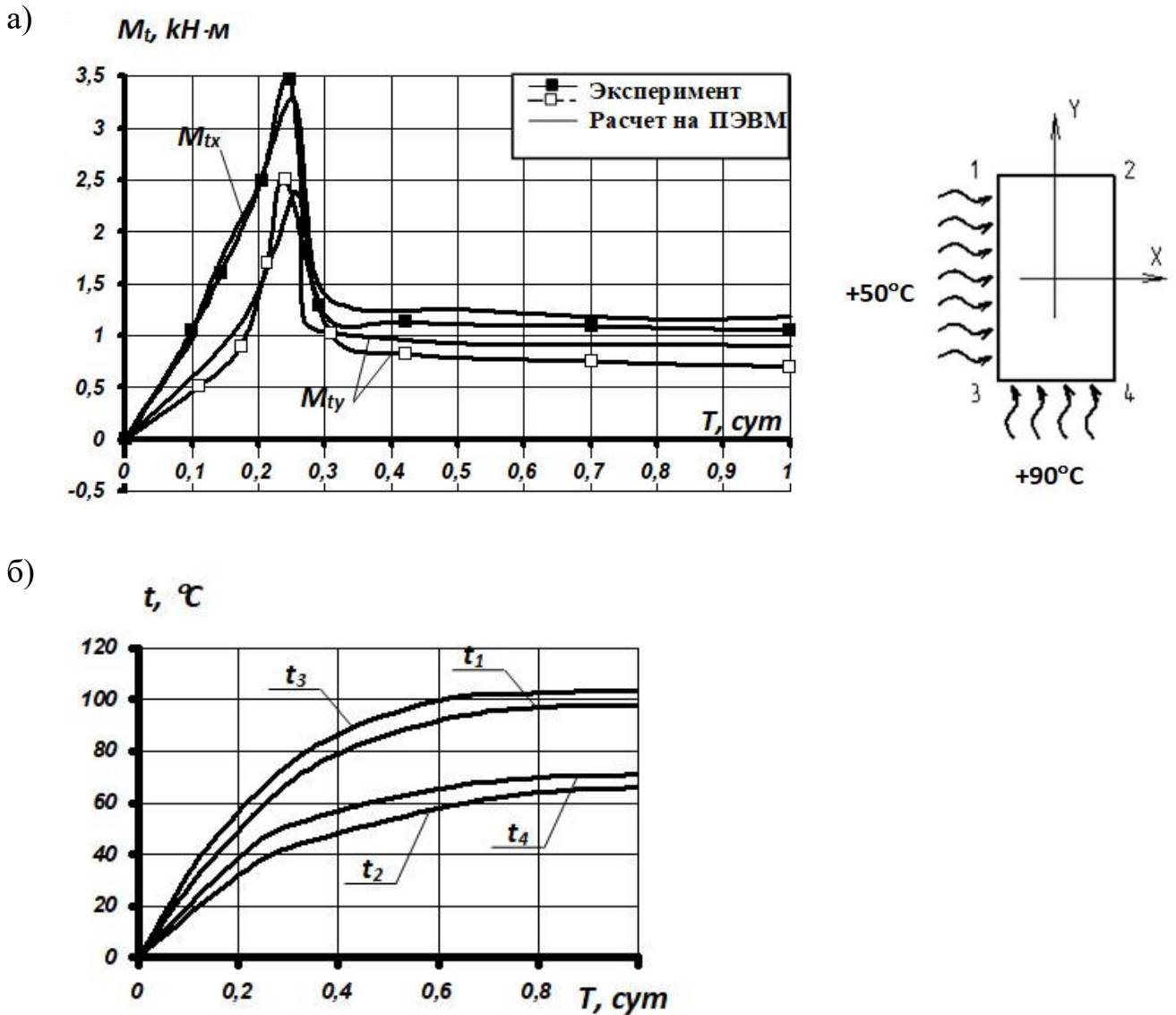


Рисунок 1.2 – Изменение температурных моментов M_{tx} и M_{ty} в первые часы неравномерного нагрева балок [59] в несовпадающих плоскостях (а) и значения температуры в угловых точках сечения (б)

ортогональных плоскостях, которое существенно зависит от жесткости элемента на данном этапе нагружения. В стадии, близкой к разрушению, температурный момент, по-видимому, значительно уменьшится и его влияние на прочность элемента может оказаться весьма незначительным. Следует отметить, что кривой изгиб является одним из мало изученных вопросов [59], [67] теории железобетона для конструкций, подвергающихся совместному действию температуры и нагрузки. Исследования на кривой изгиб при нормальной температуре ограничены,

особенно в части деформаций [24, 35, 37, 76, 99, 122]. В результате в СП 63.13330.2018 [112] для случая косоугольного изгиба нормирован лишь расчет прочности, а необходимые для проектирования расчеты по трещиностойкости и деформациям отсутствуют. Для конструкций, испытывающих косоугольный изгиб в условиях температурных перепадов, отсутствуют какие-либо конкретные рекомендации по расчету.

1.2 Анализ температурно-влажностных условий стран с сухим жарким климатом на примере королевства Камбоджа

Климатические температурно-влажностные воздействия оказывают существенное влияние на НДС железобетонных конструкций в странах с жарким климатом, который характеризуется повышенными температурами воздуха до $+50^{\circ}\text{C}$, а на поверхности конструкций – до $+80^{\circ}\text{C}$, относительно низкой влажностью порядка $9\div 20\%$, существенными перепадами температуры и влажности как в течение суток, так и в течение года [64]. Для некоторых районов планеты характерно воздействие повышенных климатических температур до $+40^{\circ}\text{C}$ и высокой влажности до 95% [64]. В соответствии с методиками проектирования учет температурно-влажностных режимов работы бетонных и железобетонных конструкций проводится, основываясь на классификации [54], [120], [124], по которой вводятся климатические пояса и области [64].

Район жаркого климата включает четыре климатических пояса: I – экваториальный, II – субэкваториальный, III – тропический, IV – субтропический. Тропическая зона подразделяется на два района: 3-А – сухого жаркого климата (тропические пустыни) и 3-В – влажного жаркого климата. Влажная жаркая зона 3-В характеризуется высокой относительной влажностью воздуха (более 90%) и среднегодовой температурой около 23°C . Температура воздуха летом может подниматься до 40°C [64].

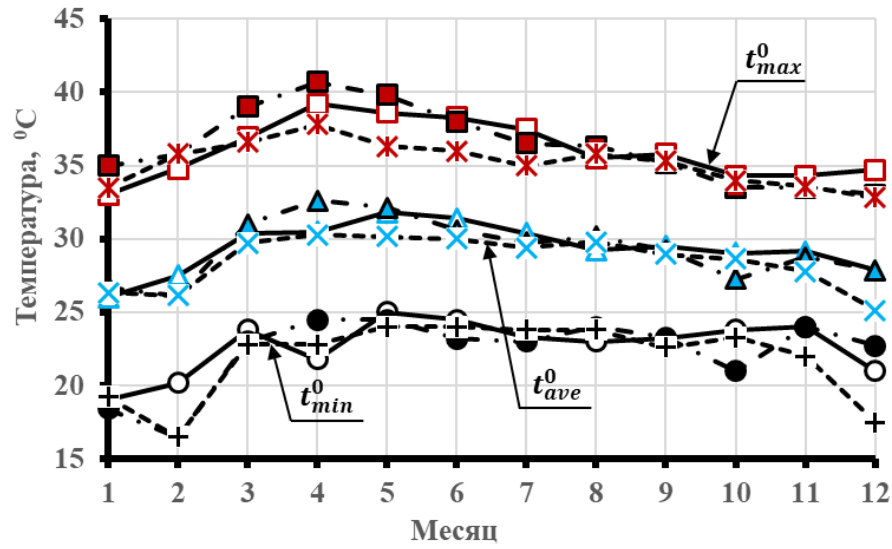
Климат Королевства Камбоджа, расположенного в поясе 3-В, как и в других странах Юго-Восточной Азии, в значительной степени зависит от муссонов. Значения температуры воздуха на всей территории центральной равнинной части

страны достаточно близки и характеризуются сравнительно небольшими отклонениями от среднегодовой температуры 25°C [64]. Максимальные температуры воздуха превышают 32°C , однако перед началом сезона дождей они зачастую превышают 38°C . Минимальные температуры редко опускаются ниже 10°C . Самый холодный месяц – январь, а самый жаркий – апрель [64].

В результате исследований А.П. Кричевского [69], В.И. Корсуна [59], А.А. Ахмедова [28], Б.С. Саини [105], Г. Липсмайера [77], З.Ю. Юсупова [125], Т.М. Штоль [124], С.Л. Фомина [119 - 121], А.Н. Римши [102], С.А. Миронова, Е.Н. Малинского [90] и др. установлено, что температурно-влажностные воздействия обуславливают появление в статически неопределимых конструкциях напряженного состояния и образование внутренних и наружных трещин. Попеременное увлажнение и высушивание поверхностных слоев бетона обуславливают изменения его физико-механических и реологических [6], [10], [14] характеристик свойств. Такие же повреждения наблюдаются в монолитных железобетонных конструкциях, эксплуатирующихся в тропическом климате Камбоджи и других стран.

Данные многолетних наблюдений за температурно-влажностными условиями Камбоджи представлены на рисунке 1.3 [64].

а)



б)

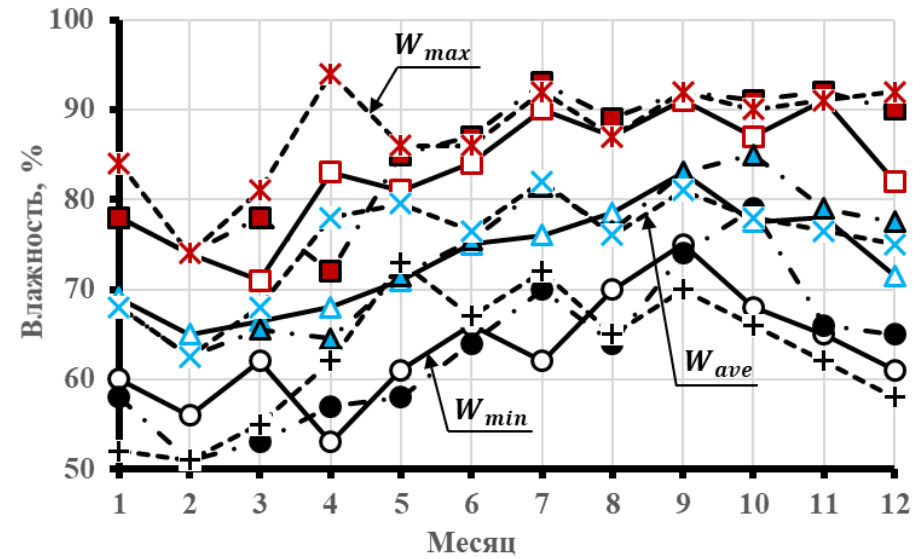


Рисунок 1.3 – Изменения минимальных t_{min}° , средних t_{ave}° и максимальных t_{max}° значений температуры (а) и минимальных W_{min} , средних W_{ave} и максимальных W_{max} значений влажности (б) наружного воздуха [64] в течение 2015 – 2017-го годов [18]

Условные обозначения:

соответственно минимальные, средние и максимальные значения температуры и влажности наружного воздуха в:

- , △ , □ , — — — — 2015 г.
- , ▲ , ■ , - · - · - 2016 г.
- + , × , * , - - - - 2017 г.

1.3 Влияние воздействий повышенных температур на характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочного бетона

Влияние воздействий повышенных температур на свойства тяжелого бетона достаточно полно исследовано в работах отечественных и зарубежных исследователей [26, 27, 38 - 40, 56, 59, 60, 62, 66, 69, 82, 129], среди которых следует выделить работы Б.А. Альтшулера, А.Ф. Милованова, К.Д. Некрасова, В.И. Корсуна, А.П. Кричевского, В.Н. Самойленко, С.Л. Фомина и ряда других исследователей. В условиях нагрева в структуре бетона отмечается развитие как деструктивных процессов, так и процессов структурообразования [59, 64, 69, 97]. Деструктивные процессы развиваются, в основном, при первом кратковременном нагреве и проявляются в виде микроразрушений в структуре бетона, что обуславливает снижение его прочности, модуля упругости, структурных характеристик. При длительном изотермическом нагреве влияние деструктивных факторов снижается и возрастает роль конструктивных факторов, способствующих упрочнению структуры бетона [59], [60].

При первом кратковременном нагреве [8], [11], [13], [59], [62], [66], [69] отмечается наибольшее снижение прочности обычного тяжелого бетона при температуре нагрева 90°C , достигающее $20\div 30\%$ при сжатии и $32\div 36\%$ при растяжении [56], [95]. Длительный изотермический нагрев [8], [11], [13] приводит к частичному восстановлению прочности как при сжатии, так и при растяжении (рисунок 1.4 а, б) [56], [95].

Остывание бетона до нормальной температуры после нагрева не вызывает существенного изменения его прочности [26, 27, 38, 40, 53, 59, 62, 69] по сравнению с прочностью в нагретом состоянии.

Длительное осевое обжатие бетона напряжениями уровня $(0,2\div 0,3)\cdot R_b$ способствует повышению его прочности при последующем осевом сжатии в условиях кратковременного и, в особенности, в условиях длительного изотермического нагрева [26, 27, 53, 59, 62, 69]. Повышение уровня длительного предварительного обжатия до $0,5R_b$ и выше приводит к снижению прочности

бетона на сжатие в условиях нагрева в сравнении с прочностью при невысоких уровнях обжаривания [53], [59], [62] (рисунок 1.5 а, б).

Значения начального модуля упругости обычного тяжелого бетона определяются, в основном, температурой нагрева, и практически не зависят от длительности действия температуры [26, 53, 56, 59, 62, 63, 66, 69, 87, 88] (рисунок 1.4 в). Первый кратковременный нагрев и последующий длительный нагрев предварительно не обжариваемого бетона снижают величину начального модуля упругости в зависимости от температуры испытания на 20÷40%.

Прочность бетона на растяжение существенно снижается с увеличением уровня предварительного обжаривания и температуры нагрева [56], [95].

К настоящему времени влияние воздействий повышенных температур на характеристики свойств высокопрочных бетонов исследовано недостаточно [59], что требует продолжения исследований.

Для расчетного определения характеристик прочности бетона на осевое сжатие $R_{b,tem}$ и осевое растяжение $R_{bt,t}$ применительно к условиям воздействий повышенных температур в работе [59] предложены аналитические выражения в следующей форме записи:

$$R_{b,tem}(t^{\circ}, T, \eta, \tau, \nu_{\sigma}, m) = R_b \cdot \gamma_{bt} \cdot \gamma_{b,\eta} \cdot \gamma_{b,\tau} \cdot \gamma_{bm}; \quad (1.1)$$

$$R_{bt,t}(t^{\circ}, T, \eta, \tau, \nu_{\sigma}, m) = R_{bt} \cdot \gamma_{tt} \cdot \gamma_{t,\eta} \cdot \gamma_{t,\tau} \cdot \gamma_{tm}; \quad (1.2)$$

$$E_{b,tem}(t^{\circ}, T, \eta, \tau, \nu_{\sigma}, m) = E_b \cdot \beta_b \cdot \beta_{\eta} \cdot \beta_{\tau} \cdot \beta_m; \quad (1.3)$$

В выражениях (1.1) – (1.3) функциями $\gamma_{b,i}, \gamma_{t,i}, \beta_{b,i}$ ($i = t^{\circ}, T, \eta, \tau, m$) отдельно учитывается влияние температуры t° , продолжительности нагрева T , уровня длительного предварительного обжаривания η , возраста бетона к моменту нагрева τ , масштабного фактора m [59].

Аналитические выражения в [59] для функций $\gamma_{bt}, \gamma_{tt}, \beta_b$ приняты с отдельной аппроксимацией функций, отражающих преимущественно деструктивные процессы (функции F_1, F_2, F_3) в структуре бетона при

кратковременном нагреве и преимущественно конструктивные процессы (функции F_4, F_5, F_6) при длительном нагреве [59], [69]:

$$\gamma_{bt} = [1 - F_1 + F_4 \cdot F_b(t^\circ, T)]; \quad (1.4)$$

$$\gamma_{tt} = [1 - F_2 + F_5 \cdot F_{bt}(t^\circ, T)]; \quad (1.5)$$

$$\beta_b = [1 - F_3 + F_6 \cdot F_b(t^\circ, T)]; \quad (1.6)$$

В формулах (1.4) ÷ (1.6):

$F_b(t^\circ, T), F_{bt}(t^\circ, T)$ - функции учета скорости приращения соответствующих значений прочности и модуля упругости при длительном нагреве, принимаемые согласно предложениям [59], [69]:

$$F_b(t^\circ, T) = \{1 - \exp[-0,0042t^\circ \cdot f_0(t^\circ)]\}; \quad (1.7)$$

$$F_{bt}(t^\circ, T) = \{1 - \exp[-0,05t^\circ \cdot F_0(t^\circ)]\}; \quad (1.8)$$

$$f_0(t^\circ) = 1 + 0,06 \cdot (t^\circ - 20^\circ); \quad (1.9)$$

$$F_0(t^\circ) = 0,7 + 0,015 \cdot t^\circ + (t^\circ)^2 \cdot 10^{-5}; \quad (1.10)$$

Для функций F_1, \dots, F_6 учет их изменений в диапазоне повышенных температур осуществлен в работе [59] применением однотипных аппроксимирующих выражений вида:

$$F_i = a_i \cdot (t^\circ - 20^\circ)^3 + b_i \cdot (t^\circ - 20^\circ)^2 + c_i \cdot (t^\circ - 20^\circ); \quad (i = 1, 2, \dots, 6) \quad (1.11)$$

Значения коэффициентов a_i, b_i, c_i ($i = 1, 2, \dots, 6$) представлены в работе [59].

Предельные деформации бетона при сжатии и растяжении возрастают с увеличением температуры и продолжительности нагрева. Первый кратковременный нагрев повышает предельную сжимаемость бетона на 10÷17%, длительный нагрев – до 60% (рисунок 1.4 г). Длительное предварительное обжатие бетона в условиях нагрева приводит к уменьшению величины его предельной сжимаемости [53], [59], [69].

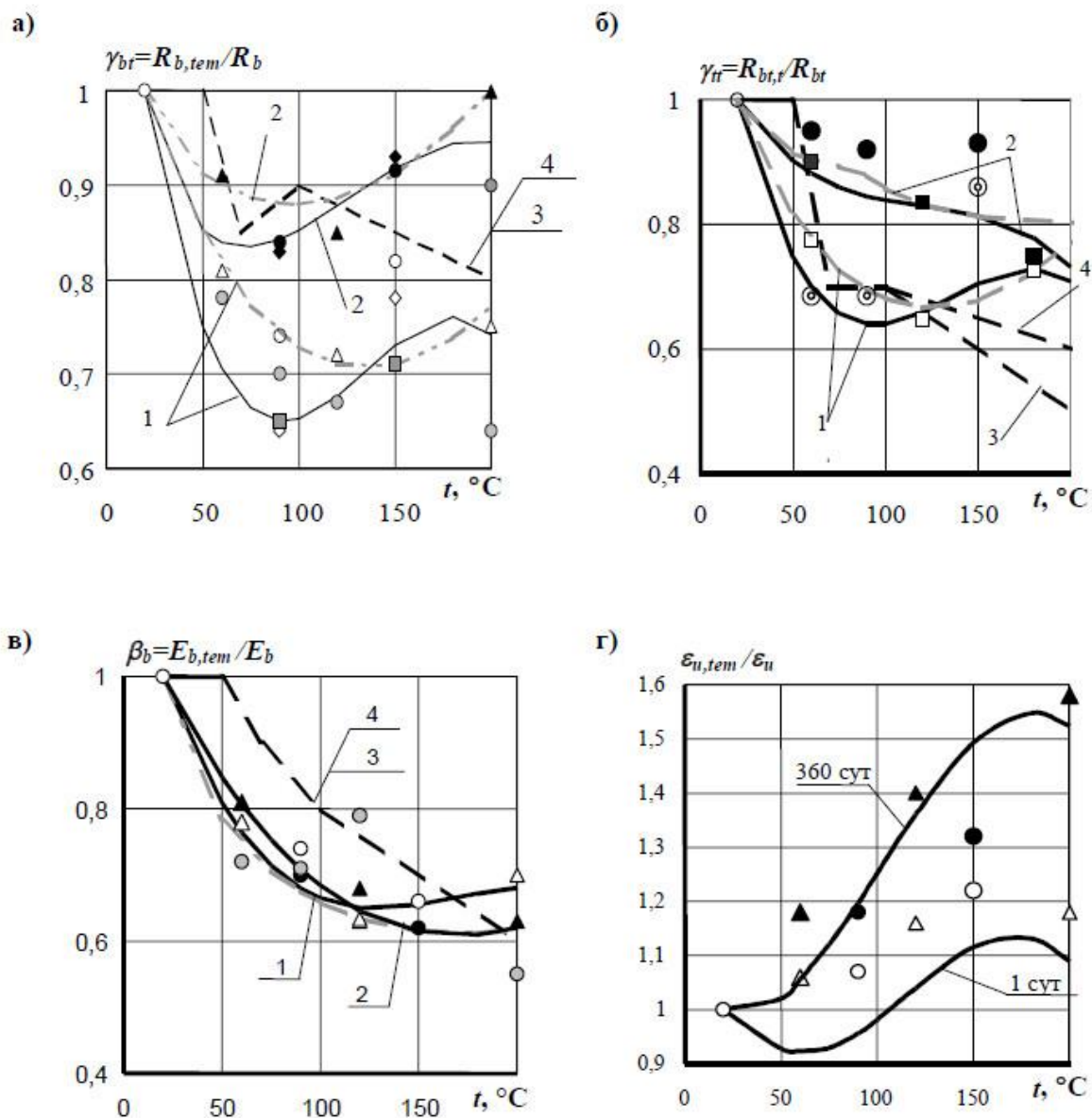


Рисунок 1.4 – Прочность при осевом сжатии (а), осевом растяжении (б), начальный модуль упругости (в) и предельная сжимаемость (г) бетона в зависимости от температуры и продолжительности нагрева по данным [59]

Для учета влияния предварительного обжата в выражениях (1.4) – (1.6) применительно к условиям воздействий повышенных температур на прочность и начальный модуль упругости обычного тяжелого бетона при последующем догрузении осевым сжатием в работе [58] приняты функции $\gamma_{b,\eta}$ и β_η , исходными для которых являются зависимости для условий нормальной температуры из работы [81], которые применительно к условиям повышенных температур представлены в следующем виде:

$$\gamma_{b,\eta} = A_1 \cdot (1 - \eta_{lt})^k + B_1 \cdot (1 - \eta_{lt}); \quad (1.12)$$

$$\beta_\eta = A_2 \cdot (1 - \eta_{lt})^n + B_2 \cdot (1 - \eta_{lt}); \quad (1.13)$$

$$\text{где } \eta_{lt} = \frac{R_{b,tem}(t^\circ, T, \eta)}{R_{b,tem}(t^\circ, T)}; \quad B_i = 1 - A_i; \quad (i = 1, 2). \quad (1.14)$$

Для условий температурных воздействий на бетон параметры A_i, k, n в работе [59] представлены в модифицированном виде для учета влияния температуры нагрева t° .

Сопоставление расчетных величин с опытными, представленное на рисунках 1.5, свидетельствует об их близком соответствии [59].

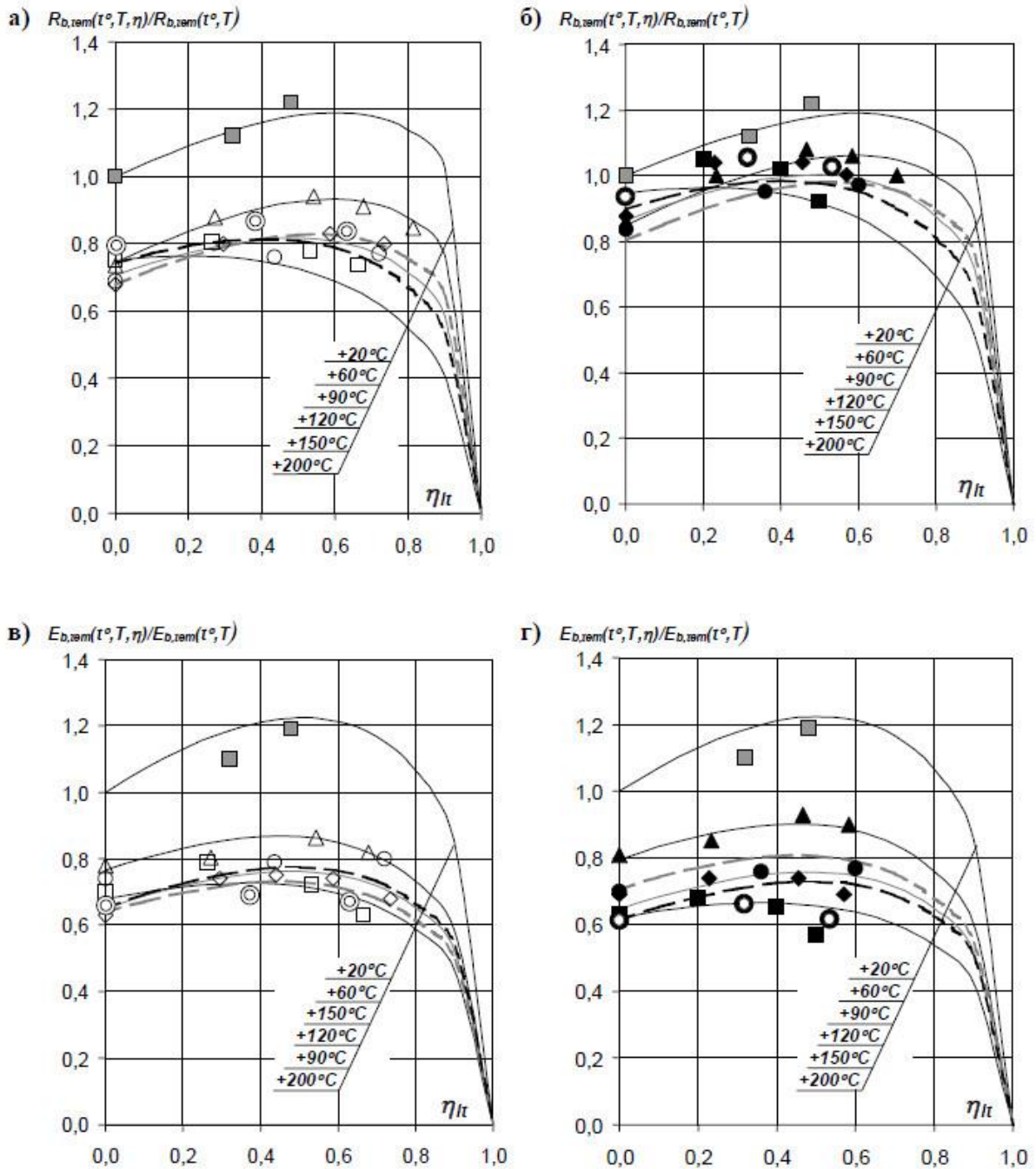


Рисунок 1.5 – Влияние повышенных температур и уровня длительного предварительного обжигания на прочность (а, б) и модуль упругости (в, г) бетона при повторном нагружении осевым сжатием:

а, в – кратковременный нагрев; б, г – длительный нагрев [59]

Для количественной оценки влияния предварительного обжигания на предельные деформации бетона при последующем осевом сжатии $\varepsilon_{u,tem}$ в условиях нагрева в работах [59], [60] предложены, в зависимости от соответствующих

характеристик ε_u в условиях нормальной температуры, аналитические выражения в виде:

$$\varepsilon_{u,tem} = \frac{R_b}{E_b \cdot \nu_b} \cdot \frac{\gamma_{b,t} \cdot \gamma_{b,\eta}}{\beta_b \cdot \beta_{b,\eta} \cdot \gamma_{v\eta}} \quad \text{или} \quad \varepsilon_{u,tem} = \varepsilon_u \cdot \frac{\gamma_{b,t} \cdot \gamma_{b,\eta}}{\beta_b \cdot \beta_{b,\eta} \cdot \gamma_{v\eta}}; \quad (1.15)$$

Особенности развития температурно-усадочных деформаций тяжелого бетона в условиях повышенных температур достаточно полно исследованы в работах А.Ф. Милованова, К.Д. Некрасова, В.В. Жукова, А.П. Кричевского, В.И. Корсуна, С.Л. Фомина, В.Н. Самойленко, Н.И. Тупова и др. Исследованиями [28, 39, 56, 59, 62, 66, 69, 97] показано, что деформации температурного удлинения бетона зависят от температуры нагрева, вида заполнителя и влажности бетона к моменту нагрева [39, 59, 69, 97, 131]. Деформации температурной усадки бетона зависят, в основном, от количества влаги, удаленной из бетона, и от температуры нагрева [39, 59, 69, 97, 131]. Наиболее сложным является этап первого нагрева конструкции.

Опытами [59], [69], [97] установлено, что температурные деформации бетона, развивающиеся в процессе первого нагрева, складываются из следующих составляющих: обратимых деформаций температурного расширения, которые после остывания бетона исчезают; необратимых температурных деформаций, которые после остывания [59], [69], [129] сохраняются, и деформаций температурной усадки, связанных с удалением влаги из бетона. На этапе изотермические выдержки бетона при повышенных температурах развиваются лишь деформации усадки при соответствующем удалении влаги из бетона.

Обратимые температурные деформации уменьшаются с увеличением времени нагрева, а необратимые температурные деформации развиваются практически полностью в процессе первого нагрева и в дальнейшем не изменяются.

Для описания температурно-усадочных деформаций стареющего бетона при повышенных температурах достаточно удобной является трёхкомпонентная модель, изложенная в работе [69].

В этом случае температурно-усадочные деформации старого высыхающего бетона вычисляются по формуле (рисунок 1.6) [69] как алгебраическая сумма составляющих, обусловленных: коэффициентом линейного температурного расширения бетона $\alpha_{tt}(t^\circ)$ после длительного нагрева при температуре t° ; величиной приращения $\Delta\alpha_{tt}(t^\circ, T)$ этого коэффициента линейного температурного расширения бетона при влажности, превышающую равновесную со средой; относительной деформацией усадки бетона $\varepsilon_{cs}(t^\circ, T)$ при повышенной температуре t° за время T :

$$\varepsilon_{bt}(t^\circ, T) = [\alpha_{tt}(t^\circ) + \Delta\alpha_{tt}(t^\circ, T)] \cdot \Delta t^\circ - \varepsilon_{cs}(t^\circ, T) = \alpha_{bt}(t^\circ, T) \cdot \Delta t^\circ; \quad (1.16)$$

где $\Delta t^\circ = t^\circ - t^\circ_{\text{норм}}$.

Удобной для проектной практики является упрощенная методика расчета [61] для конструкций средней массивности (с модулем открытой поверхности $M_0 = 5...40M^{-1}$), в которой функции учета изменений влажности бетона условно заменяются временем действия температуры. В этом случае относительные деформации температурной усадки бетона могут быть определены по упрощенной формуле [61]:

$$\varepsilon_{cs}(t^\circ, T) = \varepsilon_{cs}(t^\circ, T \rightarrow \infty) \cdot (1 - e^c) \cdot (1 - e^{-0,29 \cdot \Delta t^\circ \cdot T \cdot 10^{-2}}); \quad (1.17)$$

где $c = 0,005 \cdot \Delta t^\circ - 6,15$;

Предельная величина деформаций температурной усадки бетона может быть определена по формуле [61]:

$$\varepsilon_{cs}(t^\circ, T \rightarrow \infty) = [4 \cdot \Delta t^{\circ 0,5}] \cdot 10^{-5}; \quad (1.18)$$

Коэффициенты в выражении (1.16), характеризующие составляющие температурной деформации бетона, определяются по формулам [61]:

$$\alpha_n(t^\circ) = (10 - 0,00001 \cdot \Delta t^{\circ 2}) \cdot 10^{-6}; \quad (1.19)$$

$$\Delta \alpha_n(t^\circ, T) = [(4,9 - 0,02 \cdot \Delta t^\circ) \cdot e^{-0,0016T \cdot \Delta t^\circ}] \cdot 10^{-6}. \quad (1.20)$$

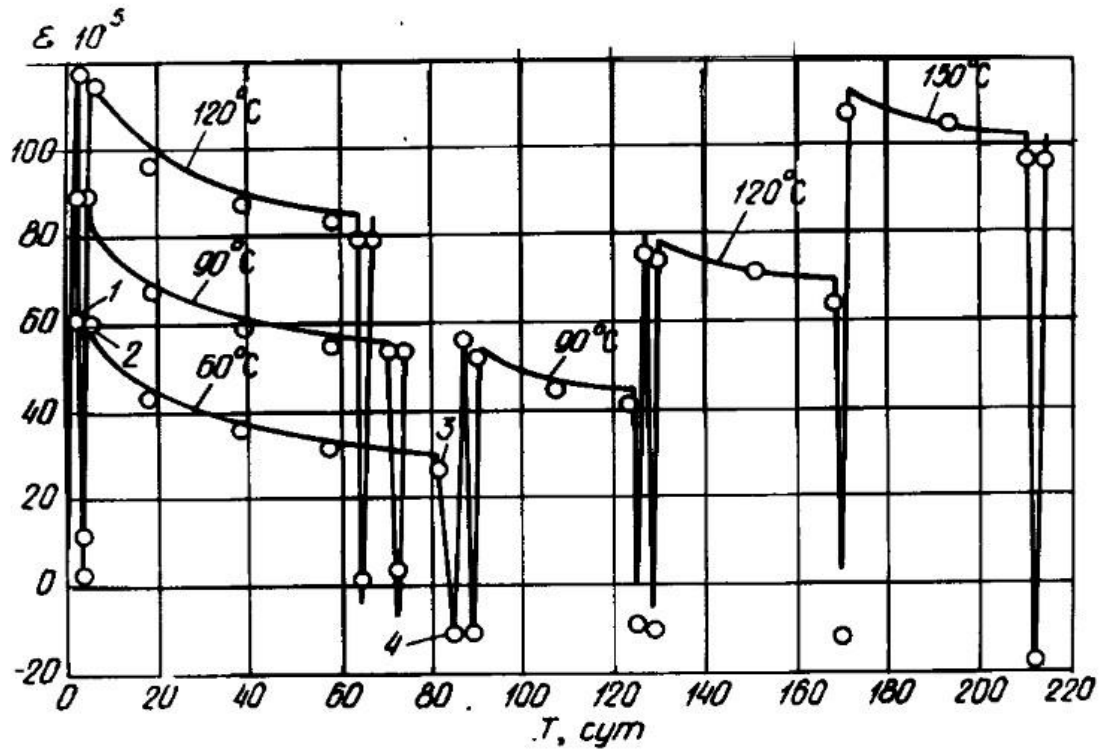


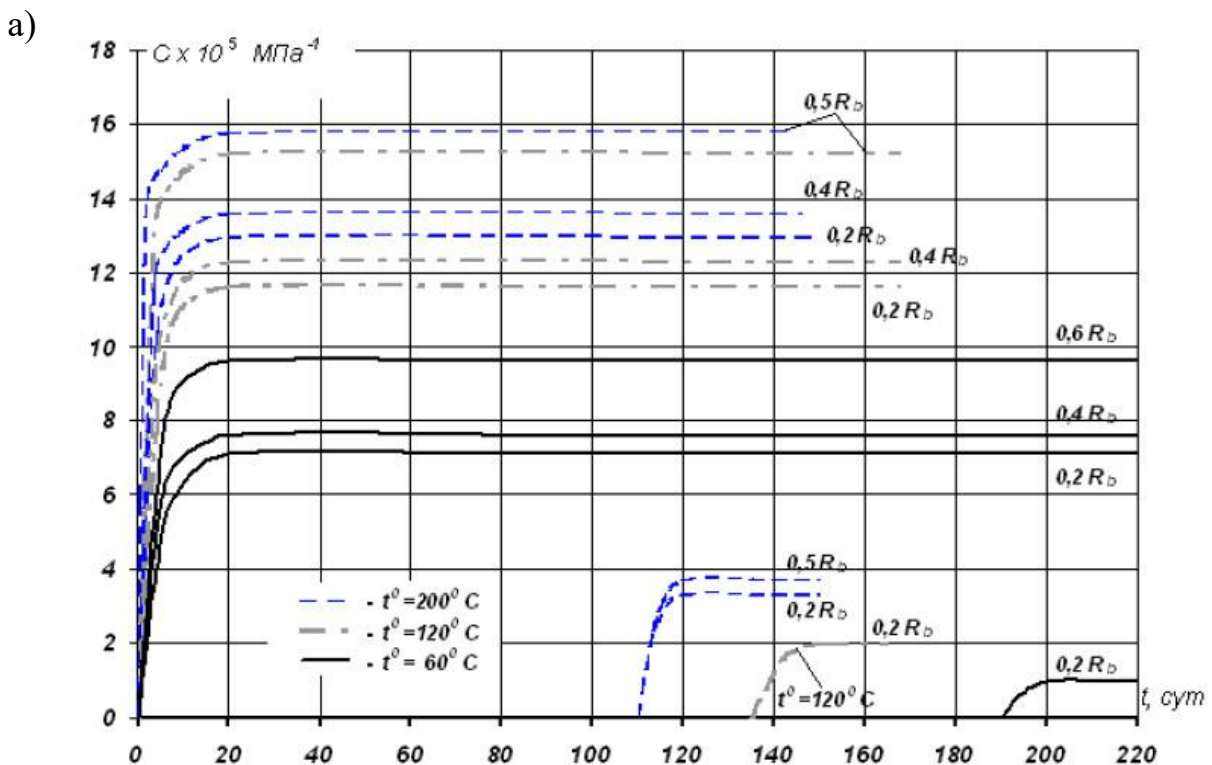
Рисунок 1.6 – Температурные деформации бетона при ступенчато возрастающем режиме в работе [69]

○ – опыт, — – расчет

Влияние нагрева на деформации ползучести бетона исследовалось в работах С.В. Александровского, П.И. Васильева, А.Ф. Милованова, А.П. Кричевского, В.И. Корсуна, А. Мессауди, В.Д. Передеря, В.И. Веретенникова и др. [26, 37, 39, 53, 59, 62, 69, 88, 118]. Ползучесть бетона в условиях повышенных температур в значительной мере зависит от температуры, продолжительности нагрева, уровня длительного предварительного сжатия, а также от времени действия повышенной температуры на бетон до приложения нагрузки [26, 27, 53, 59, 61 - 63, 69, 118]. С повышением температуры нагрева увеличивается скорость развития деформаций ползучести высыхающего бетона и происходит их более быстрое затухание [53, 59, 62, 63, 69] (рисунок 1. 7 а, б).

Предварительный нагрев до нагружения приводит к температурному старению бетона и, как следствие, к существенному снижению предельных деформаций ползучести. Интенсивность температурного старения возрастает с увеличением температуры испытания.

Деформации обратной ползучести бетона после разгрузки в условиях повышенных температур, вследствие интенсивного температурного старения, существенно ниже предшествующих деформаций прямой ползучести [59, 62, 63, 69]. Методика расчетного определения ползучести тяжелого, свободно высыхающего бетона в условиях воздействия повышенных температур разработана в работах [15, 59, 63, 69] на основе наследственной теории старения бетона. При построении аналитических выражений использована идея приведенного времени, что позволило существенно упростить расчетные формулы при обеспечении достаточной точности расчета.



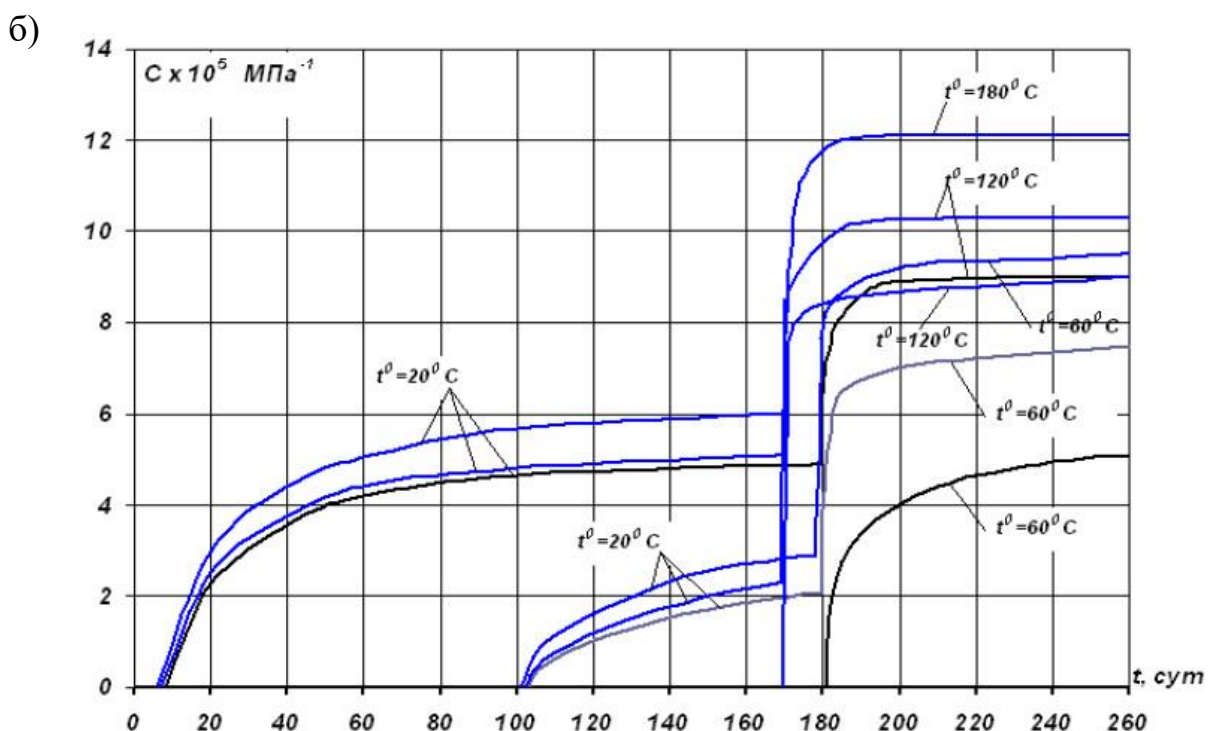


Рисунок 1.7 – Удельные деформации ползучести бетона а зависимости от температуры нагрева, уровня нагружения (а), а также от предшествующих деформаций ползучести в условиях нормальной температуры на величину деформаций ползучести при повышенных температурах (б) по данным [59], [69]

Соотношения методики [69] учитываются температурное старение, нелинейность мер удельной ползучести бетона, модуль открытой поверхности, учитывающая воздействие повышенных температур с учетом модуля открытой поверхности конструкции.

Расчет деформаций ползучести бетона построен на основе соотношений теории старения. Используется приведенное время T_{red} действия повышенной температуры на бетон, отсчитываемое от начала нагрева. Применительно к высокопрочным бетонам соотношения методики [69] расчетной оценки деформаций ползучести в условиях температурных воздействий модифицированы в работе [15].

Определенный интерес для теории железобетона представляет построение упрощенной методики расчета железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности и ползучести бетона на основе диаграмм-изохрон [47]. Последние

представляют собой диаграммы деформирования бетона, для каждой точки которой время натекания деформаций является постоянной величиной.

Такие диаграммы, при условии, что они отражают реальные скорости, режимы и длительность нагружения бетона в конструкции, а также температурно-влажностные условия эксплуатации, позволяют использовать для расчета сооружений хорошо разработанный в работах Н.И. Карпенко [47], [51], [52] аппарат нелинейной теории деформирования железобетона с трещинами. Для условий нормальной температуры методика построения диаграмм-изохрон достаточно полно разработана Н.И. Карпенко и Т.А. Мухамедиевым [51]. Для условий повышенных температур экспериментальные данные по диаграммам-изохронам отсутствуют, а некоторые теоретические вопросы их построения были рассмотрены А.П. Кричевским и В.И. Корсуном [63, 73].

1.4 Обзор экспериментальных и теоретических исследований сопротивления косоизгибаемых железобетонных балочных элементов при нагружении

Результаты исследований работы железобетонных элементов конструкций в условиях косоугольного изгиба при нормальной температуре представлены в работах П.Ф. Вахненко, М.С. Торяника, Ю.П. Гущи, О.А. Ильина, Ю.Ф. Чиненкова, Аджиудинова А.С. и других исследователей [24, 35, 36, 41, 59, 67, 99, 122].

В большинстве исследований решалась проблема разработки общей методики расчета косоизгибаемых железобетонных элементов, для которой расчет на косоугольный изгиб являлся бы частным случаем. Экспериментальными и теоретическими исследованиями [24, 35, 59, 67, 99, 122] выявлены следующие особенности работы железобетонных элементов в условиях косоугольного изгиба:

- при эксплуатационных уровнях нагружения углы наклона нейтральной линии изменяются незначительно и близки по величине к теоретическим, найденным из упругого расчета;

- при увеличении изгибающего момента в вертикальной плоскости снижается величина изгибающего момента, воспринимаемого сечением в горизонтальной плоскости при образовании трещин, а также величина предельного

изгибающего момента, воспринимаемого [24, 35, 67, 99, 122] сечением в горизонтальной плоскости, возрастает соответственно уменьшению угла наклона силовой плоскости, а также увеличивается горизонтальная проекция кривизны по сравнению с чистым изгибом в горизонтальной плоскости;

– выявлено влияние угла наклона силовой плоскости [24, 36, 59, 67, 122] на деформации, перемещения и положение нейтральной линии по сечению элемента;

– установлено существенное влияние усадки бетона на снижение момента образования трещин;

– экспериментально определены значения коэффициента ψ_b , характеризующего работу бетона в сжатой зоне сечения, которые оказались ниже на 9-20% значения, нормируемого СП 63 13330 2018 [114];

– какой-либо закономерности изменения коэффициента ψ_s , характеризующего работу арматуры в растянутой зоне после образования трещин, в зависимости от изменения угла наклона силовой плоскости, не выявлено.

На основании исследований [24, 35, 67, 122] разработаны предложения по расчету косоизгибаемых элементов по образованию трещин и по деформациям в стадии работы с трещинами. При этом усилия трещинообразования, перемещения из плоскости и прочность элементов рекомендуется определять из расчета на изгиб по действующим СП 63 13330 2018 [114], а результаты корректировать с помощью предложенных коэффициентов.

Для косоизгибаемых железобетонных элементов, работающих в условиях воздействия повышенных температур [59, 67], в дополнение к выявленным в исследованиях [24, 36, 67, 122] особенностям, добавляются дополнительные, связанные с неоднородностью температурных деформаций бетона на этапе разогрева конструкции при криволинейной эпюре распределения температур по сечению, с дополнительными, более существенными при нагреве, деформациями усадки и ползучести бетона [59, 67, 69, 112].

1.5 Нелинейная деформационная модель железобетона для оценки НДС балочных элементов конструкций

Основные приемы построения методов расчета железобетонных конструкций на температурные воздействия изложены в работах [47, 59, 69, 84, 120]. Дальнейшее их развитие осуществляется в направлении уточнения описания процессов деформирования бетона в соответствии с закономерностями деформирования бетона под нагрузкой [59].

Развитие современных машиноориентированных методов расчета конструкций зданий и сооружений осуществляется на основе использования диаграмм деформирования материалов путем последовательного решения двух групп взаимосвязанных задач [59]:

1. Разработка аппроксимирующих соотношений для описания зависимостей характеристик механических свойств бетона при осевом сжатии и растяжении от значимых факторов – температуры и продолжительности нагрева и нагружения, уровня предварительного длительного нагружения, возраста бетона к моменту нагревания, масштабного и других факторов [59], [60].

2. Разработка физических соотношений связи между усилиями и деформациями для элементов железобетонных конструкций с учетом температурно-влажностных градиентов и их реализация в программах расчета [59].

Аналитические выражения для описания основных характеристик свойств бетона построены в работе [59] на условно раздельном учете основных факторов, определяющих особенности работы бетона в конструкциях.

В физических соотношениях, представленных в работе [59] для железобетонных элементов конструкций, неоднородность свойств бетона в плоскости сечения моделируется путем замены его системой условно однородных элементов конечных размеров [59]. Нелинейность деформирования бетона учитывается для каждого элемента сечения в отдельности. Работа железобетона с трещинами учитывается в рамках известной модели В.И. Мурашева. Характеристики НДС железобетонных элементов определяются для некоторых

условных сечений, обладающих усредненными свойствами всех сечений, с трещинами и без трещин [49], [59].

1.6 Выводы по главе 1

1. Для большинства изгибаемых железобетонных конструкций, работающих в условиях воздействия повышенных климатических и технологических температур, характерно несовпадение плоскостей температурного перепада и действия нагрузки.

2. В странах с жарким климатом, например в Камбодже, конструкции зданий также подвергаются одностороннему воздействию нагрева от солнечной радиации. При этом температура нагрева боковых поверхностей конструкций может превышать температуру окружающего воздуха на 18-20°C.

3. Температурные воздействия оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций [64], [65], [133] и их элементов [59, 69, 72, 78, 85, 100]. Температурные перепады обуславливают неоднородность свойств бетона и арматуры в плоскости сечения конструкции, а в статически неопределимых конструкциях приводят к возникновению температурных моментов, которые вызывают образование трещин на менее нагретой грани [59], [65], [72], [85]. Деформации усадки и ползучести бетона в условиях повышенных температур обуславливают перераспределение усилий между бетоном и арматурой и релаксацию температурных моментов. Характер проявления отмеченных особенностей в элементах балочного типа для общего случая несовпадения плоскостей температурного перепада и нагружения экспериментально не изучен.

4. Начальный модуль упругости бетона с повышением температуры нагрева снижается, при этом упругие и пластические деформации и, как следствие, предельные сжимаемость и растяжимость увеличиваются [26, 27, 56, 95].

5. Предварительное длительное обжатие тяжелого и высокопрочного бетона до уровня напряжений $(0,2 \div 0,3) \cdot R_b$ при нагреве в диапазоне до +90°C

повышает призмную прочность бетона, а при более высоких уровнях обжатия отмечается снижение призмной прочности [8]. С повышением уровня предварительного обжатия его предельная сжимаемость уменьшается.

6. В соответствии с действующими нормами [112], [114] расчет изгибаемых железобетонных элементов по предельным состояниям осуществляется с учетом температурных моментов и изменения физико-механических свойств бетона и арматуры соответственно температурам нагрева. При этом нормируется лишь случай расчета, характеризующийся совпадением плоскостей действия температурного перепада и нагрузки. В этом случае неоднородность физико-механических свойств от неравномерного нагрева учитывается только в одном направлении – по высоте или по ширине сечения полойно в зависимости от направления температурного перепада. Случай более сложных комбинаций силовых и температурных воздействий при несовпадении плоскостей теплового потока и нагружения нормами [112], [114] не рассматривается.

Сведения об экспериментальных и теоретических исследованиях закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов при несовпадении плоскостей температурного перепада и нагружения крайне ограничены [59], [67].

Из аналитического обзора вытекают следующие задачи исследований:

1. Выполнить экспериментальные исследования закономерностей влияния возраста бетона до начала испытаний, продолжительности нагревания $+90^{\circ}\text{C}$ на прочностные и деформационные характеристики свойств высокопрочного бетона при осевом сжатии.

2. Выполнить экспериментальные исследования закономерностей связи температурно-усадочных деформаций и деформаций ползучести высокопрочного бетона в зависимости от режимов нагревания до $+90^{\circ}\text{C}$.

3. Выполнить экспериментальные и теоретические исследования температурных усилий и закономерностей их изменений в статически неопределимых изгибаемых железобетонных элементах конструкций из

высокопрочного бетона при неравномерном нагреве до $+90^{\circ}\text{C}$ во взаимно перпендикулярных плоскостях.

4. Исследовать экспериментальными методами трещиностойкость, деформации и несущую способность элементов конструкций из высокопрочного бетона при действии неравномерного нагрева и изгибающих моментов в несовпадающих плоскостях.

5. Разработать предложения по учету влияния кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ на основные характеристики прочностных и деформационных свойств высокопрочного бетона при осевом сжатии.

6. Разработать рекомендации по уточнению методик расчета деформаций и прочности изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочного бетона для общего случая несовпадения плоскостей действия температурных перепадов с главными плоскостями сечения элементов балочного типа.

ГЛАВА 2 МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

2.1 Материалы и конструкции опытных образцов

Экспериментальные исследования выполнены на образцах, изготовленных из высокопрочного бетона, модифицированного с помощью органоминерального модификатора МБ 10-50С [8], [11], [13], [50], представленного в виде сухой смеси, состав которого приведен в таблице 2.1. В качестве основных образцов для исследования характеристик свойств бетона приняты образцы-призмы размерами $100 \times 100 \times 400$ мм, а также образцы-кубы с размерами ребер 100 мм [8], [11], [13] (рисунок 2.2).

Таблица 2.1 – Расход материалов на 1 м³ бетонной смеси

Компоненты бетонной смеси, кг/м ³					Объёмный			
Ц ^a	П ^b	Щ ^c	В ^d , л/м ³	МБ ^e	вес, кг/м ³	В/Ц	В/(Ц+МБ)	П/(Ц+МБ)
490	790	850	168	100	2398	0,34	0,28	1,34

^a Цемент – Портландцемент марки ПЦ 500

^b Песок – кварцевый с модулем крупности 2,1÷2,5 мм

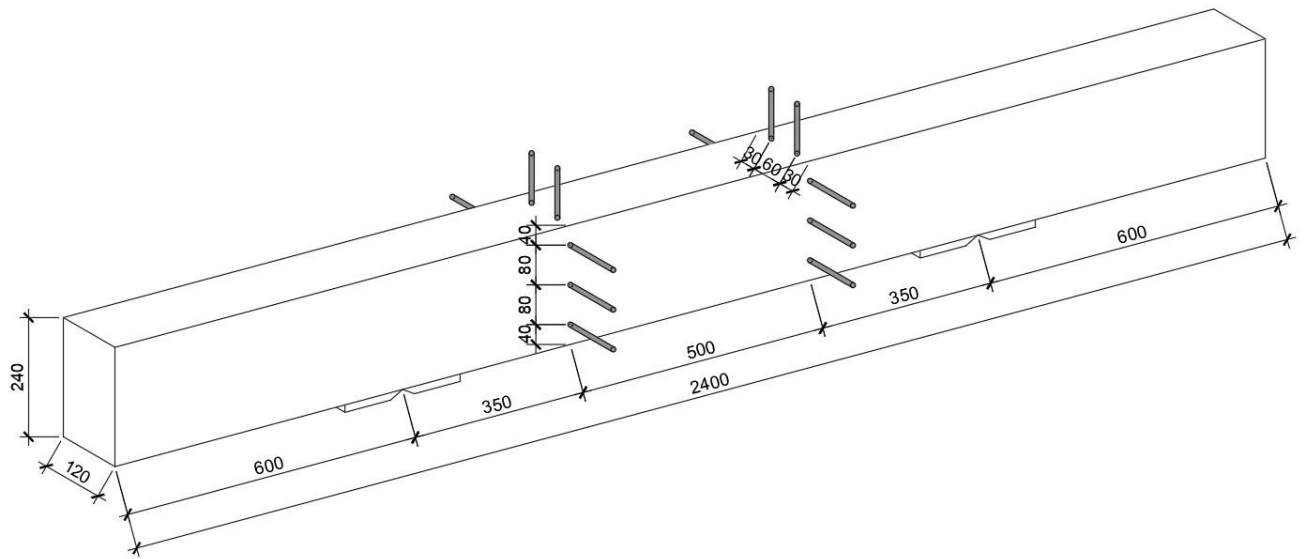
^c Щебень – гранитный фракции 5÷20 мм

^d Вода – водопроводная

^e Органоминеральный модификатор марки МБ 10-50С в количестве 20% от массы цемента [50]

Процессы деформирования и исчерпания прочности изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочного модифицированного бетона [50] в условиях нормальной температуры и неравномерного нагрева до +90°С исследовались на балках с размерами $120 \times 240 \times 2400$ мм, работающих по схеме однопролетной балки с двумя консолями. Продольное армирование опытных балок выполнено в растянутой зоне двумя стержнями Ø12 класса А-500, в противоположной зоне – два стержня Ø8 класса А-240 (рисунки 2.1, 2.2).

а)



б)

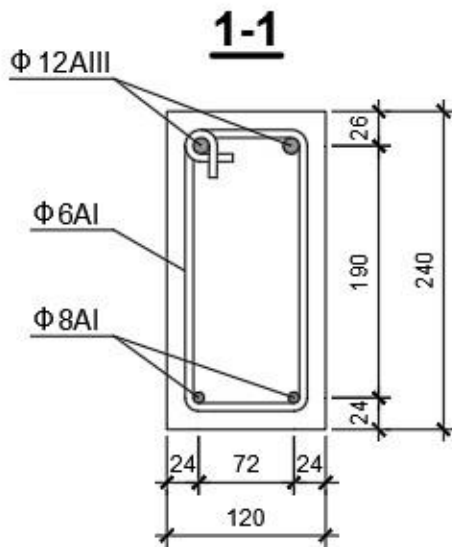
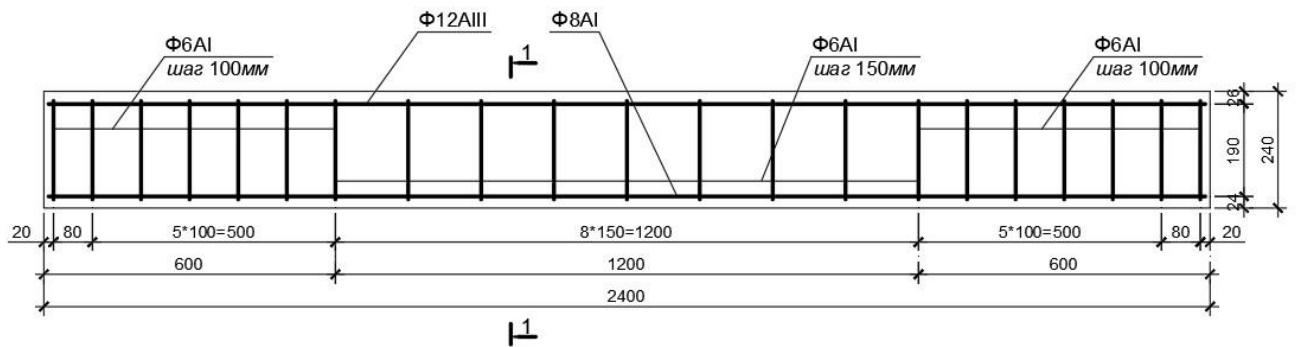


Рисунок 2.1 –
Конструкция (а) и
армирование (б) опытных
образцов-балок

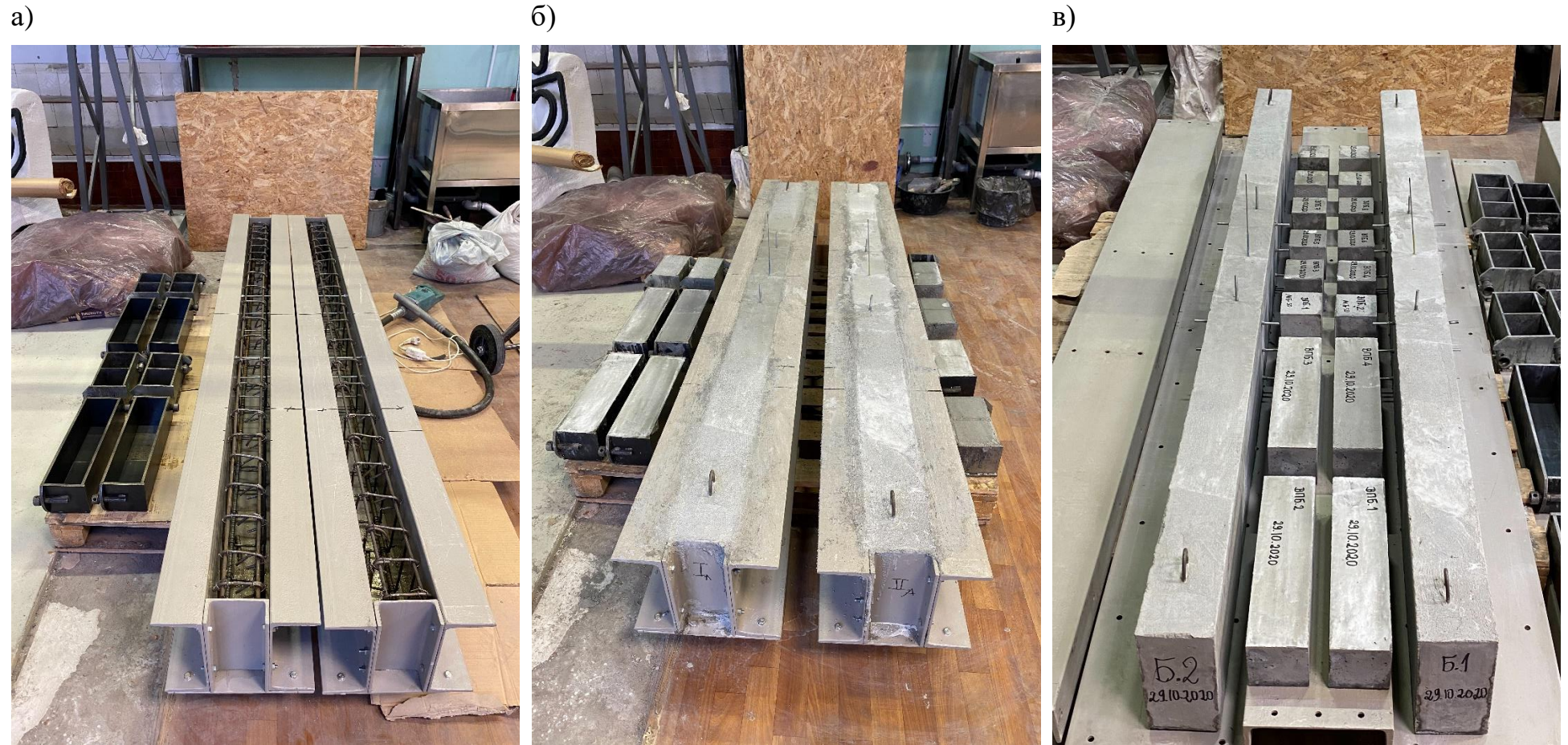


Рисунок 2.2 – Иллюстрация процессов изготовления опытных образцов - балок, призм и кубов

Поперечные стержни (хомуты) принимались из горячекатаной арматуры класса А-240 диаметром 6 мм и устанавливались с шагом 100 мм на консольных участках балок и с шагом 150 мм в пролете.

В зонах опирания балок на опоры и в зонах передачи нагрузки на консолях предусмотрены закладные детали. В средней зоне каждой балки на базе 500 мм предусмотрено по 3 пары реперов для измерения продольных деформаций балок.

Температурно-усадочные деформации бетона исследовались на образцах-призмах размерами 100×100×400мм. Образцы таких же размеров испытывались на кратковременное осевое сжатие с целью определения прочностных и деформационных характеристик бетона: прочности при осевом сжатии R_b , начального модуля упругости E_b , предельных относительных деформаций при осевом сжатии ε_u [112].

Изготовление опытных образцов – призм и балок осуществлялось в горизонтальном положении в стальных формах (рисунок 2.2). Уплотнение бетонной смеси производилось глубинными вибраторами при времени вибрирования около 45 сек. Через 4÷5 часов после бетонирования образцы покрывались слоем влажных опилок и хранились в условиях цеха при температуре воздуха $20\pm 5^\circ\text{C}$. Распалубка образцов производилась по истечении четырех суток, после чего они хранились в условиях цеха при температуре $20\pm 5^\circ\text{C}$ и влажности воздуха 60÷80%.

Одновременно с бетонированием каждой серии железобетонных балок изготавливали кубы с ребром 100 мм и призмы с размерами 100×100×400мм. Возраст бетона к началу испытаний составлял порядка 5 месяцев.

2.2 Методика экспериментальных исследований влияния повышенных температур на деформации и прочность высокопрочного бетона при осевом сжатии с учетом фактора времени

Программа экспериментальных исследований линейных температурных деформаций, деформаций ползучести, характеристик деформационных и

прочностных свойств модифицированного высокопрочного бетона в условиях нормальной и повышенных температур представлена в таблице 2.2.

Изучение прочностных и деформационных характеристик высокопрочного бетона осуществлялось по методикам действующих ГОСТов [42, 43].

По результатам испытаний опытных образцов при осевом сжатии изучались следующие основные характеристики бетона: кубиковая и призмная прочность R_b , начальный модуль упругости E_b и предельная сжимаемость $\bar{\epsilon}_u$ [59].

Изучение кубиковой прочности проводилось испытанием кубов в возрасте 7, 28, 53, 114 и 142 суток, а призмную прочность определяли по данным испытаний призм в возрасте 28, 53, 114 и 142 суток. Испытания кубов и призм проводились на гидравлическом прессе П-250 (рисунок 2.3). В каждом возрасте бетона кратковременным испытаниям подвергались по 4 куба и по 2 призмы.

По результатам испытаний образцов-кубов определялась программа нагружения призм при кратковременном нагружении осевым сжатием. Перед испытанием призму с приборами устанавливали на плиты прессы согласно разметке. При этом начальное усилие обжатия призмы, которое в последующем принимали за условный нуль, составляло не более $1 \div 1,5\%$ от ожидаемой разрушающей нагрузки. Для призм значение ожидаемой разрушающей нагрузки при одинаковых сечениях с кубами принимали порядка 70 - 80% от средней разрушающей нагрузки куба.

Приложение кратковременной нагрузки на призмы осуществлялось ступенями по 0,1 от ожидаемой прочности бетона вплоть до разрушения. Центрирование призм выполнялось по физическому центру тяжести при нагрузке, соответствующей двум ступеням нагружения. При этом выдержка на каждой ступени нагружения была принята постоянной и равной 5 минутам, скорость повышения нагрузки на каждой ступени составляла $0,6 \pm 0,2 \text{ МПа/сек}$.

Измерение продольных деформаций проводилось с помощью индикаторов ИЧ-10 с точностью 0,01 мм, закрепляемых с помощью металлических рамок

специальной конструкции на базе 250 мм на всех четырех гранях призмы (рисунок 2.3).

Таблица 2.2 – Программа экспериментальных исследований характеристик физико-механических и реологических свойств высокопрочных бетонов

№ п/п серии	Характеристика образцов, мм	M_0 , M^{-1}	η_l	Т, сут	Количество образцов (<i>шт.</i>)				
					Температура нагревания образцов				
					20°C	50°C	60°C	70°C	90°C
1	100×100×400	45	0	28	2	-	-	-	-
				53	2	-	-	-	-
				114	2	-	-	-	-
				142	2	-	-	-	-
				141	-	-	-	2	-
				144	-	-	-	-	2
				150	-	2	-	-	-
2	100×100×400	45	0	28	2	-	-	-	-
				131	2	-	-	-	-
				133	2	-	-	-	-
3	100×100×400	45	0	28	2	-	-	-	-
				42	2	-	-	-	-
				136	2	-	-	-	-
4	100×100×400	45	0	28	2	-	-	-	-
				112	1	-	-	-	-
				113	-	-	1	-	-
				114	-	-	-	-	1
			0,3*	112	1	-	-	-	-
				113	-	-	1	-	-
				114	-	-	-	-	1

* – результаты повторного нагружения сжатием образцов-призм после длительного обжатия уровнем $\eta_l = \sigma_l / R_b = 0,3$

а)



б)



Рисунок 2.3 – Общий вид образцов-призм до (а) и после испытаний на осевое сжатие (б)

Определение начального модуля упругости бетона осуществлялось согласно ГОСТ 24452-80 [43] при уровне нагружения не более 30% от разрушающей нагрузки. Предельная сжимаемость бетона, т.е. деформация, соответствовавшая величине максимальной нагрузки в момент начала разрушения, фиксировалась с помощью видеокамер по показаниям индикаторов часового типа ИЧ-10.

При испытании опытных образцов в нагретом состоянии скорость повышения температуры их нагрева принималась равной $(10 \div 15)^\circ\text{C} / \text{час}$. Продолжительность кратковременного нагрева до начала прессовых нагружений при температурах $+50^\circ\text{C}$, $+70^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ принималась равной 18, 16 и 15 часов соответственно [8], [11], [13], что к моменту разрушения соответствовало времени достижения минимальной прочности у высокопрочных бетонов при таких же температурах нагрева [38, 40]. Испытания опытных образцов после длительного нагрева производились в следующей последовательности: изотермический нагрев

в течение $45 \div 90$ сут до затухания температурно-усадочных деформаций [56, 62], остывание до нормальной температуры, перемещение под пресс, повторный нагрев до заданной температуры, нагружение осевым сжатием до разрушения.

Заданная температура нагрева опытных образцов обеспечивалась с точностью $\pm 1^\circ\text{C}$ величиной электрического напряжения в электрической цепи спирали специальных нагревательных элементов – “рубашек” (позиция 6, рисунок 2.4) с помощью регулятора напряжения типа РНО-250-10 (позиция 10, рисунок 2.4) [56, 62]. Для образцов-призм электронагревательные элементы выполнялись из трех слоев асбестовой ткани [56], [64], [65], [66], между которыми размещалась зигзагообразная электронагревательная спираль из нихромовой проволоки. Контроль температуры нагрева бетона осуществлялся с помощью термометров и хромель-копелевых (ХК) термопар [56], [64], [65], [66].

Для исключения на этапе разогрева бетонных призм из полных деформаций образцов компонентов температурных деформаций элементов измерительной системы их металлические стержни-удлинители (позиция 5, рисунок 2.4) заменялись стержнями-трубками из кварцевого стекла с низким значением коэффициента линейного температурного расширения ($\alpha_{\text{кв}} = 0,4 \cdot 10^{-6} \text{ град}^{-1}$) [56], [64], [65], [66].

Исследования деформаций ползучести высокопрочного бетона выполнялись при нагружении в возрасте 40 сут со дня бетонирования по стандартным методикам испытаний [8], [11], [42]. Нагружение – путем ступенчатого приложения нагрузки до уровня $\eta_1 = \sigma/R_b \approx 0,3$ в течение 40 мин и последующей выдержки заданной нагрузки в течение $\tau = 90 \div 120$ сут до стабилизации деформаций. Испытания выполнены в соответствии с ГОСТ 24544-2020 [42] в условиях лабораторного корпуса при значениях температуры и влажности: $t = +20 \pm 5^\circ\text{C}$, $W = 70 \pm 10\%$ [8], [11]. Испытательная установка (рисунок 2.5) состоит из опорной плиты 1, блока спиральных пружин 5, упорных стоек с нарезной резьбой 2, контупных и промежуточных траверс 12, образующих жесткую замкнутую раму [29]. Внутри силовой установки между упорными траверсами соосно размещались по три

испытываемых образца-призмы 14, блок пружин 5, переносной гидродомкрат 3 и динамометр 4 для измерения создаваемого усилия [29]. Передачи усилия от гидродомкрата на образцы осуществлялось через пружины и промежуточные подвижные траверсы. Длительная сжимающая нагрузка на опытные образцы создавалась зажатými предварительно протарированными пружинами с фиксацией гайками нижней из подвижных траверс. При этом домкрат 3 и динамометр 4 использовались в процессе эксперимента для контроля и поддержания на нужном уровне сжимающего усилия [29].

Нагрузка на образцы передавалась через стальные штампы 6 со шлифованной поверхностью. Для центрирования усилия по центру штампов 6 устраивались шаровые шарниры 7 [29]. Измерение деформации образцов бетона производилось с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10, установленных на рамках 9. Точность измерений - 0,01 мм, база измерений – 250мм.

После стабилизации деформаций ползучести при уровне напряжений $\eta_1 = \sigma_1 / R_b = 0,3$ осуществлялись полная разгрузка образцов и последующие испытания на кратковременное осевое сжатие для определения прочностных и деформационных характеристик бетона после длительного предварительного обжатия [8], [11].

Нагрев образцов производился до начала длительного нагружения. Влияние температурного старения на характеристики свойств бетона изучалось на части образцов-близнецов, не подвергавшихся длительному обжатию, в испытаниях на кратковременное осевое сжатие по стандартной методике после продолжительного нагрева при температурах $+50^{\circ}\text{C}$, $+70^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$. Для определения степени влияния на характеристики физико-механических свойств бетона длительного предварительного обжатия в условиях воздействия повышенных температур [59] опытные образцы после испытаний на ползучесть испытывались на догружение кратковременным осевым сжатием до разрушения. После затухания деформаций ползучести бетона в условиях изотермического нагрева призмы разгружались и

фиксируются упругие деформации бетона при разгрузке, а также деформации обратной ползучести.

По программе экспериментальных исследований испытано [69] образцов-кубов и 34 образца-призмы, в том числе в условиях нагрева.

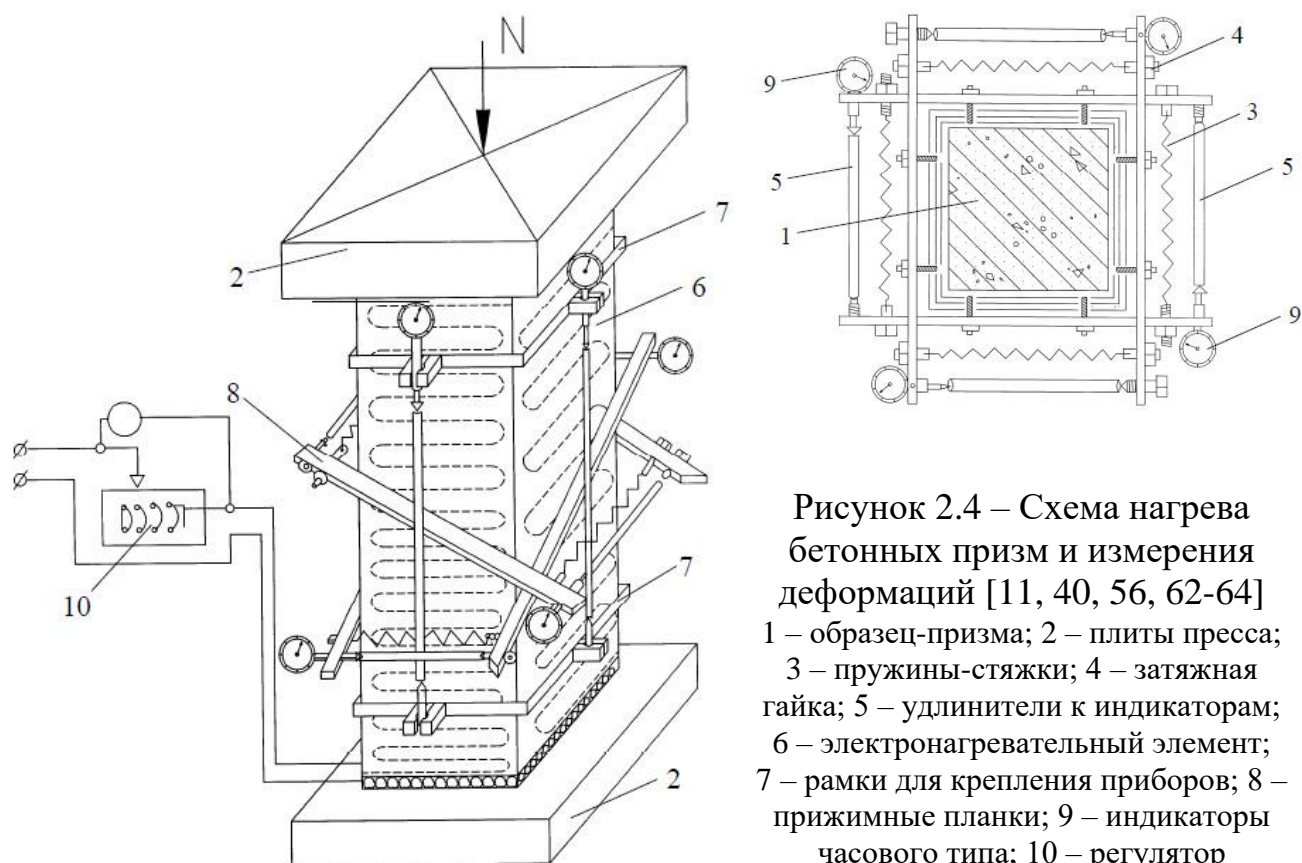
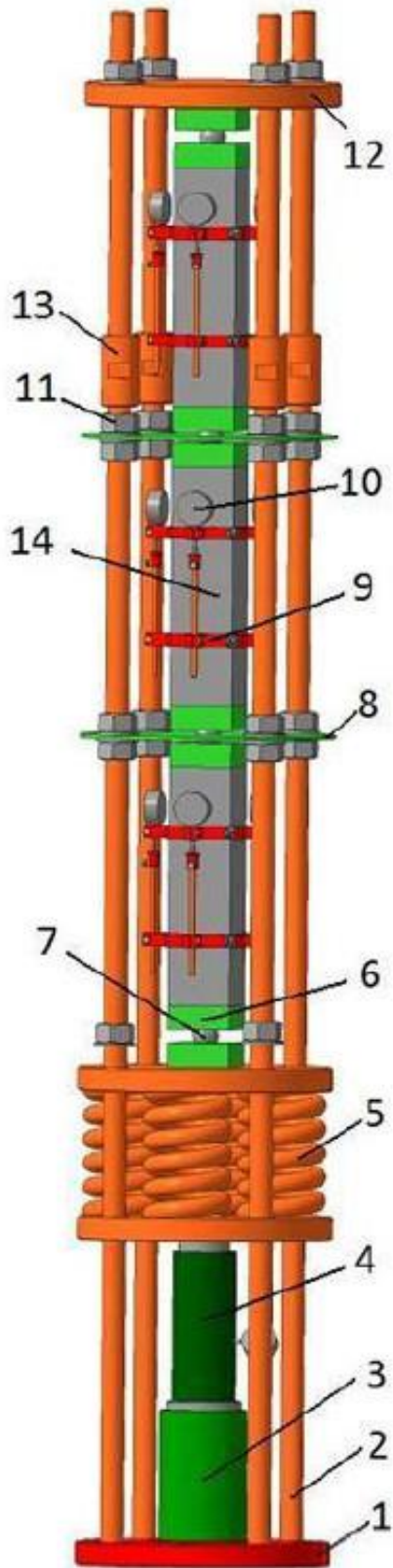


Рисунок 2.4 – Схема нагрева бетонных призм и измерения деформаций [11, 40, 56, 62-64]
 1 – образец-призма; 2 – плиты пресса;
 3 – пружины-стяжки; 4 – затяжная гайка; 5 – удлинители к индикаторам;
 6 – электронагревательный элемент;
 7 – рамки для крепления приборов; 8 – прижимные планки; 9 – индикаторы часового типа; 10 – регулятор напряжения

a)



б)



Рисунок 2.5 –
Схема (а) и общий
вид (б) установки
для исследования
ползучести бетона
при осевом сжатии
[29]

- 1 – опорная плита
- 2 – стойки с резьбой
- 3 – гидродомкрат
- 4 – динамометр
- 5 – пружины
- 6 – стальные штампы
- 7 – шаровой шарнир
- 8 – центрующие пластины
- 9 – рамка
- 10 – индикаторы
- 11 – гайки
- 12 – верхняя траверса
- 13 – соединительные муфты
- 14 – образцы
- 15 – электро-нагревательный элемент

2.3 Методика обработки результатов экспериментальных исследований

Величина начального модуля упругости бетона E_b определялась в соответствии с [43] при напряжениях $\sigma_3 \leq 0,3 \cdot R_b$, предельные относительные деформации укорочения при сжатии - по величинам, соответствовавшим максимальному уровню достигнутых в опытах напряжений σ_3 [11], [13].

Коэффициент упругости ν_{el} определялся как отношение упругой части деформаций к полным деформациям на каждом этапе нагружения [11], [13], [40], [64], [66].

Коэффициент линейной температурной деформации [112] бетона при нагревании до температуры t° определялся по формуле [11]:

$$\alpha_{bt} = \frac{\Delta \varepsilon_{b,tem}}{\Delta t}; \quad (2.1)$$

где $\Delta \varepsilon_{b,tem}$ – приращение относительной деформации температурного расширения образца бетона [112] при изменении его температуры на величину $\Delta t = t - t_0$ относительно начальной температуры бетона t_0 до нагревания.

Коэффициент линейной температурной деформации усадки бетона определялся по формуле [69], [112]:

$$\alpha_{cs} = \frac{\varepsilon_{b,tem}(t \rightarrow \infty) - \varepsilon_{b,tem}^{kp}}{\Delta t}; \quad (2.2)$$

где $\varepsilon_{b,tem}(t \rightarrow \infty)$ – полная температурная деформация [69], [112] бетона, стабилизировавшаяся после длительного нагрева;

$\varepsilon_{b,tem}^{kp}$ – величина относительной температурной деформации бетона [112] при первом кратковременном нагреве.

Опытные значения линейных компонент относительных деформаций ползучести бетона определялись по формуле:

$$\varepsilon_{c,i} = \varepsilon_{tot,i} - \varepsilon_{bt,i} - \varepsilon_{el,i}; \quad (i = 1, 2, 3) \quad (2.3)$$

где $\varepsilon_{tot,i}$ – полные деформации загруженных образцов, включающие быстроснатекающие деформации ползучести на этапе нагружения;
 $\varepsilon_{bt,i}$ – температурные деформации ненагруженных образцов-близнецов;
 $\varepsilon_{el,i}$ – приращение упругих деформаций вследствие снижения модуля упругости бетона при нагревании:

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_b}{E_{b,tem}} - \frac{\sigma_b}{E_b}; \quad (2.4)$$

где $E_{b,tem}$ – величина начального модуля упругости бетона при температуре испытания.

2.4 Методика экспериментальных исследований характеристик НДС элементов балочного типа при воздействиях неравномерного нагрева и изгибающего момента в несовпадающих плоскостях

Программа экспериментальных исследований прочности и деформаций изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочного модифицированного бетона в условиях нормальной температуры и одностороннего нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ осуществлялась на балках с размерами $120 \times 240 \times 2400 \text{ мм}$ и представлена в таблице 2.3.

Испытание железобетонных балок проводилось в два этапа, соответствующих характерным стадиям работы конструкций – стадии эксплуатации при длительном действии температуры и нагрузки эксплуатационного уровня и стадии последующего догружения возрастающей до разрушения кратковременной нагрузкой.

На первом этапе исследовалось влияние величины повышенной температуры и длительности её действия на величины температурных моментов M_{lx} и M_{ly} и их изменение во времени, определялись момент образования и ширина раскрытия трещин и последовательность их развития на верхней и боковых гранях элемента, а также деформации продольной оси элементов – удлинение ε_z и кривизны χ_x и χ_y .

Таблица 2.3 – Программа экспериментальных исследований прочности и деформаций изгибаемых железобетонных балочных элементов и характеристик механических свойств их бетонов

№ п/п Серии	Характеристика образцов, мм	Шифр образцов	M_0 , M^{-1}	Т, сут	Количество образцов (<i>шт.</i>)		
					Температура нагрева		
					20°C	60°C	90°C
3	Образцы-кубы						
	100×100×100мм			28	4	-	-
				42	4	-	-
				136	4	-	-
	Образцы-призмы						
	100×100×400мм		45	28	2	-	-
				42	2	-	-
				136	2	-	-
	Балочные элементы						
	120×240×2400мм	Б-1		129	1	-	-
Б-2			170	-	-	1	
4	Образцы-кубы						
	100×100×100мм			28	4	-	-
	Образцы-призмы						
	100×100×400мм		45	28	2	-	-
	Балочные элементы						
	120×240×2400мм	Б-3		56	-	1	-
Б-4			77	-	1	-	

Второй этап испытаний включал исследование изменений температурных моментов M_{lx} и M_{ly} , удлинений продольной оси, раскрытия трещин и несущей способности железобетонных балочных элементов при кратковременном догрузении изгибающим моментом M_x . Для экспериментального определения температурных моментов в статически неопределимых железобетонных балках

при неравномерном нагреве использован широко применяемый в термоупругости метод устранения температурных деформаций и кривизн. Сущность метода состоит в том, что температурные моменты в статически неопределимых конструкциях равны реактивным моментам, вызывающим кривизну, равную по величине и противоположную по знаку свободной кривизне от неравномерного нагрева [59], [65], [133]. В проведенных экспериментальных исследованиях в связи с реализацией сложной формы изгиба – косоугольного изгиба контроль за кривизной продольной оси и её устранением на всех этапах испытания осуществлялся по составляющим кривизны χ_x и χ_y в плоскостях YOZ и XOZ (рисунок 2.7). При этом величины реактивных изгибающих моментов M_x и M_y принимались за соответствующие составляющие M_{tx} и M_{ty} температурного момента. Схемы силовых и температурных воздействий представлены на рисунке 2.7.

Испытания железобетонных балок проводились на специальной установке, состоящей из двух силовых рам, расположенных в вертикальной и горизонтальной плоскостях (рисунок 2.6).

Изгибающие моменты в вертикальной и горизонтальной плоскостях создавались путём приложения посредством системы тяг соответствующих сил F_y и F_x к консолям балки. Контроль величин прикладываемых нагрузок осуществлялся по показаниям динамометров ДОСМ-3-5. Значения опорных моментов M_x и M_y вычислялись как произведение величин F_y и F_x на соответствующие расстояния от точек их приложения на консолях до осей ближайших опор.

Нагрев боковых поверхностей балок осуществлялся специально сконструированными электронагревательными элементами, состоящими из спирали типа «зигзаг», выполненной из нихромовой проволоки и заключенной между тремя слоями асбестовой ткани. Температура нагрева спиралей регулировалась величиной напряжения, подаваемого в электрическую цепь нагревательных элементов, с помощью регулятора электрических напряжений [59].

Схема расстановки приборов приведена на рисунке 2.6. Деформации граней балок в продольном направлении измеряли с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10, установленных на боковых гранях по 3 шт с каждой стороны на базе 500 мм. В качестве удлинителей использованы кварцевые трубки с низким коэффициентом линейного температурного расширения $\alpha_k = 0,4 \cdot 10^{-6} \text{ 1/град}$, что позволило практически устранить погрешность измерений, вызванную нагревом тяг. Появление трещин при испытании фиксировалось на видимых гранях балок визуально, а также по резкому увеличению показаний измерительных приборов. Раскрытие трещин измерялось с помощью микроскопа МПБ-2 с точностью 0,05 мм.

Вертикальные перемещения и прогибы балок в пролете измерялись с помощью трех прогибомеров 6-ПАО с точностью 0,01 мм и дублировались показаниями трех индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм. Величины перемещений измерялись в середине пролета и на опорах балки (рисунок 2.6).

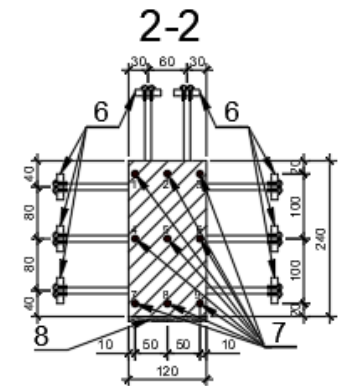
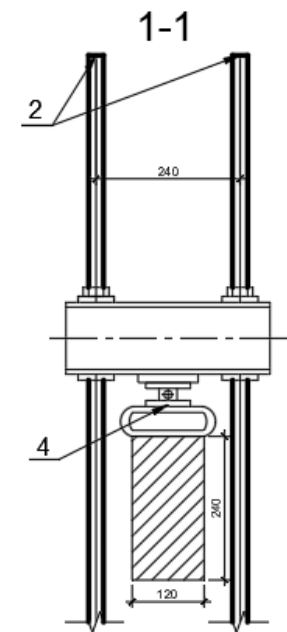
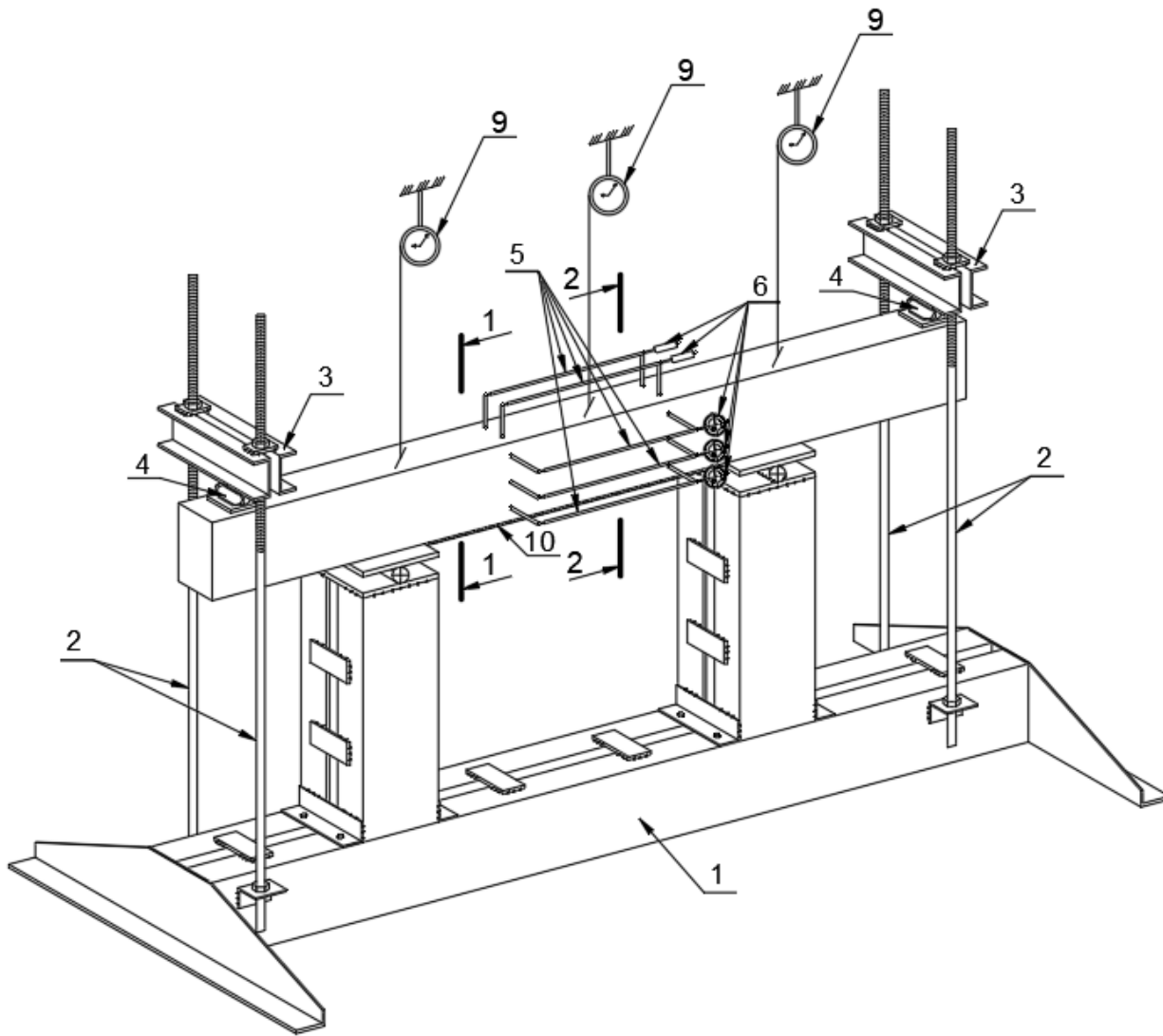
Температура бетона в характерных точках сечения балки измерялась с помощью хромель-копелевых (ХК) термопар, соединенных через переключатель коммутаторного типа с переносным потенциометром ПСР-3. Схема расположения термопар показана на рисунках 2.6, 2.8, 2.9, 2.10. Температуры нагрева нижней и боковой граней балок в испытаниях приняты $+60^\circ\text{C}$ и 90°C , скорость подъема температуры на этапе нагрева - $10 \div 15^\circ\text{C/час}$.

Выравнивание продольной оси балок осуществлялось через каждые 30 мин в первые 15 часов нагрева, в дальнейшем – 2-3 раза в сутки в зависимости от скорости приращения деформаций усадки и ползучести бетона.

Выравнивание продольной оси балки производили путём приложения к консолям сил F_x и F_y в горизонтальной и вертикальной плоскостях, добиваясь равенства соответствующих продольных деформаций противоположных граней.

На каждом этапе повышения температуры измерялись прогибы балки, продольные деформации граней, ширина раскрытия трещин и распределение температуры в характерных точках по высоте и ширине сечения балки. Балки выдерживались в заданном температурном режиме испытания до полной или частичной стабилизации температурных моментов, а затем переходили ко второму этапу испытаний.

a)



б)



Рисунок 2.6 – Схема (а) и иллюстрация (б) установки для испытаний балок при неравномерном нагреве и последующем догрузении: 1 – опорная конструкция; 2 – тяги; 3 – траверса; 4 – динамометры сжатия; 5 – кварцевые удлинители; 6 – индикаторы часового типа; 7 – термопары; 8 – нагревательные элементы; 9 – прогибометры

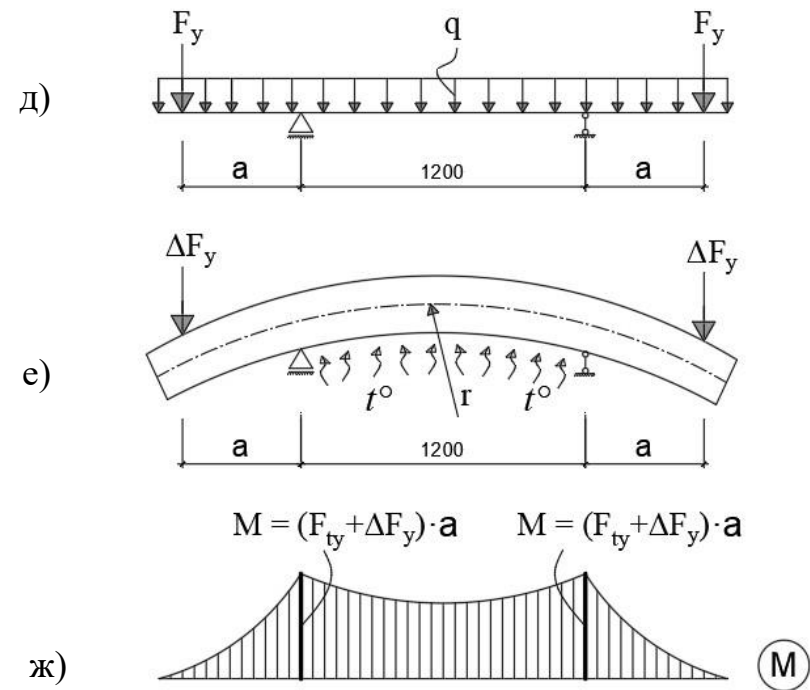
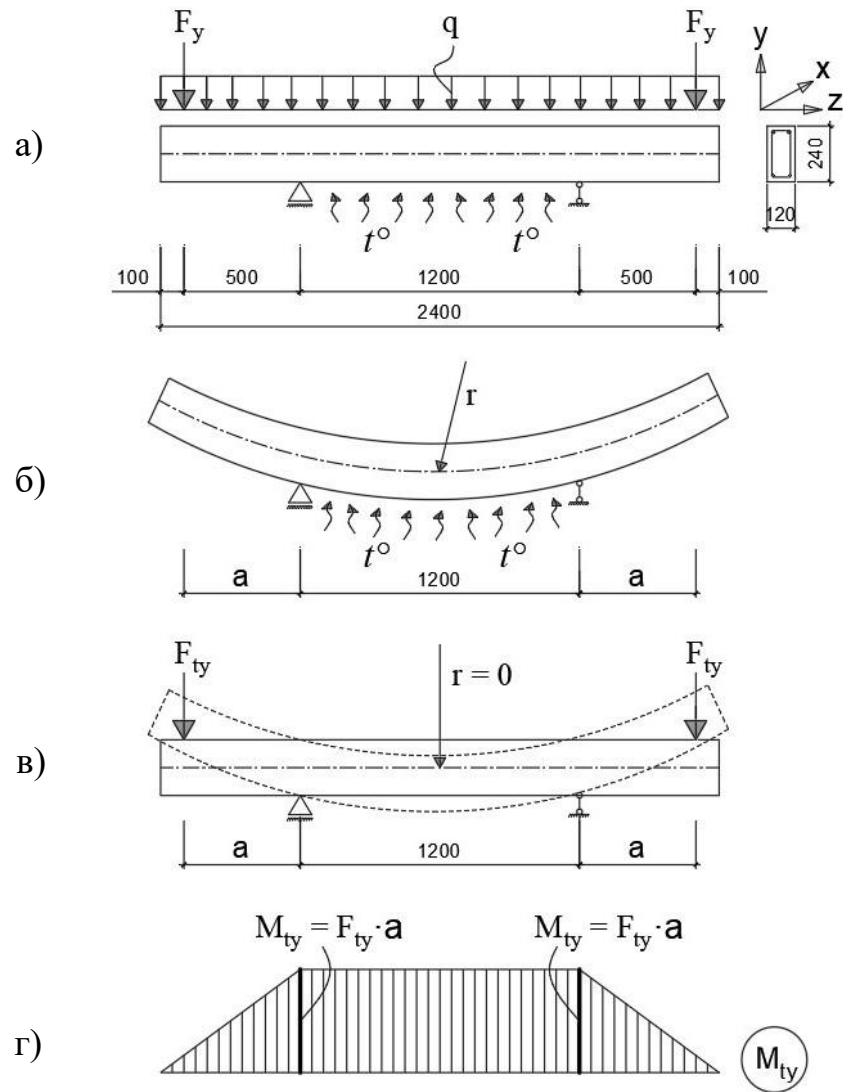
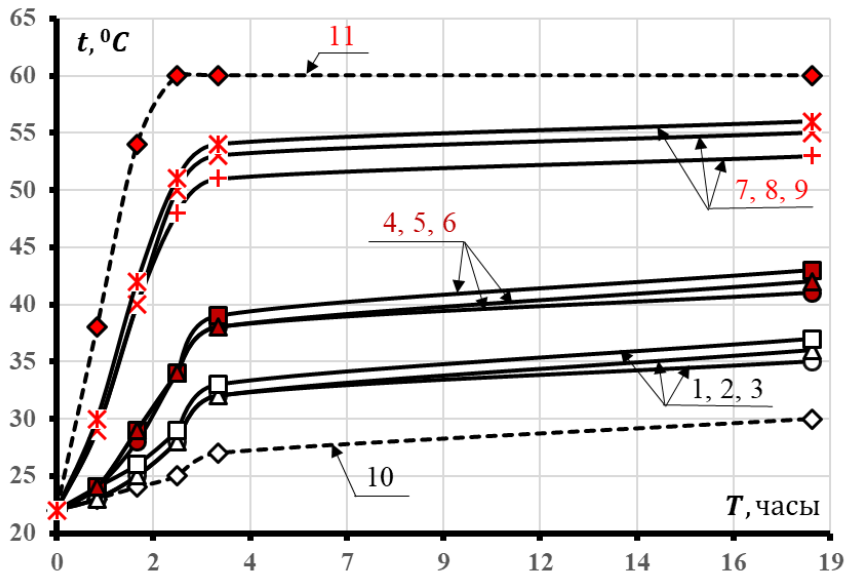


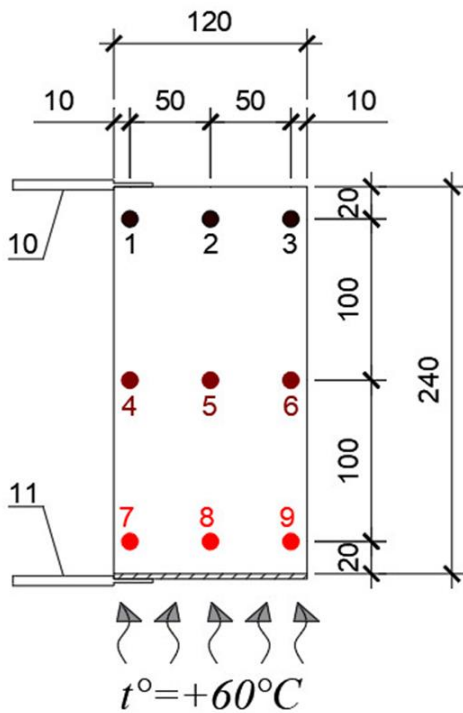
Рисунок 2.7 – Схемы поэтапных испытаний статически неопределимой балки на односторонний нагрев (а, б, в, г) и последующее нагружение (д, е, ж)

а)



Опытные данные:
соответственно изменение
температуры по сечению
○, △, □ – термопарами 1,
2, 3
●, ▲, ■ – термопарами 4,
5, 6
+ , × , * – термопарами 7,
8, 9
◇, ◆ – термометрами 10, 11
— — термопарами
- - - — термометрами

б)



в)

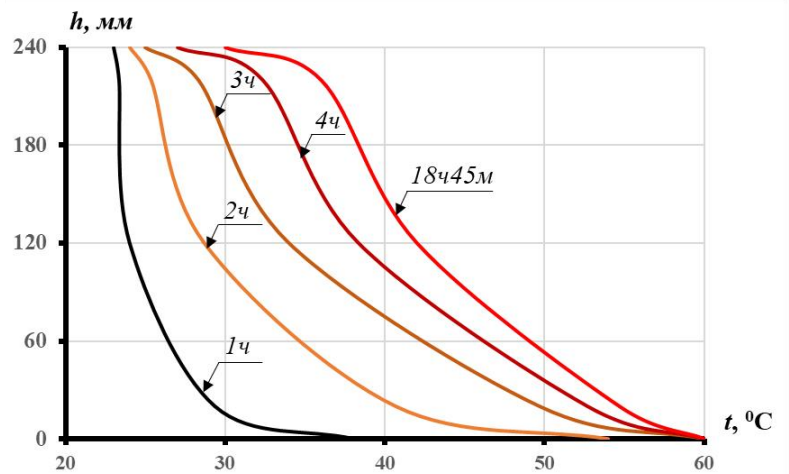


Рисунок 2.8 – График распределения температуры в характерных точках сечения железобетонной балки (а, в) в первые часы одностороннего нагрева снизу до $+60^{\circ}\text{C}$ и схема расположения ХК-термопар (б) [64], [65]

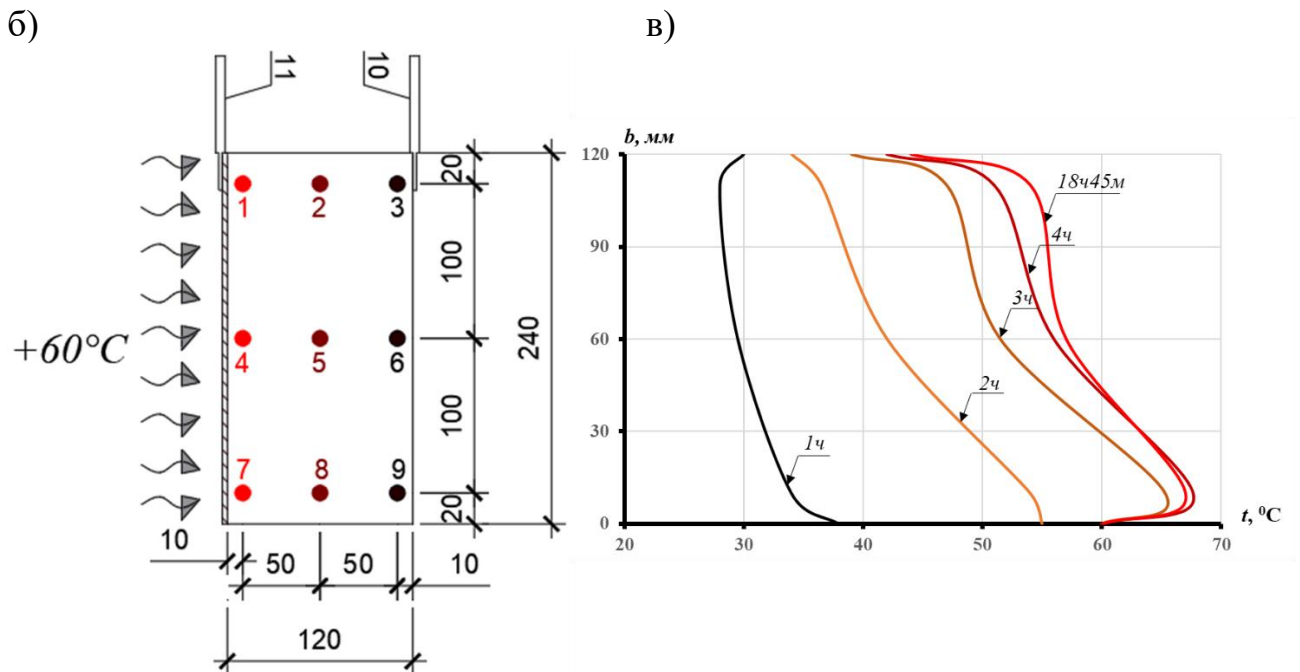
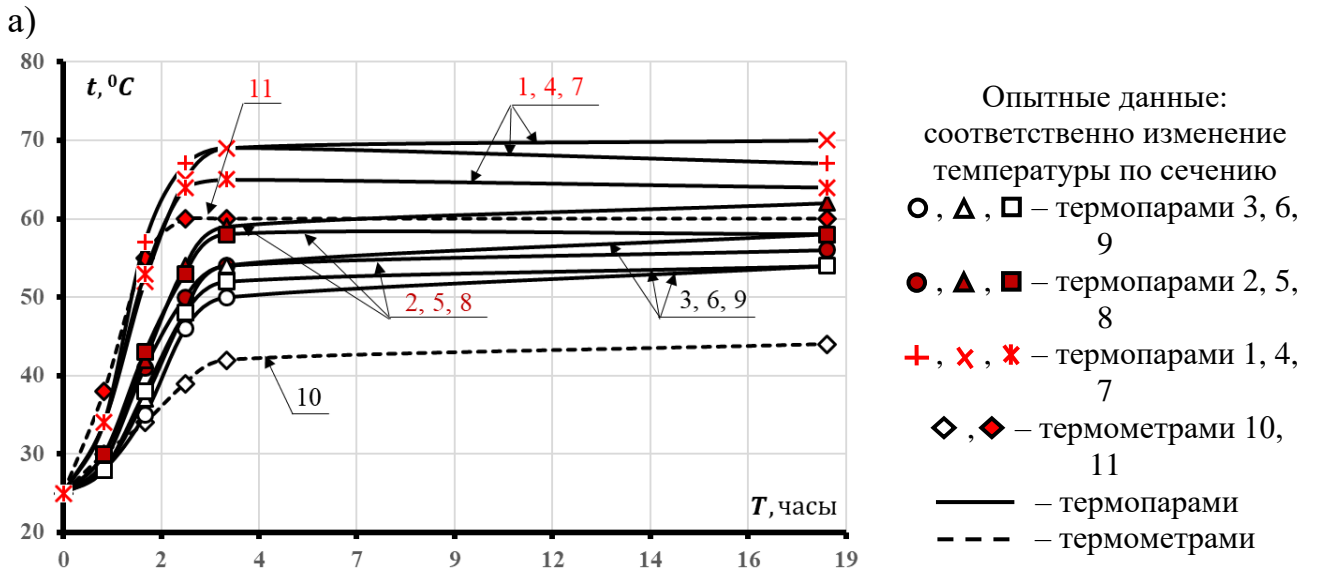
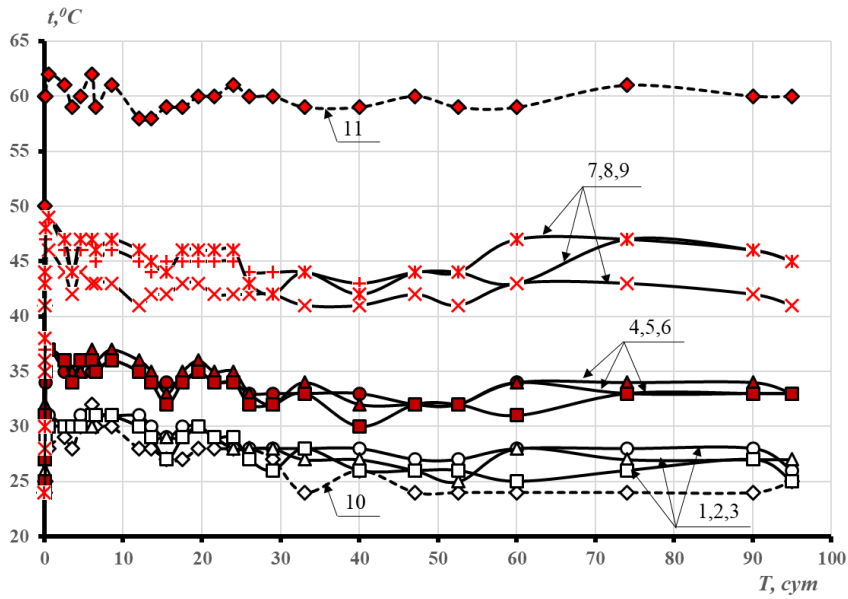
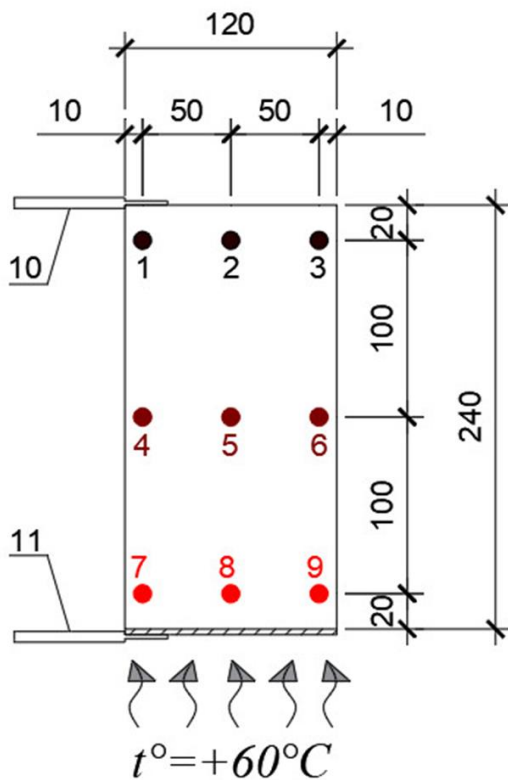


Рисунок 2.9 – Графики распределения температуры в характерных точках сечения железобетонной балки (а, в) и схема расположения ХК-термопар при одностороннем кратковременном нагреве сбоку до $+60^{\circ}\text{C}$ (б)

а)



б)



в)

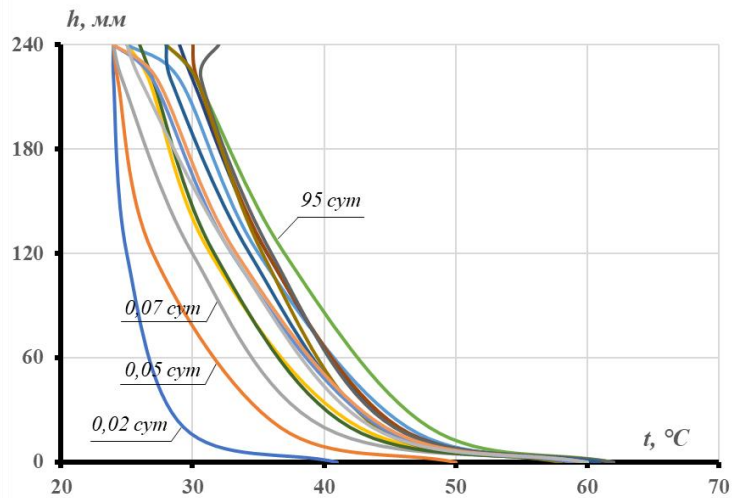
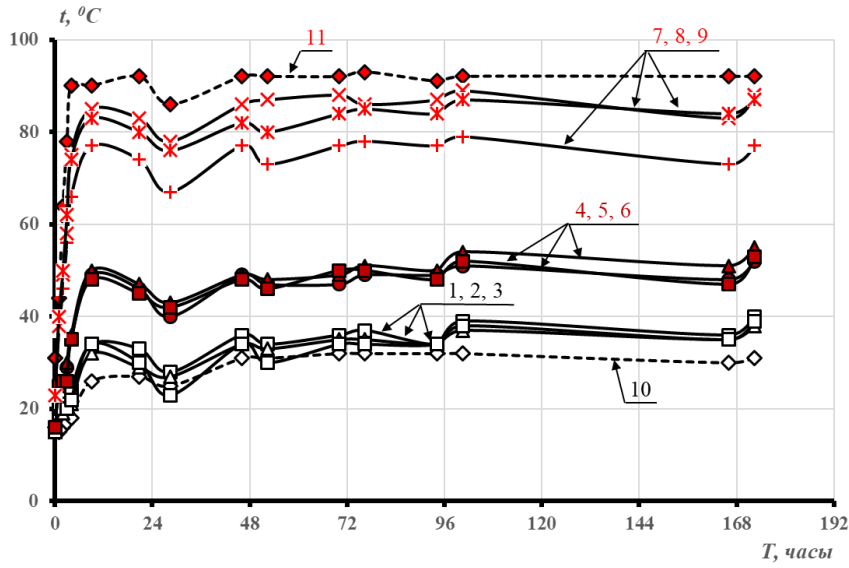


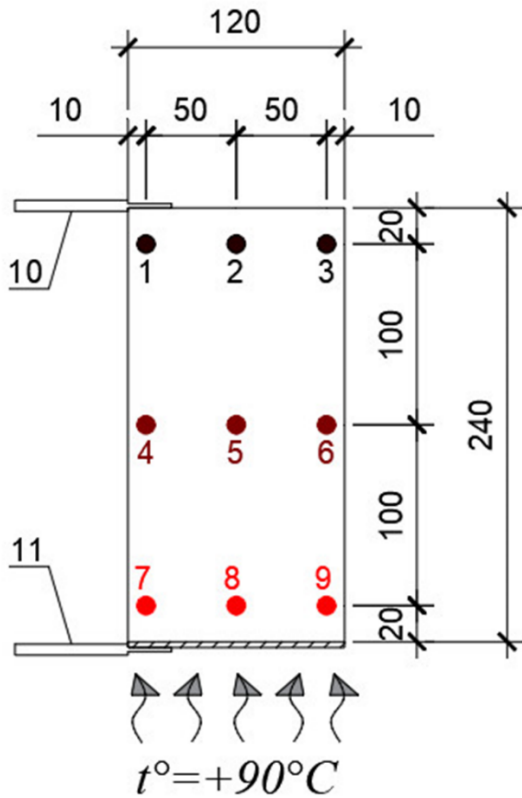
Рисунок 2.10 – Графики распределения температуры в характерных точках сечения железобетонной балки (а, в) и схема расположения ЖК-термопар при одностороннем длительном нагреве снизу до $+60^{\circ}\text{C}$ (б)

а)



Опытные данные:
 Соответственно изменение температуры по сечению
 ○, △, □ – термопарами 1, 2, 3
 ●, ▲, ■ – термопарами 4, 5, 6
 +, ×, * – термопарами 7, 8, 9
 ◇, ◆ – термометрами 10, 11
 — — термопарами
 - - - - термометрами

б)



в)

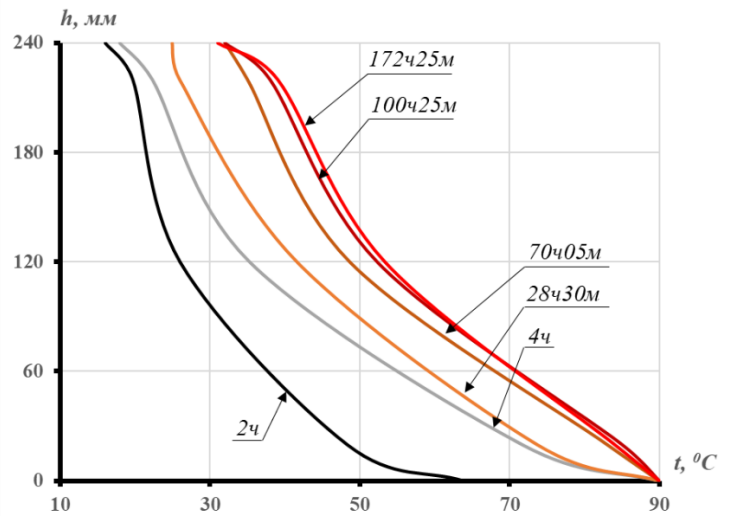


Рисунок 2.11 – Графики распределения температуры в характерных точках сечения железобетонной балки (а, в) и схема расположения ХК-термопар при одностороннем длительном нагреве снизу до $+90^\circ\text{C}$ (б)

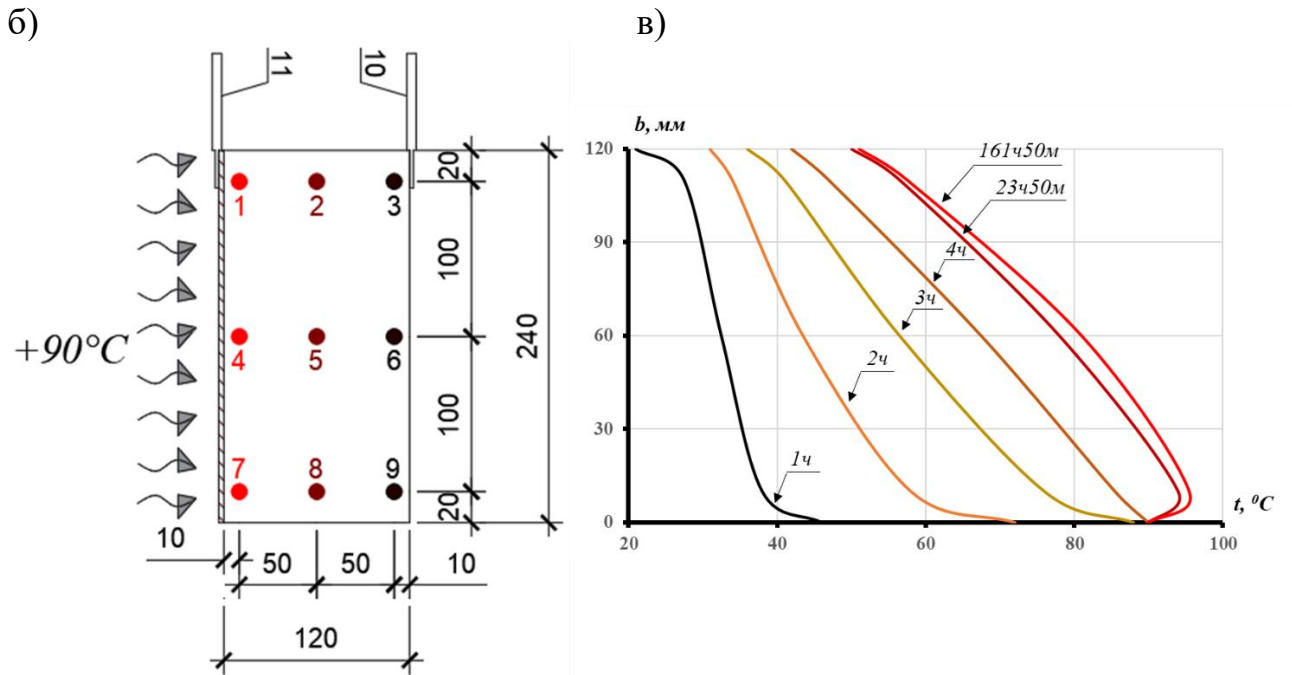
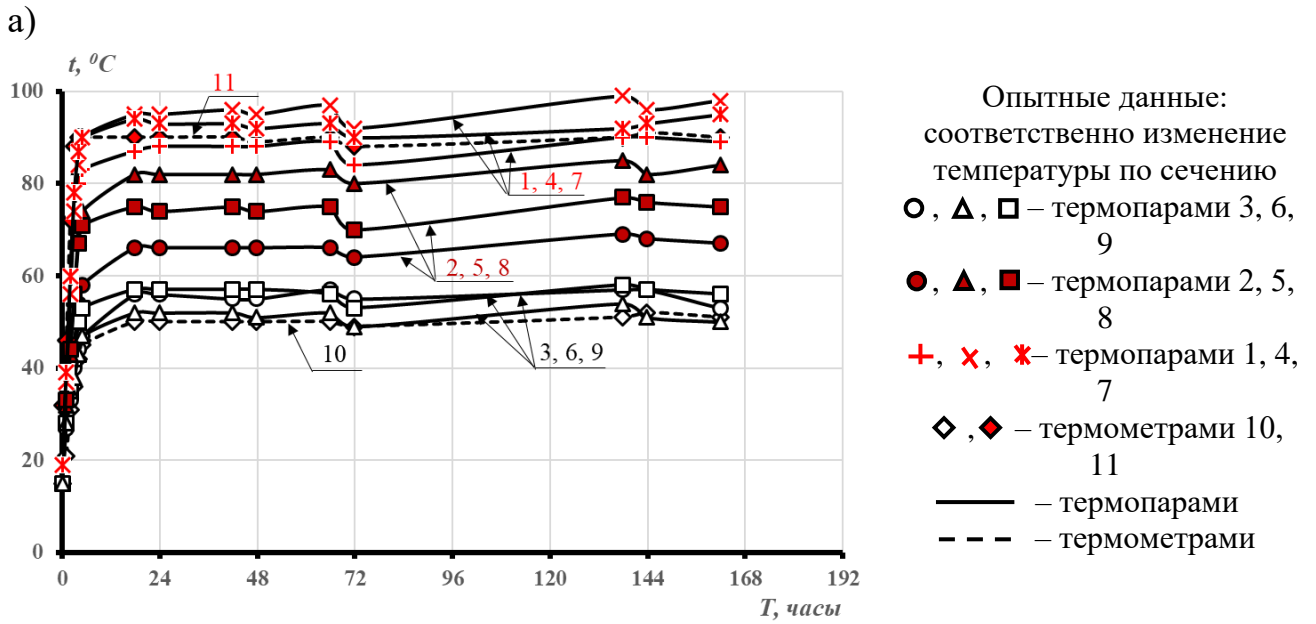


Рисунок 2.12 – Графики распределения температуры в характерных точках сечения железобетонной балки (а, в) и схема расположения ХК-термопар при одностороннем длительном нагреве сбоку до $+90^{\circ}\text{C}$ (б)

На втором этапе испытаний балки догружались возрастающим изгибающим моментом M_x до разрушения [65] при сохранении неизгибаемости продольной оси из плоскости догрузки ($\chi_y = 0$). Таким образом моделировалась работа статически неопределимых изгибаемых балочных конструкций. Практически

изложенная схема догружения (рисунок 2.7) реализовывалась в два приема. Вначале к консолям балок прикладывалась в вертикальной плоскости ступень внешней нагрузки ΔF_y , без изменения величины выравнивающего момента в горизонтальной плоскости ($\Delta F_x = 0$), и фиксировались показания всех приборов, затем к консолям прикладывалась составляющая горизонтальных сил ΔF_x , обеспечивающая устранение составляющей кривизны $\Delta \chi_y$, и вновь фиксировались показания всех приборов. После 10-минутной выдержки производились повторное устранение приращений кривизны балки из вертикальной плоскости и запись показаний приборов. В процессе приложения ступеней нагрузки ΔF_y на каждом этапе в балках помимо температурной появлялась дополнительная кривизна в горизонтальной плоскости вследствие неоднородности деформативных свойств бетона от неравномерного нагрева в горизонтальной плоскости. Устраняя эти кривизны путем последующего приложения сил F_x , определялся реактивный момент в горизонтальной плоскости на каждой стадии нагружения. За разрушающую принималась нагрузка, соответствовавшая разрушению (раздроблению) сжатой зоны бетона, достижению которой предшествовало наступление в растянутой арматуре состояния текучести.

2.5 Определение механических характеристик арматурных сталей

Испытание нагружением растягивающей силой проводилось на испытательной машине POWERTEST U-600 с постоянной скоростью прироста деформаций. Результаты испытаний представлены на рисунках 2.13 и 2.14. Измеряемые величины напряжения начала текучести, временные сопротивления, деформации, соответствующие началу и окончанию площадки текучести.

Машина модели POWERTEST U-600 позволяет определять механические свойства материалов. Конструкция состоит из испытательной рамы высокой жесткости с двойной зоной испытаний. Верхняя зона используется для испытаний на разрыв, нижняя - для испытаний на сжатие и изгиб. В нижней части литой

a)



б)



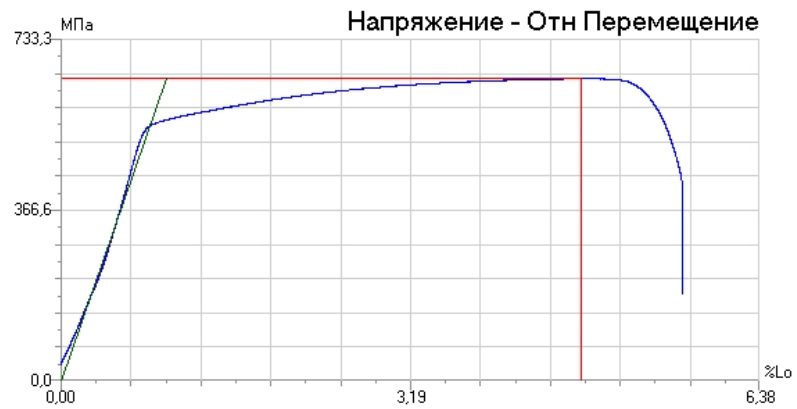
в)



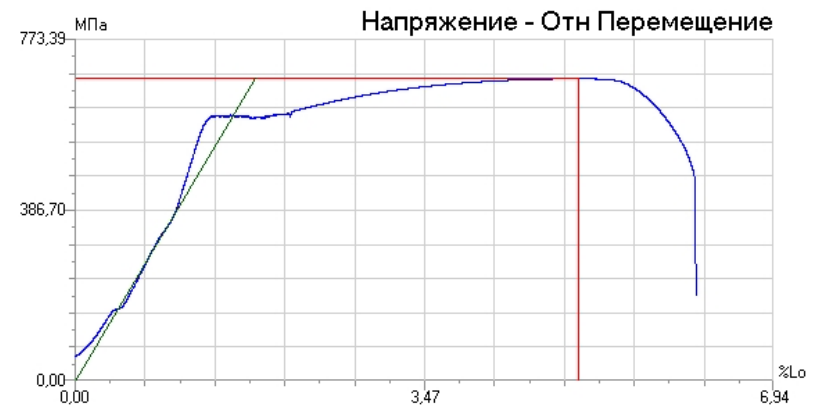
Рисунок 2.13 – Разрывная машина POWERTEST U-600

а) общий вид; б) пульт управления; в) виды образцов после разрыва

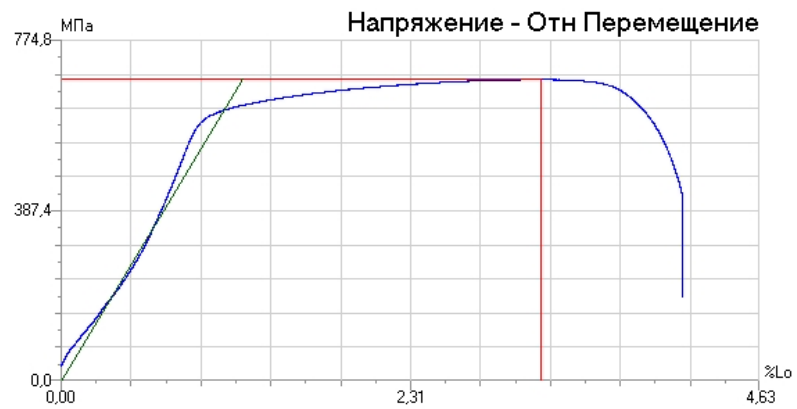
а)



б)



в)



г)

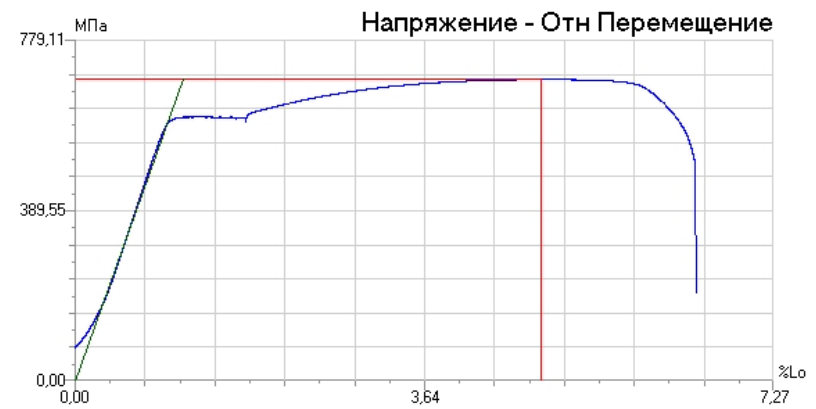


Рисунок 2.14 – Диаграммы деформирования арматурных сталей для стержней класса А500 диаметром 8 мм (а, в) и то же, диаметром 12 мм (б, г)

станины находится создающий нагрузку гидроцилиндр. Измерение перемещения поршня происходит с помощью датчика тросикового типа (разрешение 0,001 мм).

Измерение нагрузки выполняется датчиком силы, смонтированным на верхней части поршня. Номинальное усилие – 600 кН. Расстояние между захватами при растяжении – 900 мм. Скорость нагружения растягивающим усилием принята согласно ГОСТ 1497-84 «Металлы. методы испытаний на растяжение».

2.6 Выводы по главе 2

1. Принятая в испытаниях опытных образцов-балок последовательность силовых и температурных воздействий соответствует действительной работе большинства балочных конструкций покрытий и перекрытий зданий и сооружений, подвергающихся воздействию повышенных технологических и климатических температур.

2. Для принятой последовательности воздействий нагрузки и температуры применены опытная установка и методика экспериментальных исследований, позволяющие получить достоверные данные о температурных усилиях и их влиянии на деформации железобетонных элементов на всех стадиях их работы [65] и при различных комбинациях воздействий нагрузки и температурных перепадов в несовпадающих плоскостях.

3. Принятая методика исследования температурно-усадочных деформаций и деформаций ползучести бетона в условиях воздействий повышенных температур [11], [13] позволяет изучить основные особенности их развития как на этапах повышения температуры, так и в условиях длительной изотермической выдержки.

4. Методика испытаний бетонных призм на кратковременное осевое сжатие в условиях воздействия повышенных температур позволяет получить достоверные данные об основных прочностных и деформационных характеристиках свойств бетона: прочности при сжатии, начальном модуле упругости, предельных относительных деформациях бетона при осевом сжатии, коэффициенте упругих деформаций и структурных характеристиках [11], [13]. Методика позволяет учитывать влияние на характеристики свойств бетона уровня длительного предварительного обжатия и продолжительности действия повышенных температур.

ГЛАВА 3 ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ, ПОЛЗУЧЕСТЬ, ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЕФОРМАЦИОННЫХ И ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ОСЕВОГО СЖАТИЯ И ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР

3.1 Температурно-усадочные деформации и ползучесть высокопрочного бетона

Деформации усадки бетона в условиях нормальной температуры. Исследовались на образцах-призмах размерами $100 \times 100 \times 400$ мм с модулем открытой поверхности $M_0 = 45 м^{-1}$. Относительные линейные деформации усадки образцов [64, 65] серии № 4 из высокопрочного бетона в продольном направлении через 110 суток наблюдения находились в диапазоне от $47,2 \cdot 10^{-5}$ до $49 \cdot 10^{-5}$ (рисунок 3.1). Стабилизация деформаций усадки начинала заметно проявляться через 60÷80 суток после распалубки.

Температурно-усадочные деформации бетона. Экспериментальные данные по исследованию температурно-усадочных деформаций и деформаций ползучести при нагревании до $+90^{\circ}C$ представлены на рисунках 3.2, 3.3 и в таблицах 3.1, 3.2.

Предельные величины относительных деформаций температурного расширения бетона при первом кратковременном нагреве при температурах $+60^{\circ}C$ и $+90^{\circ}C$ составили для образцов с $M_0 = 45 м^{-1}$, в среднем, $46,92 \cdot 10^{-5}$ и $78,55 \cdot 10^{-5}$ (рисунок 3.2), что соответствует значениям коэффициента линейной температурной деформации бетона соответственно $\alpha_{bt} = 12,7 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt} = 11,90 \cdot 10^{-6}$ (град $^{-1}$) [11], [13].

Деформации усадки высокопрочного бетона за время длительной выдержки при тех же температурах испытания составили соответственно $32,81 \cdot 10^{-5}$ и $44,30 \cdot 10^{-5}$ (рисунок 3.3 а, в). За период остывания до нормальной температуры после длительного нагрева обратимые температурные деформации бетона составили соответственно $34,25 \cdot 10^{-5}$ и $58,55 \cdot 10^{-5}$ [11], [13]. При этом значения

коэффициента линейной температурной деформации составили соответственно $\alpha_{bt} = 7,78 \cdot 10^{-6}$ и $\alpha_{bt} = 8,36 \cdot 10^{-6}$ (град $^{-1}$) (рисунок 3.3 б).

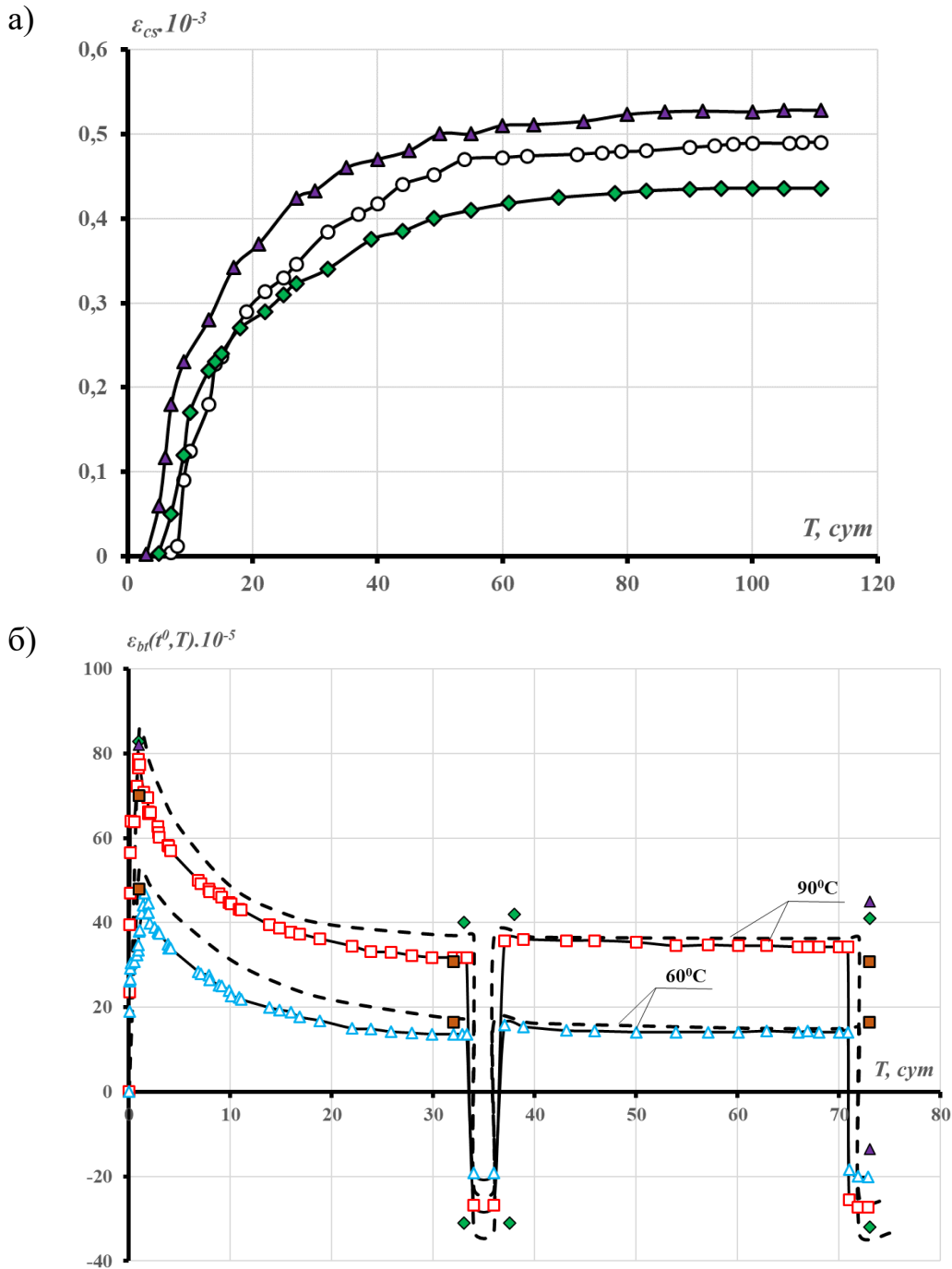


Рисунок 3.1 – Деформации усадки образцов из высокопрочного модифицированного бетона в условиях нормальной температуры (а) и температурные деформации призм при температурах нагрева +60° и +90°С (б) [11], [13]

Опытные данные:

- , △, □ – автора
- ▲, ◆ – А.В. Корсуна [55], А.С. Волкова [14]
- – расчёт по методике СП 27.13330.2017 [112]
- – расчёт по методике В.И. Корсуна [61]

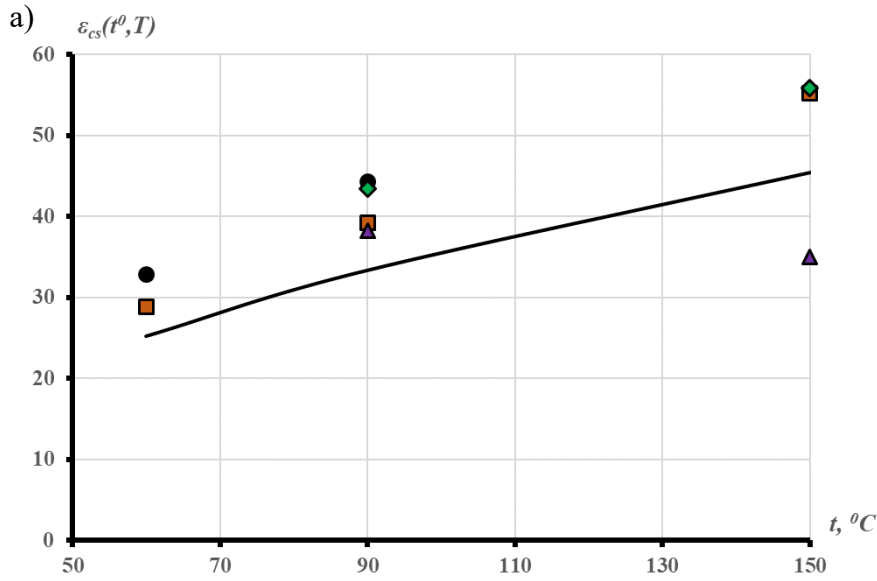
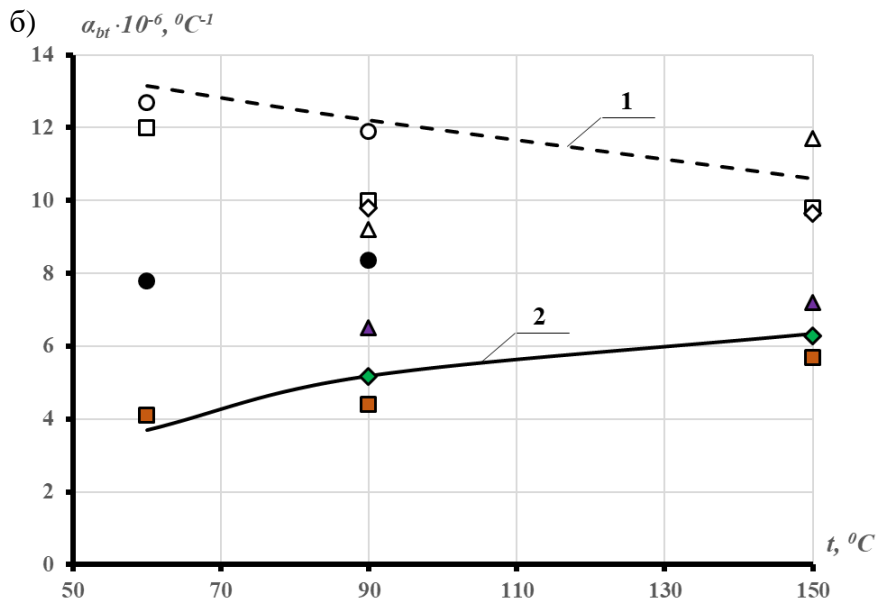
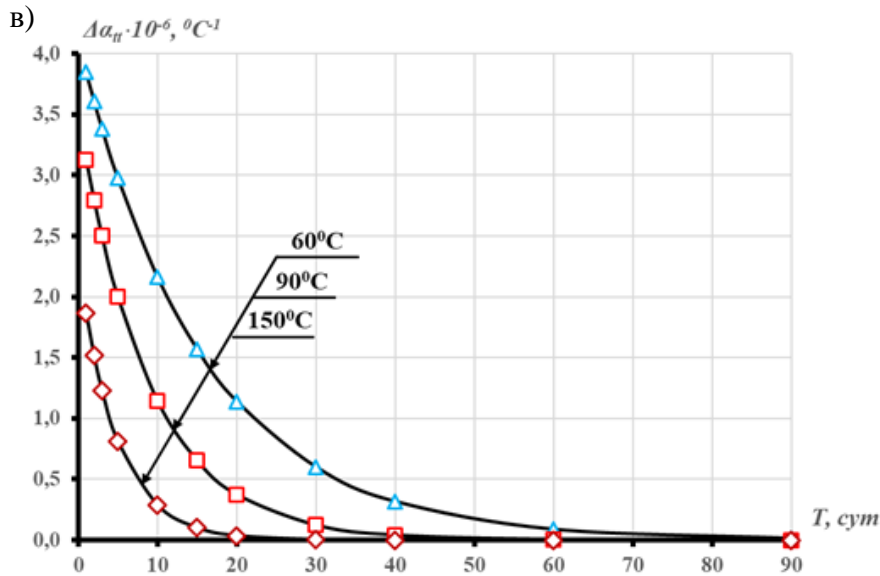


Рисунок 3.2 – Влияние температуры нагрева на предельную величину деформаций температурной усадки (а), коэффициента линейного температурного расширения (б) и расчетные по методике [61] значения приращений коэффициента линейных температурных деформаций за счет начальной влажности до нагрева (в) высокопрочного бетона



Опытные данные:
 ○, △, ◇ – автора [11,13], А.В. Корсуна [55], А.С. Волкова [39] при кратковременном нагреве
 ●, ▲, ◆ – автора [11,13], А.В. Корсуна [55], А.С. Волкова [39] при длительном нагреве
 □, ■ – Расчёт по методике СП 27.13330.2017 [112] при видах нагрева:
 1 – кратковременный нагрев;
 2 – длительный нагрев



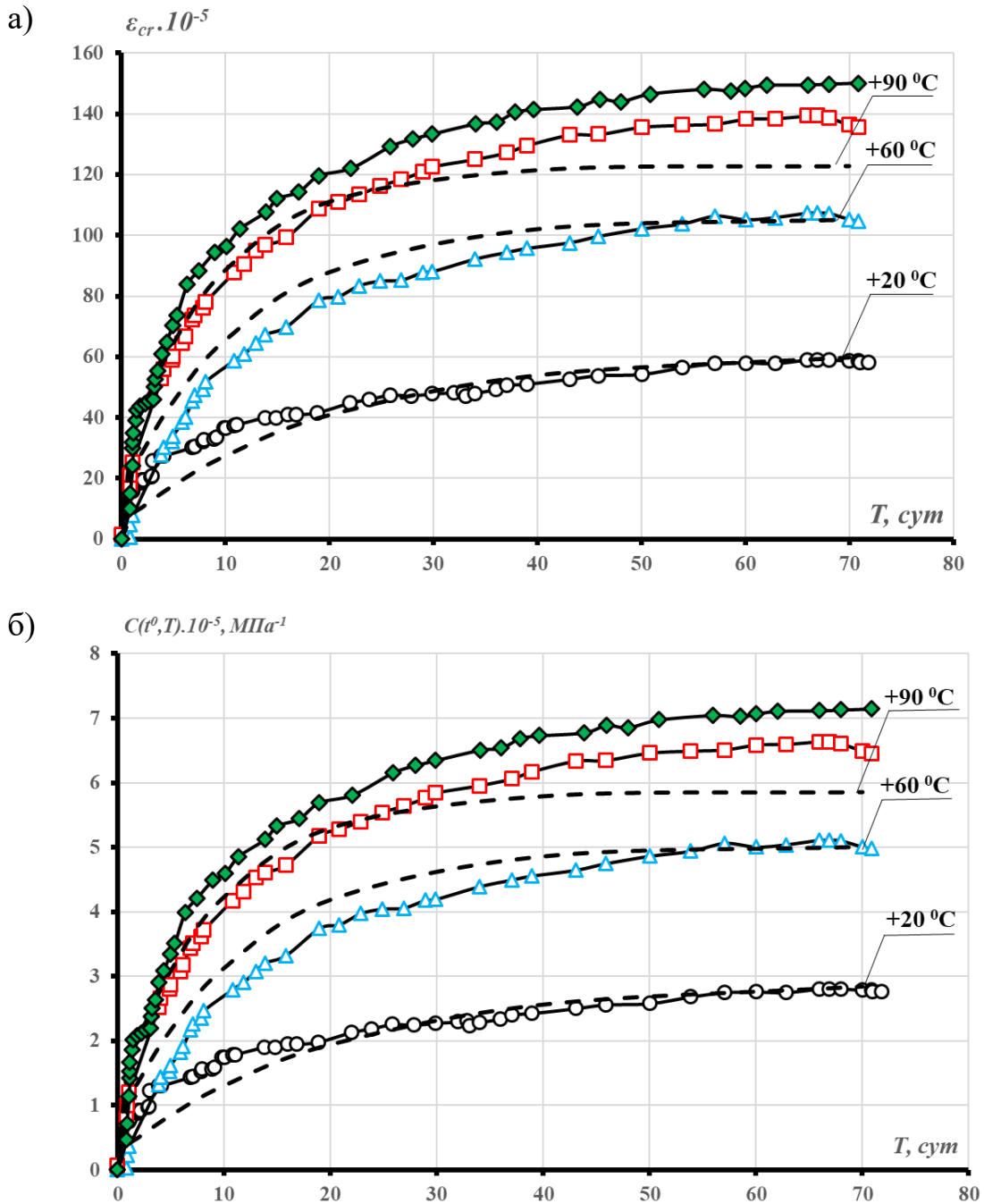


Рисунок 3.3 – Влияние повышенных температур до $+90^{\circ}\text{C}$ на изменение деформаций ползучести (а) и удельных деформаций ползучести (б) при уровне длительного нагружения $\eta_l = 0,3$

Опытные данные:

○, △, □ – автора

◆ – А.С. Волкова [39], - - - – расчёт по методике В.И. Корсуна-Г.А. Швеца [61]

Для описания температурно-усадочных деформаций высокопрочного модифицированного бетона может быть применена методика В.И. Корсуна-А.О. Баранова [61], развитая на основе методики А.П. Кричевского [69]. При

температуре $+60^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ для предельных значений деформаций температурного расширения бетона максимальное расхождение опытных величин с результатами расчета по методике [61] составляет 10,73% и 8,05% соответственно, а для величин температурной усадки – 23,10% и 24,69% соответственно, а расхождение опытных величин с результатами расчета по СП 27.13330.2017 [112] составляет 2,25% и 10,88% соответственно, а для величин температурной усадки – 12,22% и 11,51% соответственно.

Таким образом, применение методики [61] позволяет с достаточной точностью оценивать температурные деформации бетона исследуемого состава в условиях нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$.

Ползучесть бетона в условиях повышенных температур. Опытные значения деформаций ползучести высокопрочного бетона в условиях нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ и длительного нагружения [11], [13] уровня $\eta_l = \sigma/R_b = 0,3$ приведены в таблице 3.1.

Для бетонных образцов с уровнем длительного обжатия $\eta_l = 0,3$ и размерами $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$ средние значения предельных величин линейных относительных деформаций ползучести бетона при температурах испытания $+20^{\circ}\text{C}$, $+60^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ составили соответственно $59 \cdot 10^{-5}$, $107,29 \cdot 10^{-5}$ и $139,35 \cdot 10^{-5}$ (рисунок 3.3 а).

Обратимые составляющие относительных деформаций ползучести для эталонных образцов при тех же температурах испытания составили соответственно $0,80 \cdot 10^{-5}$, $2,75 \cdot 10^{-5}$ и $3,80 \cdot 10^{-5}$ (рисунок 3.3 а).

Изменение предельных величин удельных деформаций ползучести в зависимости от температуры нагрева при уровне длительного нагружения $\eta_l = 0,3$ аналогично изменению линейных деформаций ползучести (таблица 3.1). Так для образцов-призм при температурах нагрева до $+20^{\circ}\text{C}$, $+60^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ средние предельные значения исследуемой величины составили соответственно $2,80 \cdot 10^{-5}$, $5,10 \cdot 10^{-5}$, и $6,63 \cdot 10^{-5}$ (рисунок 3.3 б).

Сопоставление опытных данных при длительном нагружении и воздействии повышенных температур с результатами расчетов по методике В.И. Корсуна-Г.А. Швеца свидетельствует об их близком соответствии [15, 59]. Для абсолютных величин линейных и относительных деформаций ползучести расхождение опытных и расчетных величин составляет не более 11,8%.

Данные опытов свидетельствуют о сравнительно более высоких темпах роста деформаций ползучести бетона в условиях повышенных температур в начальный период после приложения нагрузки, а нелинейность связи между напряжениями и деформациями проявляется более явно, чем в условиях нормальной температуры [8], [11], при этом период их стабилизации сокращается с ростом температуры нагревания.

Таблица 3.1 – Характеристики температурных деформаций и ползучести бетона при осевом сжатии и нагреве до +90°C

№ п.п. серии	M ₀ , М ⁻¹	η _l	T, сут.	t, °C	Деформационные характеристики бетона					
					Температурные деформации			Деформации ползучести		
					$\overline{\varepsilon}_{bt} \cdot 10^{-5}$	$\overline{\varepsilon}_{cs} \cdot 10^{-5}$	$\alpha_{bt} \cdot 10^{-6}$, (град ⁻¹)	$\overline{\varepsilon}_{cr} \cdot 10^{-5}$	$\overline{C} \cdot 10^{-5}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4	45	0	112	20	-	49	-	-	-	-
			39	60	46,92	-	12,68	-	-	-
			113	60	14,11	32,81	7,78	-	-	-
			39	90	78,55	-	11,90	-	-	-
			114	90	34,25	44,30	8,36	-	-	-
		0,3*	112	20	-	-	-	-	59	2,80
			113	60	46,92	-	-	-	107,29	5,10
			114	90	78,55	-	-	-	139,35	6,63

* – при повторном нагружении сжатием образцов-призм после длительного обжатия уровнем $\eta_l = \sigma_l / R_b = 0,3$

Таблица 3.2 – Опытные и расчетные значения температурных деформаций для высокопрочных бетонов

$t^{\circ}, ^{\circ}\text{C}$	Режимы нагрева	Обозначение и размерность параметра						
		$\varepsilon_{bt}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-5}$	$\alpha_{bt}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-6}, ^{\circ}\text{C}^{-1}$	$\varepsilon_{cs}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-5}$	$\alpha_{cs}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-6}, ^{\circ}\text{C}^{-1}$	$\varepsilon_{bt}^{ocm}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-5}$	$\alpha_{tt}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-6}, ^{\circ}\text{C}^{-1}$	$\Delta\alpha_{tt}(t^{\circ}, T) \cdot 10^{-6}, ^{\circ}\text{C}^{-1}$
Усредненные значения из опытов								
60	кратковр.	46,92	12,68	-	-	-	7,78	4,9
	длительн.	14,11	7,78	32,81	7,46	34,25		0
90	кратковр.	78,55	11,90	-	-	-	8,36	3,54
	длительн.	34,25	8,36	44,30	6,33	58,55		0
По формулам [61] для бетонов класса В90								
60	кратковр.	52,56	13,14	2,76	0,69	-	9,98	3,85
	длительн.	14,75	3,69	25,23	6,31	-		0,01
90	кратковр.	85,43	12,20	6,13	0,87	-	9,95	3,13
	длительн.	36,29	5,18	33,36	4,76	-		0
150	кратковр.	137,82	10,60	14,26	1,09	-	9,83	1,86
	длительн.	82,38	6,34	45,42	3,49	-		0
По рекомендациям СП 27.13330.2017 [112] для тяжелых бетонов классов В25 – В60								
60	кратковр.	48	12	0	0	-	-	-
	длительн.	16,50	4,20	28,90	7,30	-	-	-
90	кратковр.	71	10,2	0	0	-	-	-
	длительн.	30,90	4,50	39,30	5,70	-	-	-
150	кратковр.	127,30	9,90	4,70	0,37	-	-	-
	длительн.	74,30	5,80	52,40	4,40	-	-	-

3.2 Прочность бетона при осевом сжатии

Кубиковая прочность бетона R определялась по результатам прессовых испытаний стандартных кубов с размерами ребер 100 мм по ГОСТ 24452-80 [43] в возрасте 7, 28, 53, 114 и 142 суток для 1-й серии бетонирования (таблица 3.3). Результаты испытаний в возрасте 7, 28, 53, 114 и 142 суток показали значения прочности, равные соответственно 69,5, 87,2, 94,1, 96 и 97,3 МПа [11], [13]. Прирост прочности в возрасте 53 суток по сравнению с прочностью в 28-суточном возрасте составил, в среднем, 8,05%, в возрасте 114 суток – 10,34%, а в возрасте 142 суток – 11,8% [11], [13] (рисунок 3.5). Для первых 7 суток твердения характерен высокий темп набора прочности бетоном, достигавший, в среднем, 79,9% от значений в 28-суточном возрасте, что достаточно хорошо согласовывается с результатами исследований других авторов [6, 16, 32, 39, 40, 56, 62], [64], [66].

Призменная прочность бетона R_b , определенная по результатам испытаний образцов-призм размерами 100×100×400мм в возрасте 28 суток, составила 61,4, 61,6, 66,8 и 69,6 МПа [8, 11, 13] (таблица 3.3, рисунки 3.4, 3.5 а) соответственно для образцов 1, 2, 3 и 4-й серии. Средняя величина – 64,9 МПа. Величина коэффициента призменной прочности $K_m = R_b/R$ для образцов с размером ребра 100 мм находится в пределах 0,70÷0,85, и с увеличением возраста бетона существенно не изменяется. Опытные значения K_m для исследуемого бетона близко соответствуют экспериментальным данным других авторов для высокопрочных бетонов, модифицированных органоминеральными добавками [6, 7, 32, 39, 40, 50, 56].

Выполнен анализ вариантов аналитического описания изменений прочности и начального модуля упругости бетона в зависимости от его возраста по методикам ряда авторов (таблица 3.4) [31, 32, 50, 59, 60, 91, 109]. По результатам сопоставления с экспериментальными данными установлено, что логарифмические выражения (3.1) и (3.2) недостаточно точно описывают закономерности изменения прочности для высокопрочного модифицированного

бетона [40], а рассмотренные в таблице 3.4 выражения по формулам (3.3) ÷ (3.7) дают достаточно близкое соответствие опытным результатам со средним отклонением в пределах 7–9%.

К основным климатическим факторам, влияющим на напряженно-деформированное состояние и долговечность железобетонных конструкций, относятся интенсивная солнечная радиация и изменения температуры и влажности бетона по объему конструкций [46], [64], [124]. Особенности формирования структуры бетона, твердеющего в условиях тропического климата, зависят, в основном, от влияния двух противоположно действующих факторов: ускоренной гидратации вяжущего и интенсивным неоднородным по объему конструкции испарением влаги из бетона, вызванными действием повышенной температуры воздуха [64], [65], [124].

Цементному камню характерен быстрый набор прочности на ранних этапах твердения. Одновременно с этим происходит процесс возникновения и развития микротрещин от пластической и неоднородной усадки бетона в начальный период его твердения, которые, в свою очередь, снижают прочность бетона [46], [64], [124]. Нарушения структуры бетона обусловлены также значительными разнонаправленными деформациями бетона вследствие периодических изменений температуры и влажности, что сдерживает дальнейшее повышение его прочности.

Для условий нормальной температуры разработано достаточно предложений [59], [69], [119] по описанию диаграмм деформирования бетона при сжатии и растяжении, в которых в качестве основных исходных параметров диаграмм используются соответствующие значения прочности бетона при осевом сжатии R_b и растяжении R_{bt} , начального модуля упругости E_b , предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии ε_u и растяжении ε_{ut} .

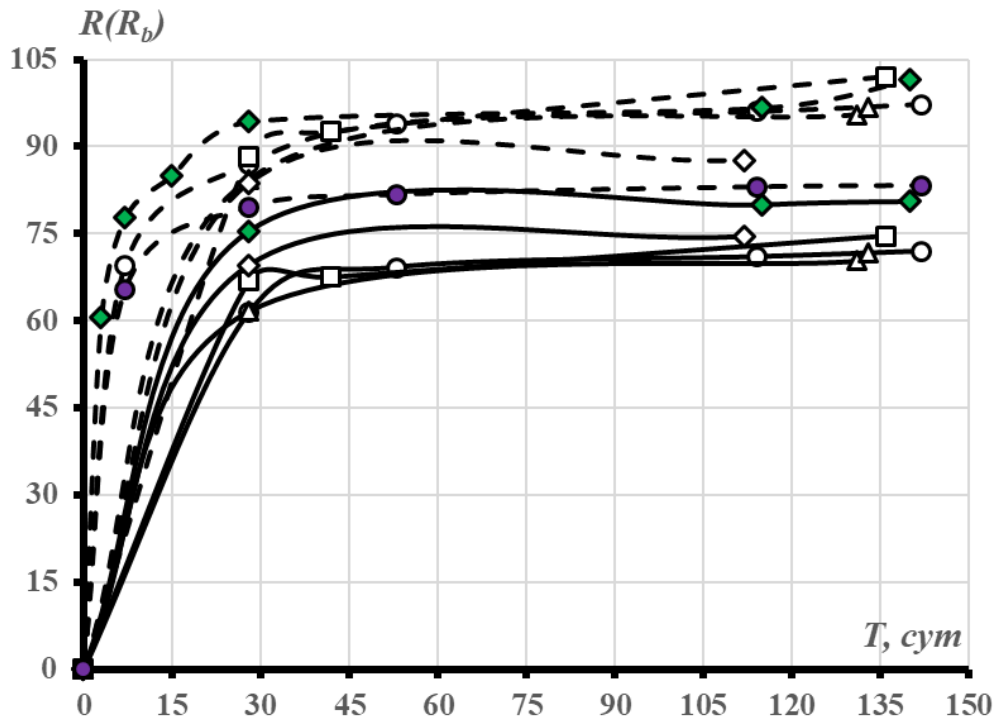


Рисунок 3.4 – Скорость прироста прочности образцов-кубов R и призм R_b высокопрочного бетона

Опытные данные для образцов-кубов/призм с размерами грани 100 мм:

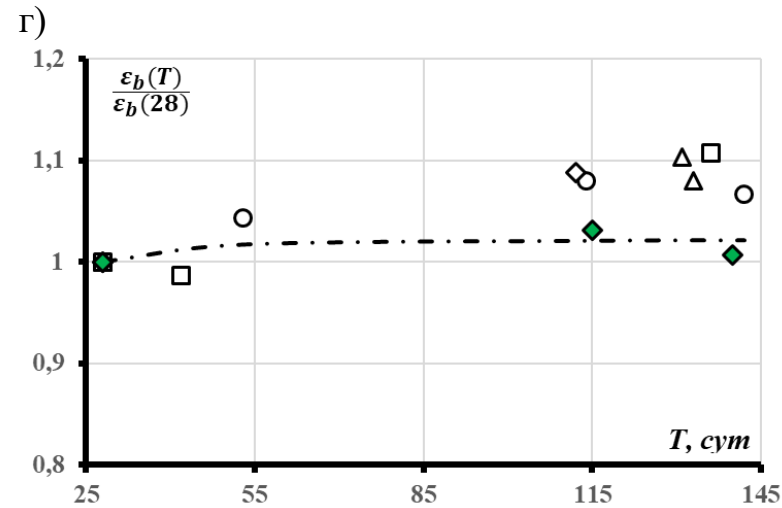
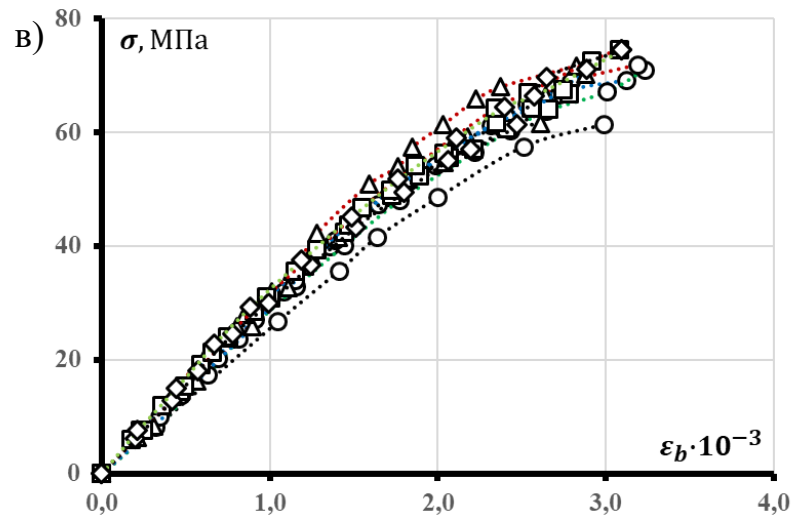
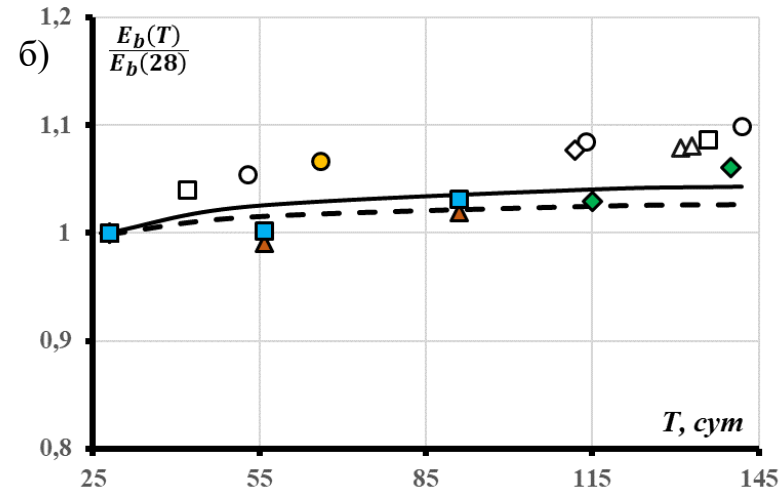
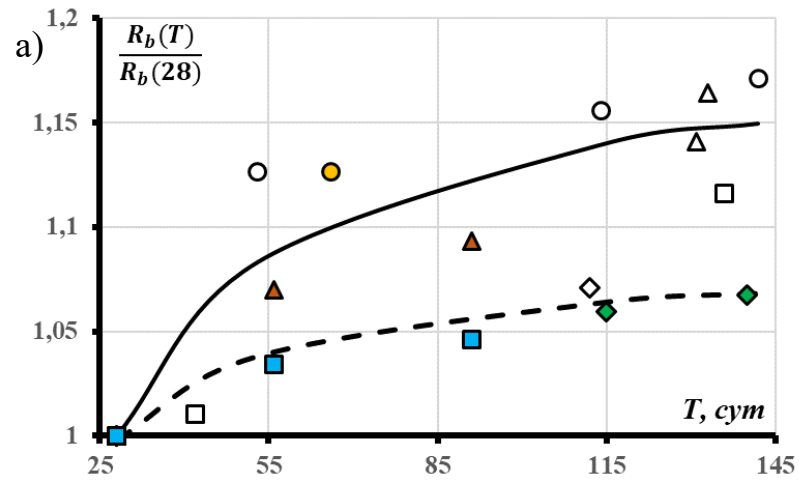
○, △, □, ◇ – R и R_b автора серий № 1, 2, 3 и 4 соответственно;

◆ – R и R_b А.С. Волкова [62];

● – расчёт по методике О.Я. Берга [31];

--- – опытные данные для кубов;

— – опытные данные для призм



- Опытные данные:
 ○, △, □, ◇ – автора для серий № 1, 2, 3 и 4 соответственно
 ● – Д.С. Ромкина [103]
 ◆ – А.С. Волкова [34]
 ▲, ■ – М.Ф. Mohd Zain and S.S. Radin [16]
- – расчёт по методике Е.Н. Щербакова [31]
 - - - – расчёт по методике А.В. Мишиной [91]
 - · - · – расчёт по методике Н.И. Карпенко и Д.С. Ромкина [52]

Рисунок 3.5 – Влияние возраста при нормальной температуре +20°C высокопрочного бетона на относительную прочность (а), начальный модуль упругости (б), диаграмму деформирования (в) и предельную сжимаемость (г)

Таблица 3.3 – Прочностные и деформационные характеристики свойств высокопрочного бетона при кратковременном осевом сжатии в условиях нормальной температуры [8], [39]

№ п.п. серии	$M_0, \text{М}^{-1}$	η_t	$T, \text{сут.}$	Характеристики механических свойств при осевом сжатии				
				$R, \text{МПа}$	$R_b, \text{МПа}$	$K_m = R_b/R$	$E_b \cdot 10^3, \text{МПа}$	$\bar{\varepsilon}_b \cdot 10^{-3}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	45	0	7	69,5	-	-	-	-
			28	87 / 100	61,4 / 100	0,71 / 100	38,5 / 100	3,0 / 100
			53	94 / 108	69,2 / 112,7	0,74 / 104,2	40,6 / 105,5	3,1 / 103,3
			114	96 / 110,3	70,9 / 115,5	0,74 / 104,2	41,7 / 108,3	3,2 / 106,7
			142	97,3 / 111,8	71,9 / 117,1	0,74 / 104,2	42,3 / 109,9	3,2 / 106,7
2	45	0	28	84,4 / 100	61,6 / 100	0,73 / 100	34,9 / 100	2,6 / 100
			131	95,5 / 113,2	70,3 / 114,1	0,74 / 101,4	37,7 / 108	2,9 / 111,5
			133	96,8 / 114,7	71,7 / 116,4	0,74 / 101,4	37,7 / 108	2,8 / 107,7
3	45	0	28	88,3 / 100	66,8 / 100	0,76 / 100	32,1 / 100	2,8 / 100
			42	92,5 / 104,8	67,5 / 101	0,73 / 96,1	33,3 / 103,7	2,7 / 96,4
			136	102 / 115,5	74,6 / 111,7	0,73 / 96,1	34,8 / 108,4	3,1 / 110,7
4	45	0	28	83,8 / 100	69,6 / 100	0,83 / 100	31,5 / 100	2,8 / 100
			112	87,7 / 104,7	74,5 / 107	0,85 / 102,4	33,9 / 107,6	3,1 / 110,7
		0,3*	112	-	76,2 / 109,5	-	35,7 / 113,3	2,8 / 100

Примечания:

1) под чертой – в % от значений в эталонных условиях при $t^0 = +20^\circ\text{C}$ и $T = 28$ сут

2) * – при повторном нагружении сжатием образцов-призм после длительного обжатия уровнем $\eta_t = \sigma_t/R_b = 0,3$

Таблица 3.4 – Способы описания зависимости характеристик прочности и начального модуля упругости высокопрочного бетона от его возраста

Автор	Выражение
Скрамтаев Б.Г. [110]	$R_T = R \cdot \frac{\lg T}{\lg 28} = 0,7 \cdot R \cdot \lg T; \quad (3.1)$ <p>где R_T – временное сопротивление сжатию бетонного куба в возрасте T, дн.; R – то же, в возрасте 28 дн.</p>
Берг О.Я. [31]	$\frac{R_T}{R} = 1 - \frac{1000 - \tau}{5 \cdot (100 + R)} \cdot \frac{\lg 28}{\tau}; \quad (3.2)$ <p>где R_T – кубиковая прочность бетона в возрасте $3 \leq \tau \leq 180$ суток; R – кубиковая прочность бетона в 28-суточном возрасте.</p>
Pr. Ros	$R = R_{28} \cdot \frac{a^{2/3}}{b + T^{2/3}}; \quad (3.3)$ <p>где T – возраст бетона в днях; a и b – постоянные, зависящие от качеств бетона и условий его твердения.</p>
Щербаков Е.Н. [31]	$R_b(T) = R_b(28) \cdot \left[1 + \frac{28}{55 + B} \cdot \left(\frac{T - 28}{T + 5} \right) \right]; \quad (3.4)$ $E_b(T) = E_b(28) \cdot \left[1 + \frac{28}{55 + B} \cdot \left(\frac{T - 28}{T + 5} \right) \right]^{0.3}; \quad (3.5)$ <p>где $R_b(T)$ и $E_b(T)$ – величины прочности и начального модуля упругости бетона при сжатии в возрасте T, МПа; $R_b(28)$ и $E_b(28)$ – прочность и начальный модуль упругости бетона на сжатие в возрасте 28 суток, МПа; B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа; T – возраст бетона к моменту испытания, сутки.</p>
Мишина А.В. [91]	$R_b(T) = R_b(28) \cdot \frac{T}{2,3 + 0,92 \cdot T}; \quad (3.6)$ $E_b(T) = E_b(28) \cdot \left(\frac{T}{2,3 + 0,92 \cdot T} \right)^{0.4}; \quad (3.7)$ <p>где $R_b(T)$ и $E_b(T)$ – прочность и начальный модуль упругости бетона при сжатии в возрасте T, МПа; $R_b(28)$ и $E_b(28)$ – призмная прочность и начальный модуль упругости бетона при сжатии в возрасте 28 суток, МПа; B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа; T – возраст бетона к моменту испытания, сутки.</p>

Для условий воздействий повышенных температур в СП 27.13330.2017 [112] нормируются только лишь значения коэффициентов условий работы бетона γ_{bt} ,

γ_{tt} и β_b , учитывающих снижение соответствующих характеристик только для двух расчетных случаев действия температуры – для кратковременного и длительного нагрева. Предельные относительные деформации укорочения бетона при осевом сжатии в нормах [112] не регламентируются вследствие малой изученности данной характеристики.

Достаточно полно изучено влияние повышенных температур, выше $+90^\circ\text{C}$, на физико-механические свойства обычного тяжелого стареющего бетона средних классов по прочности В20÷В60. Влияние температур в диапазоне $+20^\circ\text{C} \div +90^\circ\text{C}$ с начальной влажностью на характеристики свойств обычного и высокопрочного бетонов изучено в недостаточной мере и требует дополнительных исследований.

Нормируемые значения начального модуля упругости бетона и его расчетные сопротивления сжатию и растяжению применительно к условиям температурно-влажностных воздействий корректируют умножением на коэффициенты условий работы, принимаемые согласно [59], [112] равными:

$$E_{bt} = E_b \cdot \beta_b \quad (3.8)$$

$$R_{b,tem} = R_b \cdot \gamma_{bt} \quad (3.9)$$

$$R_{bt,t} = R_{bt} \cdot \gamma_{tt} \quad (3.10)$$

Упруго-пластические свойства. В условиях повышенных температур структурные характеристики бетона R_{cr}^0 и R_{cr}^y , которые зависят от уровня его обжатия, снижаются на 10÷20% [55].

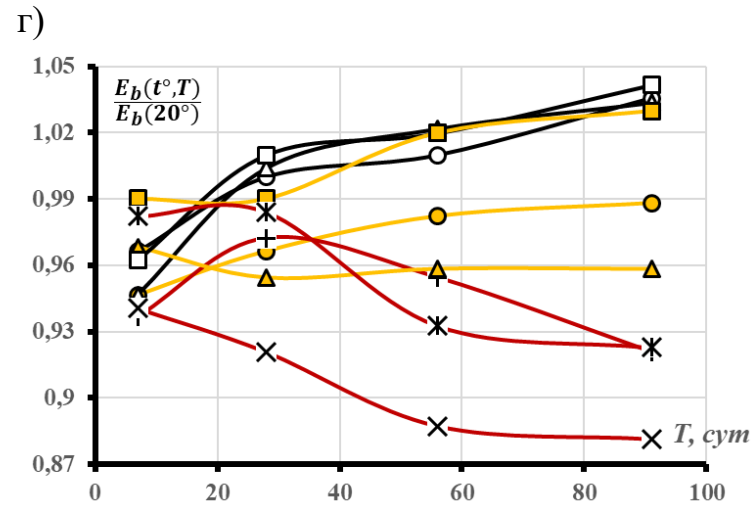
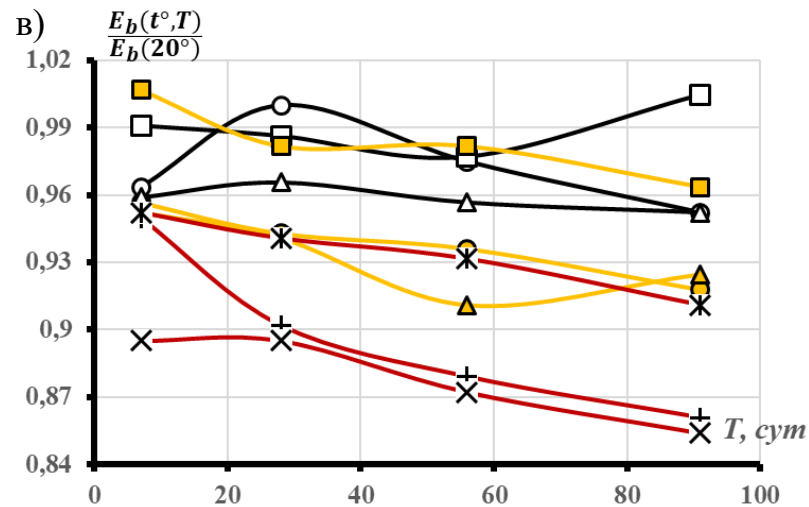
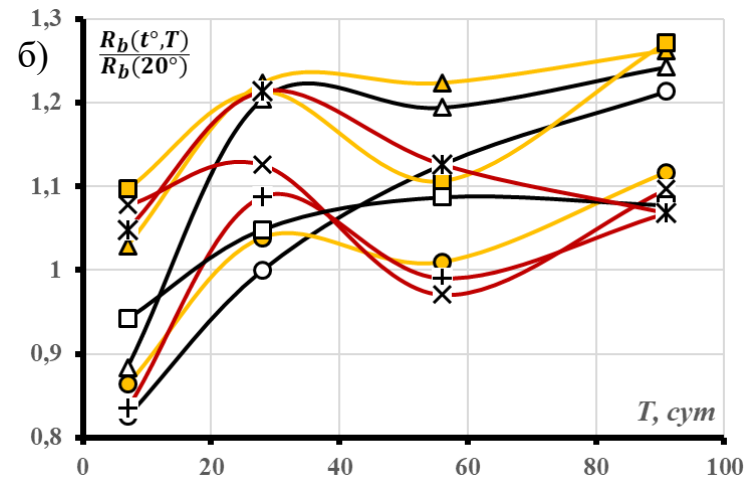
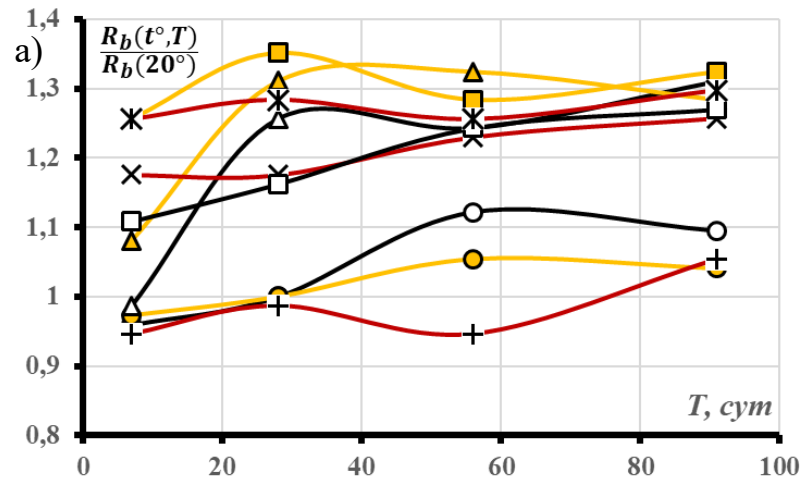
Результаты испытаний образцов из высокопрочного бетона на кратковременное осевое сжатие в условиях воздействия повышенных температур до $+90^\circ\text{C}$ представлены в таблице 3.6.

При первом кратковременном нагреве снижение призмной прочности модифицированного высокопрочного бетона при осевом сжатии составило около 9%, 10%, 11% соответственно при температурах $+50^\circ\text{C}$, $+70^\circ\text{C}$, $+90^\circ\text{C}$ по сравнению со значением прочности при нормальной температуре (рисунок 3.8 а) [11], [13].

После длительного нагрева при температурах $+60^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ снижение прочности бетона составило соответственно 3% и 5% от прочности эталонных образцов, не подвергавшихся нагреву [11], [13] (рисунок 3.8 а).

Согласно полученным результатам первый кратковременный нагрев не вызывает у высокопрочного модифицированного бетона существенного снижения прочности в сравнении с обычными тяжелыми бетонами средней прочности [8], [11], [13], [59], [69]. Это может быть объяснено более высокой прочностью цементного камня и, как следствие, более однородной структурой таких бетонов, что способствует снижению влияния деструктивных факторов в контактной зоне «цементный камень – заполнитель» [59], [69].

Прочность высокопрочного бетона при повторном нагружении после длительного обжатия уровнем $\eta_l = \sigma_l / R_b = 0,3$ и длительного нагрева при $+60^{\circ}\text{C}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ составила для образцов с размерами $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$ соответственно 96% и 94% от прочности предварительно нагруженного бетона в условиях нормальной температуры [11], [13] (рисунки 3.8 а, 3.9).



Условные обозначения:
 ○, △, □ – Соответственно
 обычный портландцемент,
 микрокремнезём, зола уноса
 при $t^\circ = 20^\circ\text{C}$
 ●, ▲, ■ – Соответственно
 обычный портландцемент,
 микрокремнезём, зола уноса
 при $t^\circ = 35^\circ\text{C}$
 +, ×, * – Соответственно
 обычный портландцемент,
 микрокремнезём, зола уноса
 при $t^\circ = 50^\circ\text{C}$

Рисунок 3.6 – Влияние температуры и продолжительности ее действия на прочность (а) и (б) и модуль упругости (в) и (г) бетона, выдержанного на открытом воздухе (а) и (в) и во влажных условиях (б) и (г) [11], [64], [65]

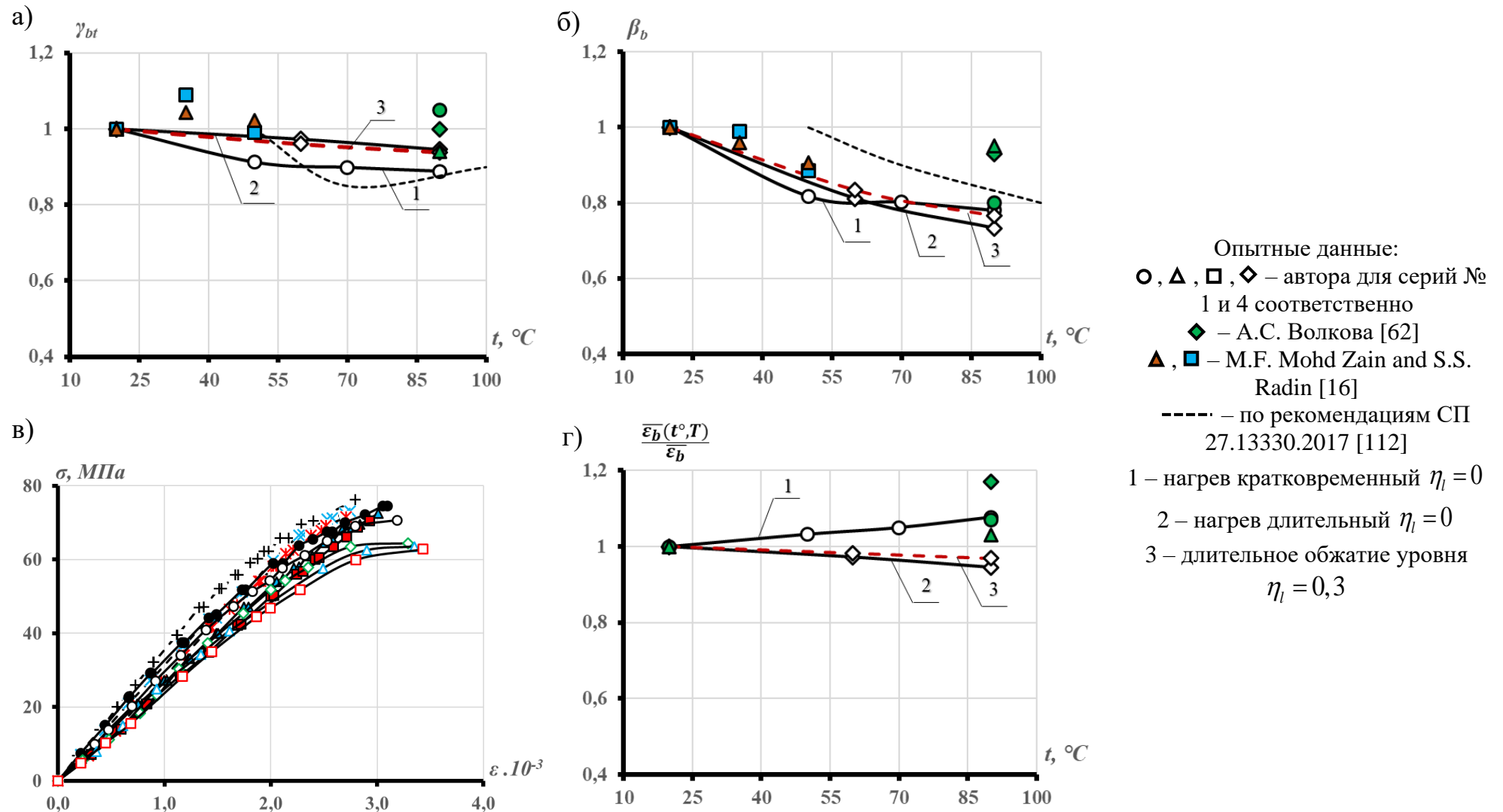
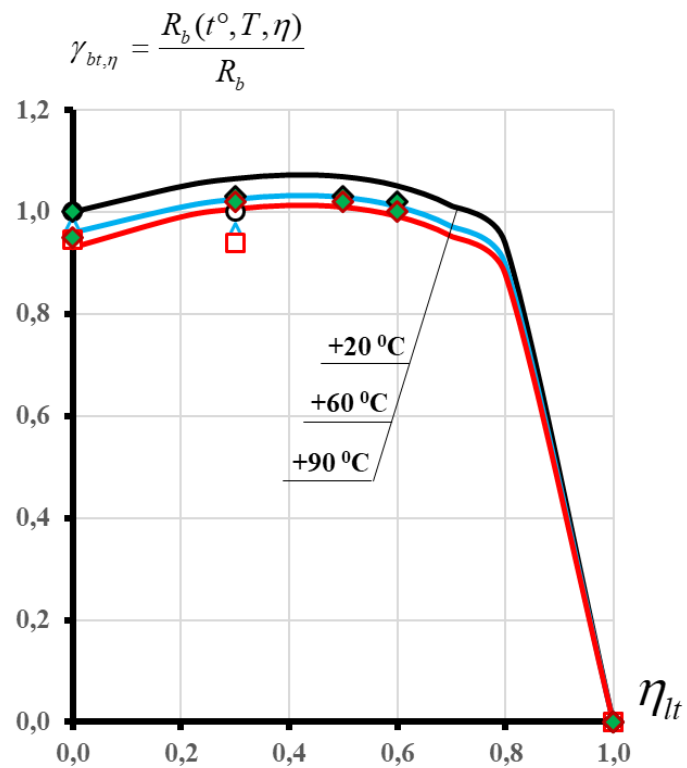
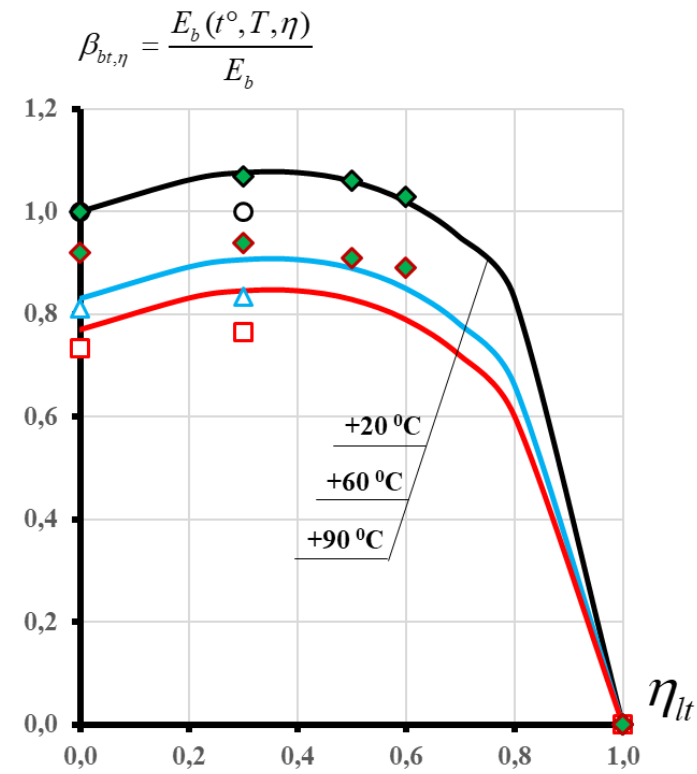


Рисунок 3.7 – Влияние кратковременного и длительного нагрева, длительного предварительного обжатия уровня $\eta_l = 0,3$ на прочность (а), начальный модуль упругости (б), диаграмму деформирования (в) и предельную сжимаемость (г) высокопрочного модифицированного бетона при осевом сжатии [11], [13]

а)



б)



Опытные данные:
 ○, △, □ – автора для серий № 4
 ◆, ◆ – А.С. Волкова [38, 62]
 — – Расчёт по методике
 В.И. Корсуна [59]

Рисунок 3.8 – Влияние температуры, длительности нагрева и уровня длительного обжатия на прочность (а) и модуль упругости (б) высокопрочного модифицированного бетона при повторном нагружении осевым сжатием [59]

Таблица 3.5 – Прочностные и деформационные характеристики бетона при осевом сжатии в условиях нагревания до +90°C

№ п.п. серии	M ₀ , м ⁻¹	η _l	T, сут.	t, °C	Характеристики механических свойств при осевом сжатии				
					R, МПа	R _b , МПа	K _{nm} = R _b /R	E _b · 10 ³ , МПа	ε̄ _b · 10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	45	0	143	20	97,5	70,6 / 100	0,72 / 100	29,0 / 100	3,2 / 100
			150	50	-	64,4 / 91,2	-	23,7 / 81,7	3,3 / 103,1
			141	70	-	63,5 / 89,9	-	23,3 / 80,3	3,4 / 106,3
			144	90	-	62,7 / 88,8	-	22,7 / 78,3	3,4 / 106,3
4	45	0	112	20	87,7	74,5 / 100	0,85 / 100	33,9 / 100	3,1 / 100
			113	60	-	72,5 / 97,3	-	27,6 / 81,4	3,0 / 96,8
			114	90	-	70,5 / 94,6	-	24,9 / 73,5	2,9 / 93,5
		0,3*	112	20	-	76,2 / 102,3	-	35,7 / 105,3	2,8 / 90,3
			113	60	-	73,2 / 98,3	-	29,8 / 87,9	2,8 / 90,3
			114	90	-	71,5 / 95,9	-	27,3 / 80,5	2,7 / 87,1

Примечания:

1) под чертой – в % от значений в эталонных условиях при t⁰ = +20°C и η = 0

2) * – при повторном нагружении сжатием образцов-призм после длительного обжатия уровнем η_l = σ_l/R_b = 0,3

3.3 Начальный модуль упругости

Средние значения начального модуля упругости высокопрочного модифицированного бетона при осевом сжатии в условиях нормальной температуры для эталонных образцов-призм составили $31,54 \div 42,27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (таблица 3.3, рисунок 3.6 б).

Результаты исследования влияния кратковременного и длительного нагрева на начальный модуль упругости [11], [13] E_b высокопрочного модифицированного бетона при осевом сжатии представлены на рисунке 3.8 б.

При кратковременном нагреве до $+50^\circ\text{C}$, $+70^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ для образцов размерами $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$ значения начального модуля упругости ВПМБ при осевом сжатии снижаются по отношению к ненагретому бетону соответственно на 18%, 20% и 22% (таблица 3.6, рисунок 3.8 б). Длительный нагрев для образцов эталонных размеров при температурах $+60^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ привел к снижению начального модуля упругости соответственно на 19% и 27% [11], [13] (таблица 3.6, рисунок 3.8 б).

При кратковременном нагружении осевым сжатием после предварительного длительного осевого сжатия уровня $\eta_l = \sigma_l / R_b = 0,3$ в условиях нагрева при температурах $+60^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ наблюдается снижение начального модуля упругости соответственно на 12% и 19% по сравнению с идентичными образцами в условиях нормальной температуры без длительного предварительного обжатия [11], [13].

Величины начального модуля упругости у бетонов всех серий в условиях нормальной температуры имеют тенденцию к увеличению с увеличением возраста бетона и при условии хранения во влажной среде [13] (рисунок 3.7 в, г).

В условиях воздействия повышенных температур величина начального модуля упругости у всех бетонов, как правило, снижается с увеличением температуры нагрева, показывая несущественную зависимость от

продолжительности нагрева. Это хорошо соответствует данным [6, 14, 20, 32, 39, 53, 55, 59, 69].

Данные на рисунке 3.10а иллюстрируют изменения начального модуля упругости ВПМБ в зависимости от температуры нагрева в возрасте 28 сут. Значения модуля упругости бетона снижаются с повышением температуры нагрева [59]. Так, с повышением температуры с 20°C до 50°C снижение модуля упругости составило 23% [8], [11], [13].

Для стран с влажным жарким климатом, например для климатических условий Юго-Восточной Азии, характерно снижение модуля упругости бетона с увеличением степени насыщенности влагой. Результаты, представленные на рисунке 3.10 б, свидетельствуют, что модуль упругости уменьшился почти на 20% соответственно изменению уровня влаги [64], [120], [124].

Увлажнение может оказывать большее влияние на модуль упругости бетона, чем температура в умеренном климате. Поскольку бетон имеет высокую тепловую массу, для нагрева и охлаждения требуется гораздо больше времени по сравнению с температурой воздуха. Влажность в среднем, изменяет модуль упругости на величину около 20% между состояниями водонасыщения и высушивания. Под типичными условиями окружающей среды влага играет более значительную роль, чем температура. Если бетон будет использоваться в жарком влажном климате, адекватные процедуры проектирования следует соблюдать с учетом изменений влажности и температуры. Для районов с жарким климатом температура нагрева бетона имеет большее значение, чем температура воздуха.

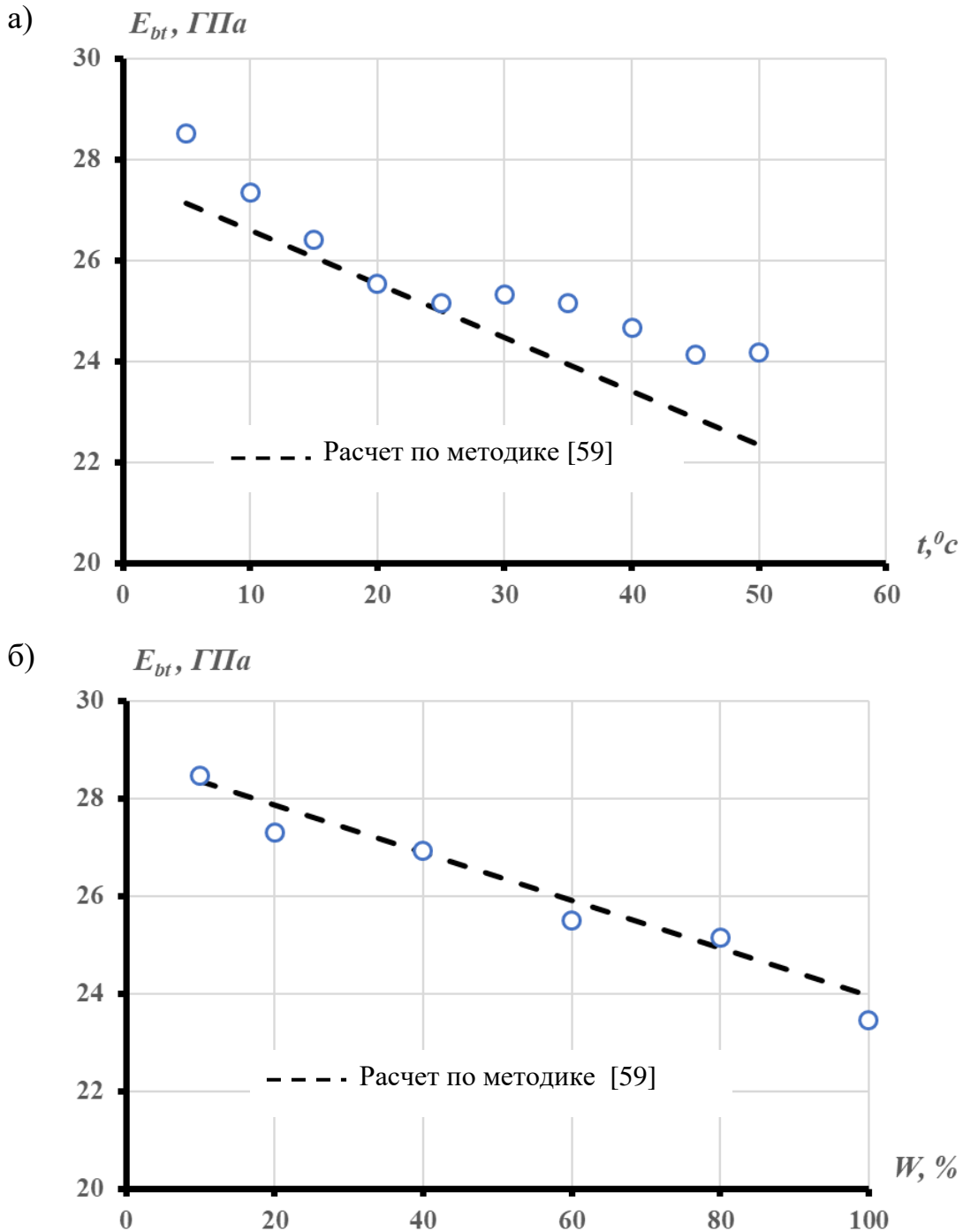


Рисунок 3.9 – Влияние температуры (а) и влажности (б) на модуль упругости бетона в возрасте 28 сут

3.4 Диаграммы деформирования бетона

Закономерности связи между напряжениями и деформациями для высокопрочного модифицированного бетона представлены на рисунке 3.7в.

Реализованный в испытаниях уровень длительного нагружения опытных образцов сжатием $\eta=0.3$, обусловил практически упругое деформирование модифицированного высокопрочного бетона [11], [13].

В среднем, предельные деформации укорочения при осевом сжатии для образцов ВПМБ с модулем открытой поверхности $M_o=45 \text{ м}^{-1}$ составили $\overline{\varepsilon}_b = (2,6 \div 3,2) \cdot 10^{-3}$ (рисунок 3.6 г, таблица 3.3).

Закономерности деформирования высокопрочного бетона при осевом сжатии с достаточной точностью описываются с помощью зависимости Сарджина [126] при задании соответствующих значений прочности R_b , начального модуля упругости E_b и предельных относительных деформаций бетона $\overline{\varepsilon}_b$ при сжатии:

$$\sigma = \varepsilon_b \cdot E_b \cdot \left[\frac{1 - \eta/k}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right]; \quad (3.11)$$

$$\text{где } \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b}; \quad k = \frac{1}{\nu} = \frac{E_b \cdot \overline{\varepsilon}_b}{R_b} \approx 1,4; \quad (3.12)$$

Влияние кратковременного и длительного нагрева на диаграммы деформирования высокопрочного модифицированного бетона при осевом сжатии представлены на рисунках 3.8 в, г [11], [13].

Кратковременный нагрев эталонных образцов без предварительного обжатия при температурах $+50^\circ\text{C}$, $+70^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ привел к увеличению предельных относительных деформаций высокопрочного модифицированного бетона при сжатии соответственно на 3,20%, 4,95% и 7,65% в сравнении со значениями при нормальной температуре (рисунок 3.8 в, г) [8], [11], [13].

Длительный нагрев при температурах $+60^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ нагревания привел к снижению предельной сжимаемости на 3% и 5% соответственно, по сравнению со значениями при нормальной температуре [8], [11], [13] (рисунок 3.8 в).

Длительное осевое сжатие уровня $\eta_l = \sigma/R_b = 0,3$ и нагрев при температурах $+60^\circ\text{C}$ и $+90^\circ\text{C}$ привели к снижению предельной сжимаемости бетона при последующем повторном нагружении сжатием в сравнении с длительным нагревом

предварительно необжато бетона на 8,8% и 7,5% соответственно [11], [13] (рисунок 3.8в).

Выявленные изменения прочностных и деформационных характеристик свойств бетонов, подверженных воздействию повышенных температур, подтверждают ранее выявленные закономерности [38-40, 53, 56, 59-64, 66, 69, 87-89], обусловленные проявлением деструктивных и конструктивных факторов в структуре бетона. Наиболее значимыми разрушающими факторами являются структурные напряжения в зоне контакта "матрица-заполнитель", которые в большинстве случаев проявляются при первом кратковременном нагреве крупнозернистых бетонов [59, 69, 84, 97].

3.5 Выводы по главе 3

1. Получены экспериментальные значения характеристик прочностных и деформационных свойств ВПМБ классов по прочности В80÷В90 при осевом сжатии [8], [11], [13] в условиях нормальной температуры с показателями прочности на осевое сжатие $R_b \approx 61,39 \div 69,58 \text{ МПа}$, начальным модулем упругости при сжатии $E_b = 31,54 \div 42,27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$, предельной сжимаемости $\bar{\varepsilon}_b = 2,61 \div 3,23 \cdot 10^{-3}$.

2. Получены экспериментальные данные о влиянии повышенных температур до $+90^\circ\text{C}$ на температурные деформации расширения и усадки, на деформации ползучести и характеристики прочностных и деформационных свойств бетона при кратковременном нагружении осевым сжатием, в том числе при повторном нагружении [8], [11], [13] после длительного предварительного обжата.

3. Характеристики механических свойств высокопрочного бетона существенно зависят от возраста бетона к началу нагрева, что является значимым фактором, который необходимо учитывать для более точной оценки несущей способности железобетонных конструкций [8], [11].

4. Для аналитического описания диаграмм деформирования высокопрочных модифицированных бетонов классов по прочности В80÷В90 применительно к

условиям нормальной и воздействия повышенных температур с достаточной степенью точности может быть применена зависимость в форме, представленной в Еврокоде [126], при задании соответствующих значений прочности, начального модуля упругости и предельных относительных деформаций бетона при сжатии.

5. Прочность на осевое сжатие образцов высокопрочного модифицированного бетона, выдерживавшихся на открытом воздухе, составляла в возрасте 7 суток около 70% от прочности бетона, выдержанного во влажной среде в течение 28 суток.

Модуль упругости бетона в условиях нормальной температуры и влажной среды имеет тенденцию к увеличению с возрастом при условии увлажнения [17, 21, 64, 65, 124], однако, при сухих условиях воздушного твердения после 28 суточного возраста проявляет тенденцию к снижению.

6. Кратковременный нагрев при температуре $+90^{\circ}\text{C}$ приводит к наибольшему снижению прочности у высокопрочного бетона, достигающему 11% от значений у бетона, не подвергавшегося нагреву. Длительный нагрев при тех же температурах обуславливает снижение прочности не более 5%. Предварительное длительное обжатие напряжениями уровня $\eta_l = 0,3$ при нагревании $+90^{\circ}\text{C}$ приводит к снижению прочности высокопрочного бетона при последующем кратковременном сжатии не более чем на 6% [11], [13], [38], [55], [62].

7. Значения начального модуля упругости бетона в условиях кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ снизились соответственно на величины до 22% и 27% по отношению к значениям у ненагретого бетона. Длительное предварительное обжатие бетона напряжениями уровня $\eta_l = 0,3$ при тех же температурах нагрева приводит к снижению начального модуля упругости на величину до 19% по сравнению с идентичными образцами в условиях нормальной температуры без длительного предварительного обжатия [11], [13].

8. Предельные относительные деформации ВПМБ при сжатии в условиях кратковременного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ увеличиваются до 7,7%, а в условиях длительного нагрева при тех же температурах снижаются на величину до 5% по

отношению к не нагреваемому бетону [11], [13]. При этом предварительное длительное осевое сжатие уровня $\eta_i = 0,3$ приводит к дополнительному снижению предельных относительных деформаций до 7,5% в сравнении со значениями в условиях длительного нагрева предварительно необжатого бетона.

9. Разработаны практические рекомендации по учету влияния повышенных до 90°C температур и уровня длительного предварительного осевого сжатия на прочность, характеристики деформационных свойств и деформации ползучести высокопрочных бетонов.

ГЛАВА 4 ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ НЕСОВПАДЕНИИ ПЛОСКОСТЕЙ НАГРУЖЕНИЯ И ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДА

4.1 Определение напряженно - деформированного состояния железобетонных элементов балочного типа при действии неравномерного нагрева и изгибающих моментов в несовпадающих плоскостях

Для оценки НДС опытных железобетонных образцов при участии автора получила проверку и дальнейшее развитие программа «BRUS» расчёта для ПЭВМ железобетонных балочных элементов, работающих на восприятие неравномерного по сечению нагрева и нагружения в несовпадающих плоскостях [59], [132], в том числе для элементов с внешними связями в плоскости нагрева.

Принятая в [59], [132] расчетная модель основывается на следующих предпосылках расчета. Рассматривается железобетонный элемент прямоугольного сечения с размерами $b \times h$ и расположением арматуры в нижней и верхней зонах сечения. Величины температуры по высоте и ширине сечения считаются заданными, при этом температура является функцией координат x_{ji}, y_{ji} . Рассматривается случай неравномерного нагрева по сечению балочных железобетонных элементов при направлении плоскости теплового потока перпендикулярно продольной оси элемента и произвольной ориентации относительно главных осей нормального сечения элемента. Полагается, что элемент может свободно удлиняться вдоль осей "X" и "Y", то есть, $\sigma_x = 0$, $\sigma_y = 0$. Механические характеристики бетона и арматуры принимаются функциями температуры. Неоднородность свойств в плоскости сечения элемента моделируется путем представления его в виде системы элементарных участков $dF = dx \times dy$ площадью (рисунок 4.1). Принимается, что в пределах элементарного участка напряжение $\sigma_{z,ji}$, температура бетона и его физико-механические свойства постоянны и равны их значениям в центре тяжести участка.

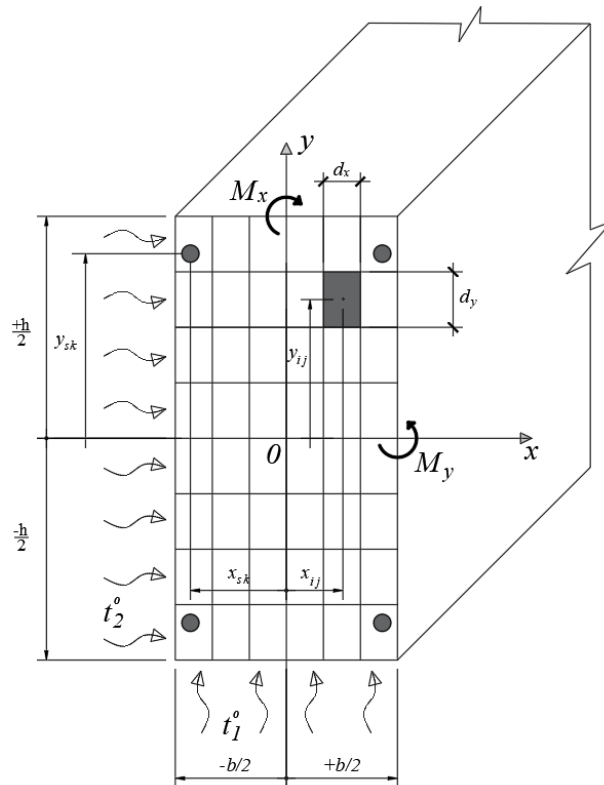


Рисунок 4.1 – Расчетная модель балочного элемента с неоднородными свойствами

Физические соотношения связи внутренних усилий и деформаций на уровне срединной оси балочного элемента конструкции, получены на основе отдельного учета физической нелинейности и длительных процессов в бетоне.

Полные деформации элементарного участка бетона $\varepsilon_{b,ji}$ в направлении оси "Z" принимаются в виде суммы деформаций, обусловленных напряжением $\sigma_{z,ji}$, температурным расширением, усадкой $\varepsilon_{cs,ji}$ и ползучестью $\varepsilon_{c,ji}$ бетона:

$$\varepsilon_{b,ji} = \frac{\sigma_{z,ji}}{E'_{b,ji}} + \alpha_{bt,ji} \cdot \Delta t_{b,ji} + \varepsilon_{cs,ji} + \varepsilon_{c,ji}; \quad (4.1)$$

где $E'_{b,ji}$ – модуль деформации участка бетона с координатами по сечению

$$x_{ji}, y_{ji}; \quad E'_{b,ji} = E_{b,ji} \cdot \beta_{b,ji}.$$

Полная деформация k -ого арматурного стержня $\varepsilon_{s,k}$ складывается из составляющих, обусловленных действием напряжения $\sigma_{s,k}$ и температурного расширения $\alpha_{st,k} \cdot \Delta t_{s,k}$:

$$\varepsilon_{s,k} = \frac{\sigma_{s,k}}{E'_{s,k}} + \alpha_{st,k} \cdot \Delta t_{s,k}; \quad (4.2)$$

Из соотношений (4.1)÷(4.2) выражения для напряжений в ji -ом участке бетона $\sigma_{z,ji}$ и k -ом арматурном стержне $\sigma_{s,k}$ записываются следующим образом:

$$\sigma_{z,ji} = E'_{b,ji} \cdot (\varepsilon_{b,ji} - \alpha_{bt,ji} \cdot \Delta t_{b,ji} - \varepsilon_{cs,ji} - \varepsilon_{c,ji}); \quad (4.3)$$

$$\sigma_{s,k} = E'_{s,k} \cdot (\varepsilon_{s,k} - \alpha_{st,k} \cdot \Delta t_{s,k}); \quad (4.4)$$

Модуль деформации арматуры, в том числе пересекаемой трещиной, определяется по формуле:

$$E'_{s,k} = E_{s,k} \cdot \frac{\beta_{s,k}}{K_{s,k}}; \quad (4.5)$$

В выражениях (4.2)÷(4.5):

$\alpha_{st,k}$ – коэффициент линейного температурного расширения арматуры для k -ого арматурного стержня [112];

$\beta_{s,k}$ – коэффициент учета влияния температуры на изменение модуля упругости k -ого арматурного стержня, принимаемый согласно СП 27.13330.2017 [112];

$E_{s,k}$ – модуль упругости k -ого стержня арматуры;

$K_{s,k}$ – коэффициент, учитывающий наличие трещин, пересекающих данный арматурный стержень, принимаемый $K_{s,k} = 1$ при отсутствии и $K_{s,k} = \psi_s$ при наличии трещин;

ψ_s – коэффициент учета неравномерности деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами [112], [114].

Основные физические соотношения модели, устанавливающие связь между усилиями M_x , M_y и N_z и деформациями расчетного элемента, получены в предположении справедливости гипотезы плоских сечений, исходя из условий

статической эквивалентности напряжений и внутренних усилий в сечении, нормальном к продольной оси элемента, и представлены в виде [59], [132]:

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ N_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A_1 & B_1 & C_1 \\ A_2 & B_2 & C_2 \\ A_3 & B_3 & C_3 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \chi_x \\ \chi_y \\ \varepsilon_{oz} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} M_{ox} \\ M_{oy} \\ N_{oz} \end{pmatrix} \quad (4.6)$$

где: ε_{oz} - продольные относительные деформации элемента на уровне срединной оси; χ_x, χ_y - кривизны относительно осей X и Y .

Жесткостные коэффициенты A_1, \dots, C_3 и элементы свободного вектора-столбца представляются выражениями типа [59], [132]:

$$A_1 = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_b \cdot d_x \cdot d_y \cdot y_i^2 + \sum_{k=1}^{n_s} y_{s,k}^2 \cdot f_{s,k} \cdot E'_{s,k}; \quad (4.7)$$

$$B_1 = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_b \cdot d_x \cdot d_y \cdot x_i \cdot y_i + \sum_{k=1}^{n_s} x_{s,k} \cdot y_{s,k} \cdot f_{s,k} \cdot E'_{s,k}; \quad (4.8)$$

$$C_1 = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_b \cdot d_x \cdot d_y \cdot y_i + \sum_{k=1}^{n_s} y_{s,k} \cdot f_{s,k} \cdot E'_{s,k}; \quad (4.9)$$

$$A_2 = B_1; \quad A_3 = C_1; \quad B_3 = C_2; \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} M_{ox} = & \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_{b,ji} \cdot y_i \cdot (\alpha_{bt,ji} \cdot \Delta t_{ji} + \varepsilon_{cs,ji} + \varepsilon_{c,ji}) \cdot d_x \cdot d_y - \\ & - \sum_{k=1}^{n_s} y_{s,a} \cdot f_{s,a} \cdot \alpha_{s,a} \cdot \Delta t_{s,a} \cdot E'_{s,k}; \end{aligned} \quad (4.11)$$

$$\begin{aligned} M_{oy} = & \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_{b,ji} \cdot x_i \cdot (\alpha_{bt,ji} \cdot \Delta t_{ji} + \varepsilon_{cs,ji} + \varepsilon_{c,ji}) \cdot d_x \cdot d_y - \\ & - \sum_{k=1}^{n_s} x_{s,a} \cdot f_{s,a} \cdot \alpha_{s,a} \cdot \Delta t_{s,a} \cdot E'_{s,k}; \end{aligned} \quad (4.12)$$

$$N_z = \int_{-h/2}^{+h/2} \int_{-b/2}^{+b/2} E_{b,ji} \cdot (\alpha_{bt,ji} \cdot \Delta t_{ji} + \varepsilon_{cs,ji} + \varepsilon_{c,ji}) \cdot d_x \cdot d_y - \quad (4.13)$$

$$-\sum_{k=1}^{n_k} f_{s,a} \cdot \alpha_{s,a} \cdot \Delta t_{s,a} \cdot E'_{s,k};$$

При определении характеристик напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов, подвергающихся воздействиям различной длительности температурных перепадов и нагрузки, учет неоднородности свойств бетона по высоте и ширине сечения элемента осуществляется путем представления этого сечения в виде системы однородных участков конечных размеров $d_x \cdot d_y$. Стержни арматуры также рассматриваются как отдельные участки сечения. Участки рассматриваются как одноосно напряженные слои. В пределах площади каждого участка сечения на каждом этапе нагружения и нагрева температура, напряжения и характеристики физико-механических свойств материала принимаются постоянными и равными их значениям в центре тяжести участка [59, 132].

В связи со ступенчатым изменением напряжений по сечению элемента при переходе от участка к участку интегральные выражения в формулах (4.7)÷(4.13) заменяются квадратурными формулами. В процессе расчета наличие трещин определяется отдельно для каждого рассматриваемого участка. До образования трещин, т.е., при выполнении условий:

$$\sigma_{z,ji} \leq R_{bt,tem,ji}; \quad \varepsilon_{z,ji} \leq \varepsilon_{zu,ji}; \quad (4.14)$$

полагается:

$$E'_{b,ji} = E_{b,ji}; \quad (4.15)$$

где $\varepsilon_{zu,ji}$ – предельные относительные деформации при растяжении для ji -го участка бетонного сечения элемента, определяемые по формуле:

$$\varepsilon_{zu,ji} = \frac{2 \cdot R_{bt,tem,ji}}{\beta_{b,ji} \cdot E_{b,ji}}; \quad (4.16)$$

где $E'_{b,ji}$ – модуль деформаций для ji -го участка бетонного сечения [59], [132];

$E_{b,ji}$ – начальный модуль упругости для бетона ji -го участка сечения.

Учет образования трещин ($\varepsilon_{z,ji} \geq \varepsilon_{zu,ji}$) для соответствующих элементарных участков бетона моделировалось заданием $E'_{b,ji} = 0$.

Соответствие решений для брусьев по изложенной методике решениям для реальных конструкций балочного типа достигается выполнением в расчете соответствующих граничных условий. Модель позволяет реализовывать следующие типы задач [59], [132]:

Задача 1 – Брус закреплен от поворота вокруг оси “OX”, загружен изгибающим моментом M_y и продольной силой N_z : $\chi_x=0$; $M_y = \text{var}$; $N_z = \text{var}$.

Искомые величинами являются $M_x, \chi_y, \varepsilon_{oz}$. В частном случае продольная сила может отсутствовать ($N_z = 0$).

Задача 2 – Брус закреплен от поворота вокруг оси “OY”, загружен изгибающим моментом M_x и продольной силой N_z : $\chi_y = 0$; $M_x = \text{var}$; $N_z = \text{var}$.

Искомые величины – $M_y, \chi_x, \varepsilon_{oz}$.

Задача 3 – Неизгибаемый элемент, закрепленный от поворота вокруг осей “OX” и “OY”, загружен продольной силой N_z : $\chi_x=0$; $\chi_y = 0$; $N_z = \text{var}$.

Искомые величины – $M_x, M_y, \varepsilon_{oz}$.

Задача 4 – Свободно деформируемый неоднородный элемент, нагруженный силами: $M_x = \text{var}$; $M_y = \text{var}$; $N_z = \text{var}$.

Искомые величины – $\chi_y, \chi_x, \varepsilon_{oz}$.

При заданных граничных условиях уравнения статического равновесия (4.6) удовлетворяются и искомые величины для каждого типа задач находятся из решения системы уравнений (4.6).

Применяется шаговый метод приращения температурной и силовой нагрузки. Решение физически нелинейной задачи осуществлялось методом упругих решений [59], [132].

При воздействии на элемент повышенной температуры время её действия задавалось отдельными интервалами переменной длительности, изменяющейся по логарифмическому закону. Принималось, что изменение температуры и напряжений на участках бетона и в арматурных стержнях происходит мгновенно в начале каждого этапа. Характеристики механических свойств бетона для каждого элементарного участка (прочность при сжатии и растяжении, начальный модуль упругости) вычислялись по формулам (1.1)÷(1.26) [59], [132]. Деформации температурного удлинения и ползучести бетона для условий нагрева определялись по формулам (1.27)÷(1.42). Деформации балок и напряжения в бетоне и арматуре от кратковременного действия температуры и нагрузки, а также образование трещин в бетоне элементарных участков определялись в соответствии с алгоритмом, описанным выше.

Коэффициент ψ_s в принятой расчетной модели [59], [132] неоднородного железобетонного элемента вычислялся для каждого арматурного стержня отдельно как для железобетонного элемента площадью поперечного сечения, равной суммарной площади участков, пересеченных трещиной, и работающего в условиях одноосного напряженного состояния, приведенного к однородному по его сечению:

$$\psi_s = 1 - b \cdot \frac{N_{b,crc,z}}{N_{z,k}} \leq 1; \quad (4.17)$$

$$N_{b,crc,z} = \sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_{b,i,x} \cdot dx_i \cdot dy_i; \quad (4.18)$$

$$N_{s,k} = \sigma_{s,k} \cdot f_{s,k}; \quad (4.19)$$

где b – коэффициент, принимаемый при кратковременном действии температуры ($T \leq 1$ сут) и нагрузки равным 0,7, при длительном действии температуры и нагрузки – 0,35 [59], [132];

- m – количество участков бетонного сечения, пересеченных трещиной и окружающих рассматриваемый арматурный стержень;
- $\bar{\sigma}_{b,i,x}$ – предельное растягивающее напряжение на i -том участке бетонного сечения в момент, непосредственно предшествующий образованию трещин, определяемое по условию (4.14);
- $\sigma_{s,k}$ – величина напряжения в k -том арматурном стержне, вычисляемая по формуле (4.4) при значении ψ_s , определенном на предыдущей итерации [59], [132].

Остывание железобетонного элемента до нормальной температуры после нагрева в расчетной модели рассматривалось как кратковременное воздействие, в течение которого деформации усадки и ползучести бетона не развивались.

Ранее пересеченный трещиной участок бетонного сечения считался надежно включившимся в работу на сжатие в случае, если напряжение в примыкающем к нему участке бетона становилось сжимающим и величиной не менее 0.5 МПа [59], [132].

Сопоставление результатов анализа напряженно – деформированного состояния железобетонных балок по изложенной методике с результатами экспериментальных исследований выполнялось по величинам изгибающих моментов M_x, M_y , по величинам напряжений в продольной арматуре, по усилиям трещинообразования, по величинам деформаций срединной оси $\chi_x, \chi_y, \varepsilon_{oz}$ (рисунок 4.2 – 4.8). Схемы развития трещин, схемы перемещения границ сжатых и растянутых частей сечения, а также последовательность включения в работу на сжатие ранее разорванных участков показаны на рисунке 4.2 – 4.8.

Полная ширина раскрытия трещин со стороны растянутой грани (менее нагретой грани) определяется по формуле [112]:

$$a_{crc} = a_{crc,t^{\circ}} + a_{crc,f} \quad (4.20)$$

где $a_{crc,t}$ – начальная ширина раскрытия трещин от действия температурного момента при неравномерном нагреве статически неопределимого элемента конструкции;

$a_{crc,f}$ – дополнительное раскрытие трещин в плоскости действия температурного перепада при нагружении элементов в плоскости, ортогональной плоскости действия температурного перепада.

Анализ данных экспериментальных исследований выполнен с использованием методики СП 27.13330.2017 [112] и опытных значений характеристик свойств бетона соответственно температурам нагрева, представленным в разделе 3 диссертации. При температуре нагрева арматуры до $+100^{\circ}\text{C}$ ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формулам (8.128) – (8.138) СП 63.13330.2018 [114] в соответствии с рекомендациями СП 27.13330.2017 [112] в зависимости от деформаций арматуры растянутой зоны. При этом рекомендуется учитывать снижение модуля упругости арматуры при нагреве.

$$a_{crc,t^{\circ}} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s; \quad (4.21)$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемое согласно (4.27) [114];

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно (4.32);

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать коэффициент $\psi_s = 1$; если при этом условие (8.118) [114] удовлетворяется, то значение ψ_s следует определять по формуле (4.33);

- φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным: 1.0 – при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 – при продолжительном действии нагрузки;
- φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным: 0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 – для гладкой арматуры;
- φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным: 1.0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 – для растянутых элементов.

При более высоких температурах нагрева арматурных стержней учитывается дополнительное раскрытие трещин, вызванное разностью деформаций бетона и арматуры от воздействия температуры [112]. В этом случае величина σ_s/E_s в формуле (4.26) заменяется выражением:

- в условиях нагрева: $\sigma_s/(E_s \cdot \beta_s) + (\alpha_{stm} - \alpha_{bt}) \cdot t_s$;
- при остывании после нагрева: $\sigma_s/(E_s \cdot \beta_s) + \alpha_{cs} \cdot t_s$.

Значения напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют по формуле (8.129) [114]:

$$\sigma_s = \frac{M \cdot (h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1}; \quad (4.22)$$

где I_{red} , y_c – момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения элемента, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно 8.2.27 [114], принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$;

Для изгибаемых элементов $y_c = x$, где x — высота сжатой зоны бетона, определяемая согласно 8.2.28 [114] при $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (4.23)$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}}; \quad (4.24)$$

Относительную деформацию удлинения бетона $\varepsilon_{b1,red}$ (предельную растяжимость) принимают равной 0,00015.

Допускается напряжение σ_s определять по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}; \quad (4.25)$$

z_s – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z_s может быть определено по формуле:

$$z_c = h_0 - \frac{x}{3}; \quad (4.26)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения в СП 63.13330.2018 [114] допускается принимать равным $z_s = 0,8 \cdot h_0$.

Значения базового расстояния между трещинами l_s определяется по формуле (8.136) [114]:

Для изгибаемых элементов значение коэффициента ψ_s допускается определять по формуле (8.137) [114], как дающей наиболее близкие значения к опытным величинам по раскрытию трещин:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M}; \quad (4.27)$$

где M_{crc} – определяется по формуле (8.121) [114].

Дополнительное раскрытие трещин при нагружении в условиях несовпадения плоскостей действия температуры и нагрузки определяется как ширина раскрытия трещин в косоизгибаемых элементах по формуле (8.128) [114].

Применением формул (4.21) – (4.27) достигается удовлетворительная сходимость расчетных и опытных величин ширины раскрытия трещин.

4.2 Температурные усилия в железобетонных элементах из высокопрочного бетона при воздействиях температурных перепадов в вертикальной и горизонтальной плоскостях

4.2.1 Температурные моменты

Температурные моменты обусловлены наличием внешних связей, препятствующих искривлению продольной оси элемента при неравномерном нагреве. Величины температурных моментов зависят от величины температурного перепада, режима температурных и силовых воздействий, неоднородных по площади сечения температурно-усадочных, упруго-пластических деформаций и деформаций ползучести бетона, а также наличия трещин.

Достаточно точное определение температурных моментов в железобетонных балочных элементах, работающих на восприятие температурного перепада по сечению при произвольной ориентации направления теплового потока

относительно главных осей сечения, возможно лишь с использованием методов расчета, ориентированных на применение современных ЭВМ.

Для практических расчетов может быть применена приближенная методика определения температурных моментов, основывающаяся на решении задачи термоупругости для стержневых элементов [116], [117], при использовании дополнительных упрощающих предпосылок и отдельных положений СП 27.13330.2017 [112].

Величины реактивных изгибающих моментов, то есть, так называемых «температурных моментов» в железобетонном балочном элементе, лишенном возможности изгиба в вертикальной и горизонтальной плоскостях при неравномерном нагреве, определяются в общем виде по следующим выражениям [101]:

$$M_t = \sqrt{M_{tx}^2 + M_{ty}^2}; \quad (4.28)$$

где M_{tx} , M_{ty} – изгибающие моменты, возникающие в элементе конструкции от перепадов температур соответственно в вертикальной “ZOY” и горизонтальной “ZOX” плоскостях [112] (рисунки 4.2 – 4.5):

$$\begin{aligned} M_{tx} &= B_x \cdot (1/r)_x; \\ M_{ty} &= B_y \cdot (1/r)_y; \end{aligned} \quad (4.29)$$

В представленных формулах (4.29):

B_x , B_y – жесткости сечения элемента балочного типа в плоскостях “ZOY” и “ZOX” соответственно [101];

$(1/r)_x$, $(1/r)_y$ – величины кривизн продольной оси элемента в плоскостях “ZOY” и “ZOX” при нестесненной температурной деформации от перепада температур [112].

Для участков железобетонного элемента, работающих в растянутой зоне без трещин, нормальных к продольной оси элемента, деформации продольной оси от нагрева – удлинения ε_z и составляющие кривизны $(1/r)_x$ и $(1/r)_y$ следует определять согласно следующим рекомендациям:

а) сечение элемента приводится к более прочному бетону в соответствии с указаниями п.6.22 СП 27.13330.2017 [112];

б) удлинение оси ε_z и кривизны $(1/r)_x$ и $(1/r)_y$ определяются по формулам [112]:

$$\varepsilon_z = \frac{\sum A_{red,i} \cdot \varepsilon_{ti} + \sum A_{s,red,i} \cdot \varepsilon_{si}}{A_{red}} \cdot \gamma_t; \quad (4.30)$$

$$(1/r)_{t,x} = \frac{\sum A_{red,i} \cdot y_{bi} \cdot \varepsilon_{ti} + \sum A_{s,red,i} \cdot y_{si} \cdot \varepsilon_{si} + \sum (1/r)_{tx,i} \cdot I_{red,x,i}}{I_{red,x}} \cdot \gamma_t; \quad (4.31)$$

$$(1/r)_{t,y} = \frac{\sum A_{red,i} \cdot x_{bi} \cdot \varepsilon_{ti} + \sum A_{s,red,i} \cdot x_{si} \cdot \varepsilon_{si} + \sum (1/r)_{ty,i} \cdot I_{red,y,i}}{I_{red,y}} \cdot \gamma_t. \quad (4.32)$$

Относительные деформации удлинения ε_{ti} оси i -той части бетонного сечения от действия температуры t_{bi} определяется на уровне центра тяжести рассматриваемого элементарного участка по формуле:

$$\varepsilon_{ti} = \alpha_{bti} \cdot t_{bi}; \quad (4.33)$$

где α_{bti} – коэффициент линейной температурной деформации бетона, принимаемый по табл. 5.6 [112] в зависимости от температуры нагрева t_{bi} .

Кривизны продольной оси элемента в вертикальной $(1/r)_{tx,i}$ и горизонтальной $(1/r)_{ty,i}$ плоскостях определяются по формулам, аналогичным формуле (6.26) [112]:

$$(1/r)_{tx,i} = \frac{\alpha_{btx,i} \cdot t_{bx,i} - \alpha_{btx,i+1} \cdot t_{bx,i+1}}{b_i}; \quad (4.34)$$

$$(1/r)_{ty,i} = \frac{\alpha_{bty,i} \cdot t_{by,i} - \alpha_{bty,i+1} \cdot t_{by,i+1}}{h_i}; \quad (4.35)$$

Входящие в формулы (4.29)÷(4.35) величины принимаются по указаниям пунктов п. 6.16÷п. 6.19 СП 27.13330.2017 [112].

Для расчетных ситуаций с прямолинейным распределением температуры как по высоте, так и по ширине сечения элемента удлинение его продольной оси ε_z может быть определено по формуле, аналогичной формуле (4.30), в зависимости от величины температуры в центре тяжести всего сечения [112], а составляющие $(1/r)_{ix}$ и $(1/r)_{iy}$ кривизны продольной оси – по формулам, аналогичным формулам (4.34)÷(4.35), при задании значений температуры и коэффициентов температурной деформации бетона, соответствующих температурам нагрева граней элемента.

Жесткости сечения B_x и B_y в формулах (4.29) определяются по указаниям п. 6.32 СП 27.13330.2017 [112], подставляя соответствующие параметры сечения для направлений вдоль осей “Y” и “X”.

Сопоставление расчетных значений температурных моментов по формулам (4.29)÷(4.37) с опытными данными и с результатами расчета на ЭВМ свидетельствует об их удовлетворительном совпадении (рисунок 4.2÷4.5).

4.2.2 Дополнительные напряжения в арматуре

Температурно-усадочные деформации и деформации ползучести бетона в условиях нормальной и повышенных температур обуславливают перераспределение усилий между бетоном и арматурой. При этом дополнительные напряжения в арматуре, могут быть определены по формуле:

$$\sigma_{s,tem} = (\varepsilon_z - \alpha_{st} \cdot \Delta t_s) \cdot E_s \cdot \beta; \quad (4.36)$$

где ε_z – относительное линейное удлинение продольной оси железобетонного элемента, определяемое в зависимости от наличия и вида трещин по соответствующей формуле из (4.30), (4.33);

Δt_s – приращение температуры соответствующего арматурного стержня при нагреве.

Равнодействующая усилий в ненапрягаемой арматуре, обусловленная деформациями температурного расширения, температурных деформаций и ползучести бетона, определяется по формуле, аналогичной формуле норм [114]:

$$P_{\text{csc}} = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_s' \cdot A_s'; \quad (4.37)$$

Результаты сопоставления опытных значений дополнительных напряжений в арматуре железобетонных элементов и величин их равнодействующей от усадки и ползучести бетона [128] для случаев одностороннего нагрева до $+90^\circ\text{C}$ с теоретическими, определенными по предлагаемой упрощенной методике, свидетельствует, в целом, об их удовлетворительном совпадении. Основным фактором, определяющим точность определения дополнительных напряжений в арматуре, является точность оценки относительного линейного удлинения продольной оси элемента ε_z .

4.3 Деформации и прочность изгибаемых железобетонных элементов при воздействиях температурного перепада и нагружения в несовпадающих плоскостях

4.3.1 Результаты экспериментальных исследований и расчеты по инженерной методике

В экспериментальных исследованиях на первом этапе определяли температурные моменты в балках, кривизна которых в плоскости нагрева (горизонтальная плоскость) устранялась путем приложения к консолям эквивалентных изгибающих моментов. Такие балки являются статически неопределимыми в плоскости нагрева, а изгибающие моменты, возникающие в результате неравномерного нагрева балок, являются температурными моментами [59, 69, 85, 116, 117]. На втором этапе испытаний опытные балки догружались возрастающим изгибающим моментом в вертикальной плоскости вплоть до исчерпания их несущей способности [65].

Работа исследованных железобетонных балок из высокопрочного бетона в стадиях, близких к разрушению, характеризуется:

- неоднородное распределение температуры по сечению в плоскости нагрева и обусловленная этим неоднородность прочностных и деформационных свойств бетона в этой плоскости;
- возникновение температурных моментов в плоскостях температурных перепадов, величины которых снижаются с уменьшением жёсткости сечения балки при её нагружении в вертикальной плоскости;
- железобетонные элементы, лишённые возможности свободного изгиба при неравномерном нагреве и нагружении в несовпадающих плоскостях, испытывают напряжённое состояние, свойственное косому изгибу;
- при нагружении балочного элемента в вертикальной плоскости появляется вследствие неоднородности деформационных свойств бетона по высоте и ширине балки дополнительная кривизна в горизонтальной плоскости, при устранении которой возникает изгибающий момент в плоскости нагрева, который возрастает с увеличением нагрузки в вертикальной плоскости.

Результаты экспериментальных исследований прочности балок проверены сопоставлением по методике расчёта прочности косоизгибаемых железобетонных элементов, изложенной в работе П.Ф. Вахненко [35]. При этом учитывались перечисленных выше особенностей работы балок, обусловленные неравномерным нагревом.

Принята следующая расчётная схема усилий в нормальном сечении балки при боковом нагреве. Полная величина предельного изгибающего момента M_φ определяется составляющими в вертикальной плоскости от действия нагрузки M_x и горизонтальной составляющей M_{yt} , обусловленной неравномерным по сечению нагревом. Связь между ними устанавливается зависимостями типа [108]:

$$M_\varphi = \sqrt{M_x^2 + M_{yt}^2}; \quad (4.38)$$

$$M_x = M_\varphi \cdot \cos \varphi; \quad (4.39)$$

$$M_{yt} = M_{\varphi} \cdot \sin \varphi; \quad (4.40)$$

Для изгибающих моментов от неравномерного нагрева, исходя из принципа суперпозиции, можно записать:

$$M_{yt} = M_{yt1} + M_{yt2}; \quad (4.41)$$

где M_{yt1} – изгибающий момент, вызванный перепадом температур по толщине элемента;

M_{yt2} – дополнительный изгибающий момент, возникающий вследствие неоднородности деформационных свойств бетона в плоскости нагрева.

Величины изгибающих моментов M_{yt1} и M_{yt2} в стадии, близкой к исчерпанию несущей способности, рекомендуется определять по формуле:

$$M_{yt,i} = \left(\frac{1}{r} \right)_{yt,i} \cdot B_{y,t}; \quad (i = 1, 2) \quad (4.42)$$

где $B_{y,t}$ – жёсткость железобетонного элемента в горизонтальной плоскости с учетом изменения характеристик деформационных свойств бетона при воздействии повышенных температур [59].

Для момента M_{yt1} температурную кривизну рекомендуется определять согласно рекомендациям СП 27.13330.2017 [112]:

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{yt1} = \frac{\alpha_{bt} \cdot (t_{b1} - t_{b2})}{b}; \quad (4.43)$$

где t_{b1} и t_{b2} – температура более и менее нагретых боковых граней элемента, соответственно;

b – ширина поперечного сечения элемента;

α_{bt} – коэффициент температурных деформаций бетона.

Для вычисления изгибающего момента M_{yr2} кривизну оси балки в горизонтальной плоскости, обусловленную неоднородностью деформационных свойств бетона в плоскости нагрева, рекомендуется определять по формуле [112]:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{yr2} = \frac{\varepsilon_{bt1} - \varepsilon_{bt2}}{b}; \quad (4.44)$$

где ε_{bt1} и ε_{bt2} – предельные деформации бетона соответственно в наиболее и наименее нагруженных точках 1 и 2 сжатой зоны с учетом возможности работы на нисходящей ветви, которые определяются по формулам:

$$\varepsilon_{bt1} = \frac{R_{bt1}}{0,5 \cdot \varepsilon_b \cdot \beta_{t1}} \cdot K_1; \quad (4.45)$$

$$\varepsilon_{bt2} = \frac{R_{bt2}}{0,5 \cdot \varepsilon_b \cdot \beta_{t2}}; \quad (4.46)$$

Из результатов анализа опытных диаграмм " $\sigma_b - \varepsilon_b$ ", представленных в разделе 3, величину коэффициента K_1 с учетом возможной работы бетона на нисходящей ветви рекомендуется принимать равной 2,1.

Общую жесткость балки в плоскости нагрева B_{yr} рекомендуется условно определять, как сумму жесткостей части общего сечения, работающего без трещин и части сечения с трещиной (рисунок 4.1).

$$B_{yr} = B_{y1} + B_{y2} \quad (4.47)$$

На основании рекомендаций норм [112] и с учетом результатов ряда экспериментальных исследований для определения жесткости элементов предлагается использовать следующие формулы:

для части общего сечения балки без трещин –

$$B_{y1} = \frac{\varphi_{b1} \cdot E_{bt} \cdot I_{red1}}{\varphi_{b2}}; \quad (4.48)$$

для части общего сечения балки, пересекаемого трещиной –

$$B_{y2} = \frac{0,3 \cdot \varphi_{b1} \cdot E_{bt} \cdot I_{red2}}{\varphi_{b2}}; \quad (4.49)$$

где φ_{b1} и φ_{b2} – коэффициенты, определяемые по рекомендациям норм [112];

I_{red1} и I_{red2} – моменты инерции участков сечения соответственно с трещинами и без трещин, также определяемые по рекомендациям норм [112].

Всвязи с тем, что величина момента M_{yt} заранее неизвестна, расчет балок выполняется методом последовательных приближений.

Составляющая предельного изгибающего момента в вертикальной плоскости определяется из уравнения равновесия моментов внешних и внутренних сил относительно оси, перпендикулярной к плоскости изгиба и проходящей через равнодействующую напряжений в бетоне сжатой зоны:

$$M_x = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - x_0) + R'_s \cdot A'_s \cdot (x_0 - a'); \quad (4.50)$$

При анализе экспериментальных данных на первом этапе расчета для определения положения нейтральной оси принимается:

$$C_0 = tg \varphi = \frac{M_{yt1}}{M_x^{lim}}; \quad (4.51)$$

где M_{yt1} – расчетный температурный момент при кратковременном нагреве, определяемый в соответствии с рекомендациями СП 27.13330.2017 [112];

M_x^{lim} – разрушающий изгибающий момент в вертикальной плоскости в предположении отсутствия горизонтальных усилий. Итерационный

процесс производился до тех пор, пока разница между значениями изгибающего момента M_x , вычисляемого по формуле (4.50) на последней и предыдущей итерациях не превышала 2,5%. Для достижения указанной точности оказывалось достаточным выполнить три итерации.

Результаты расчетов для экспериментальных образцов, подвергавшихся одностороннему нагреву и нагружению в несовпадающих плоскостях приведены в таблице 4.1.

Сравнение расчетных по инженерной методике и экспериментальных значений прочности испытанных железобетонных балок (табл. 4.1) свидетельствует об их удовлетворительном совпадении, в связи с чем предложенная методика может быть рекомендована для практических расчётов прочности железобетонных элементов, подвергающихся нагреву и нагружению в несовпадающих плоскостях. Сокращение количества итераций на первом этапе расчета может быть достигнута при задании значения C_0 в пределах:

$$C_0 = \operatorname{tg} \varphi = \frac{M_x^I}{M_{yt}^I} = \frac{0,9 \cdot M_x^{\lim}}{0,5 \cdot M_y^{\lim}}. \quad (4.52)$$

4.3.2 Теоретические исследования НДС балочных элементов на основе нелинейной деформационной модели

Теоретические исследования НДС балок выполнены серией расчетов с применением нелинейной деформационной модели [59], [132], реализованной в специально разработанной программе расчета «BRUS» на основе физических соотношений, разработанных в [59] применительно к обычному тяжелому бетону класса по прочности порядка В30.

Применительно к высокопрочному бетону (ВПБ) в расчетную программу были внесены коррективы в части характеристик физико-механических свойств ВПБ и их зависимости от кратковременного и длительного нагрева в диапазоне повышенных температур согласно данным [8], [13]. Закономерности проявления

температурно-усадочных деформаций и ползучести ВПБ моделировались согласно методикам [15], [61]. Верификация модифицированных физических соотношений для бетона, реализованных в программе расчета «BRUS» выполнена сопоставлением расчетных характеристик напряженно-деформированного состояния с данными опытов на образцах-балках [59], [65], [69].

Значения температуры по высоте и ширине сечения принимались заданными и равными значениям, полученным в опытах [59], [65] по показаниям ХК-термопар.

Неоднородность свойств бетона и арматуры по высоте и ширине сечения учитывалась путем представления поперечного сечения железобетонного элемента в виде системы условно однородных участков бетона и отдельных стержней арматуры [59], [132]. При этом напряжения, а также характеристики физико-механических свойств бетона и арматуры принимались постоянными по всей площади элементарного сечения соответственно температуре нагрева и уровню напряженного состояния. Применен отдельный учет физической нелинейности деформирования и длительных процессов в бетоне, что позволяет моделировать в расчетах конструкций режимы длительных температурных воздействий эксплуатационного уровня и кратковременных нагружений возрастающей нагрузкой.

За критерии исчерпания прочности принимались: для участков бетонного сечения в растянутой зоне – достижение напряжениями значений предела прочности на растяжение $R_{bt}(t^o, T)$; для участков в бетоне сжатой зоны – достижение бетоном деформаций, равных 1,4 от предельных значений в вершине диаграммы. Расчетная диаграмма деформирования для бетона принималась криволинейной в форме известной диаграммы Сарджина. Параметры диаграммы задавались по результатам экспериментальных исследований [8], [13], [15].

Диаграмма деформирования арматуры – двухлинейная в форме диаграммы Прандтля. Значения напряжений в арматуре, соответствующих пределу текучести, были определены путем испытаний арматурных стержней и составили, в среднем, $R_s = 776,2$ МПа.

Работа железобетона с трещинами описывалась в рамках модели В.И. Мурашева с помощью коэффициента ψ_s по модифицированным выражениям [132].

Система разрешающих уравнений равновесия внешних сил M_x , M_y , N_z и внутренних усилий сопротивления в нормальных сечениях железобетонных элементов балочного типа в компактной матричной форме принята в виде (4.6).

Исходные характеристики физико-механических свойств высокопрочного бетона исследованного состава и их зависимость от режимов температурных и силовых воздействий принимались по данным экспериментальных исследований [8], [13], [65].

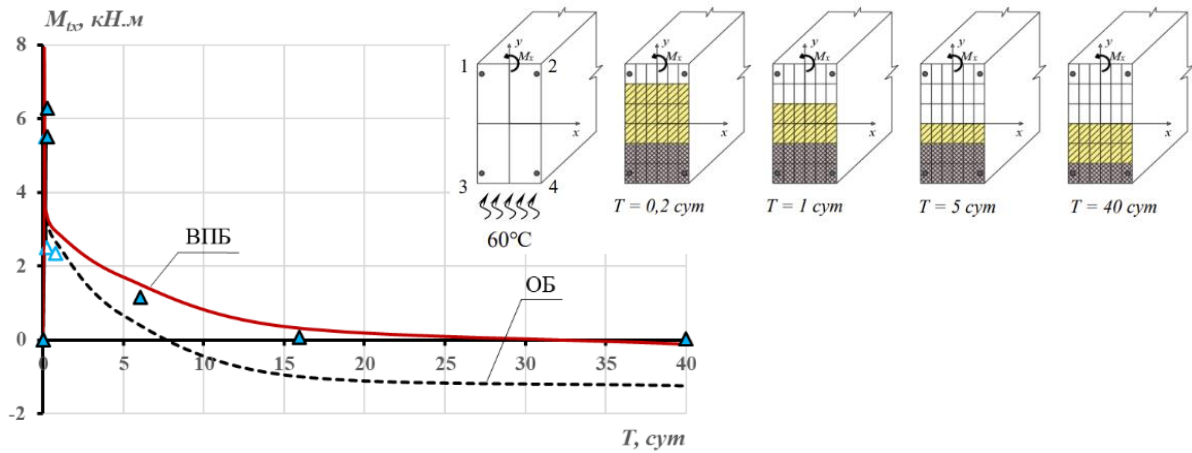
Решение физически нелинейной задачи осуществлялось методом упругих решений в сочетании с шаговым методом приращения температурной и силовой нагрузки. Процесс нагружения элементов конструкций разбивался на ряд этапов приращения температуры и изгибающих моментов M_x . Секущие модули деформаций бетона и арматуры принимались для каждого элементарного участка в каждом приближении величинами постоянными и равными значениям, определенным на предыдущей итерации. Наличие или отсутствие трещин определялось отдельно для каждого рассматриваемого элементарного участка бетона на каждой итерации расчета. После образования трещин или разрушения элементарных участков бетона значения их модулей деформаций принимались равными нулю.

Соответствие результатов экспериментальных и теоретических исследований. В экспериментальных исследованиях [59], [65] моделировались случаи несовпадения плоскостей нагрева и нагружения, характерные для ситуаций с односторонним нагревом конструкций солнцем, нагревом от тепловых агрегатов и др. Такое сочетание воздействий обуславливает возникновения в статически неопределимых конструкциях сложной формы изгиба – косоугольного изгиба.

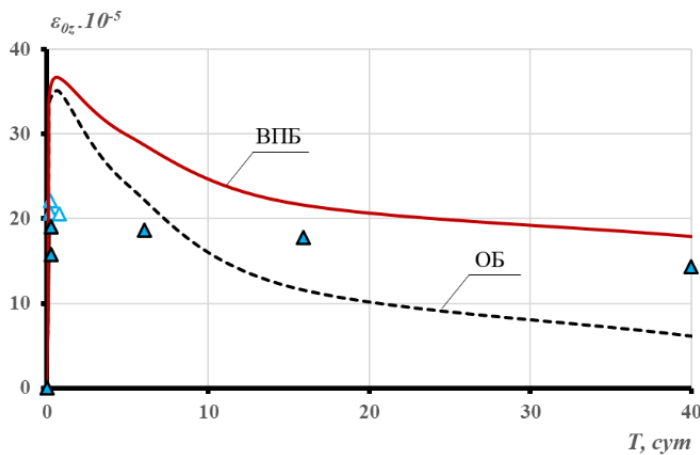
Сопоставление результатов расчетов с опытными данными (рисунки 4.2 – 4.6) свидетельствует о превышении расчетными по нелинейной деформационной модели температурными моментами опытных величин [65] не более, чем на 10%. Максимальные значения температурных моментов характерны этапу первого

разогрева конструкции и их величины соответствуют моменту трещинообразования в растянутой, менее нагретой зоне балки. Через 40-44 часа от начала нагрева наблюдается изменение знака температурного момента на противоположный [65], [133], а затем, после 106 час от начала нагрева, повторное изменение знака изгибающего момента, характеризующее появление растягивающих напряжений на менее нагретой грани.

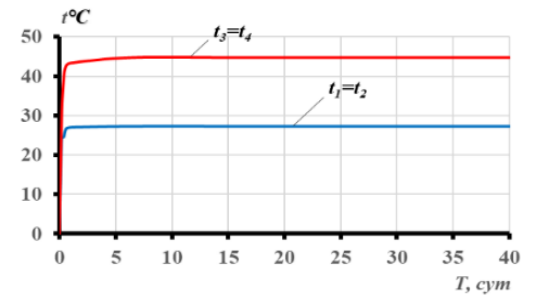
а)



б)



в)



- – части бетонного сечения, пересеченные трещиной ($\sigma_{z,ji} = 0$)
- ▨ – то же, с растягивающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \geq 0$
- ▩ – то же, со сжимающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \leq 0$

- ▲, △ – опытные значения при температуре $+60^\circ\text{C}$
- — — — — расчетные значения по деформационной модели для высокопрочного бетона (ВПБ) и обычного бетона (ОБ)

Рисунок 4.2 – Изменение температурных моментов M_{tx} и схема развития трещины и перемещения границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки (а), деформации продольной оси ε_{oz} (б) и графики опытных значений температур в угловых точках сечений (в) при одностороннем неравномерном нагреве снизу до $+60^\circ\text{C}$ в течение 40 суток

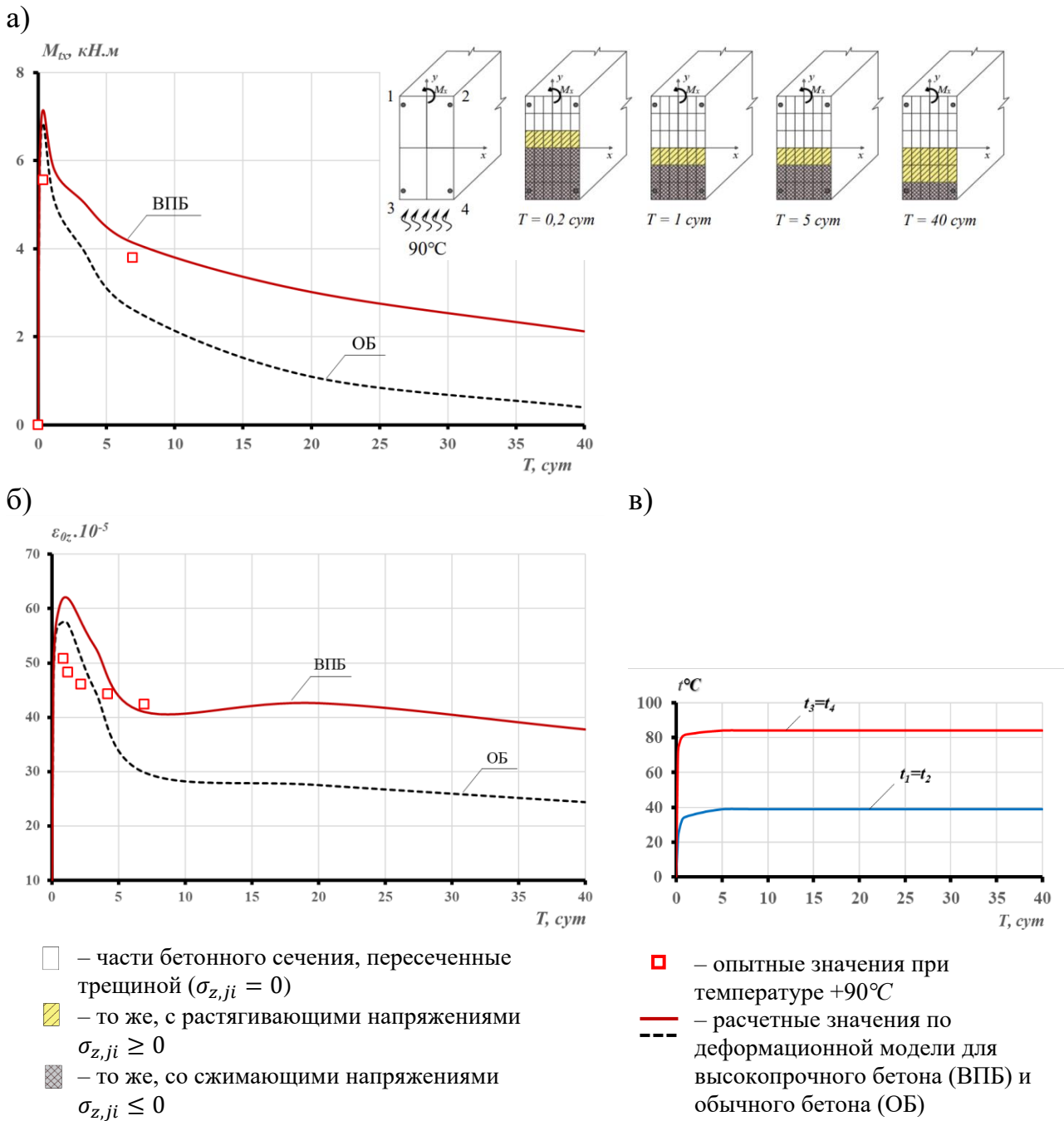
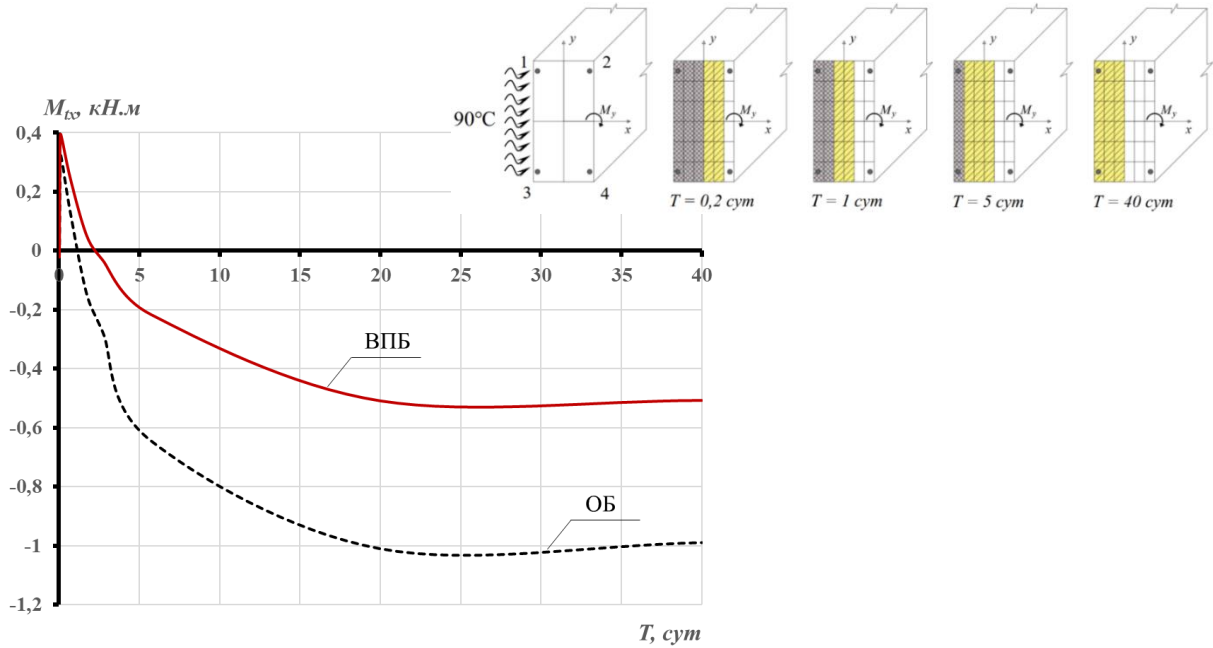
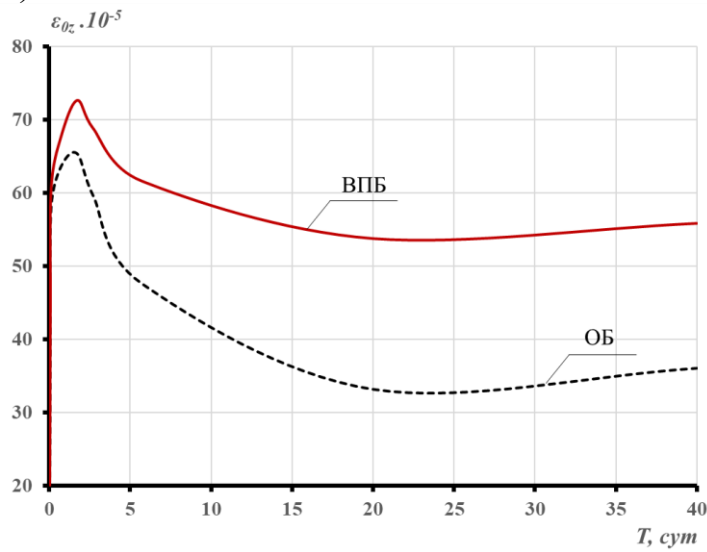


Рисунок 4.3 – Изменение температурных моментов M_{tx} и схема развития трещины и перемещения границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки (а), деформации продольной оси ε_{oz} (б) и графики опытных значений температур в угловых точках сечений (в) при длительном одностороннем неравномерном нагреве снизу до +90°C в течение 40 суток

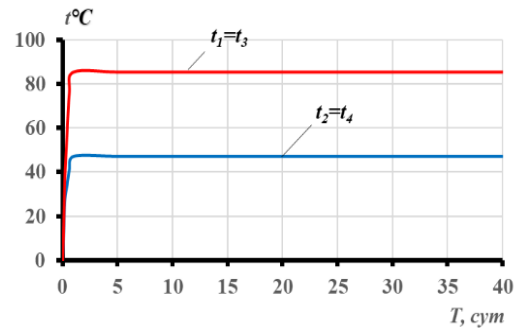
а)



б)



в)

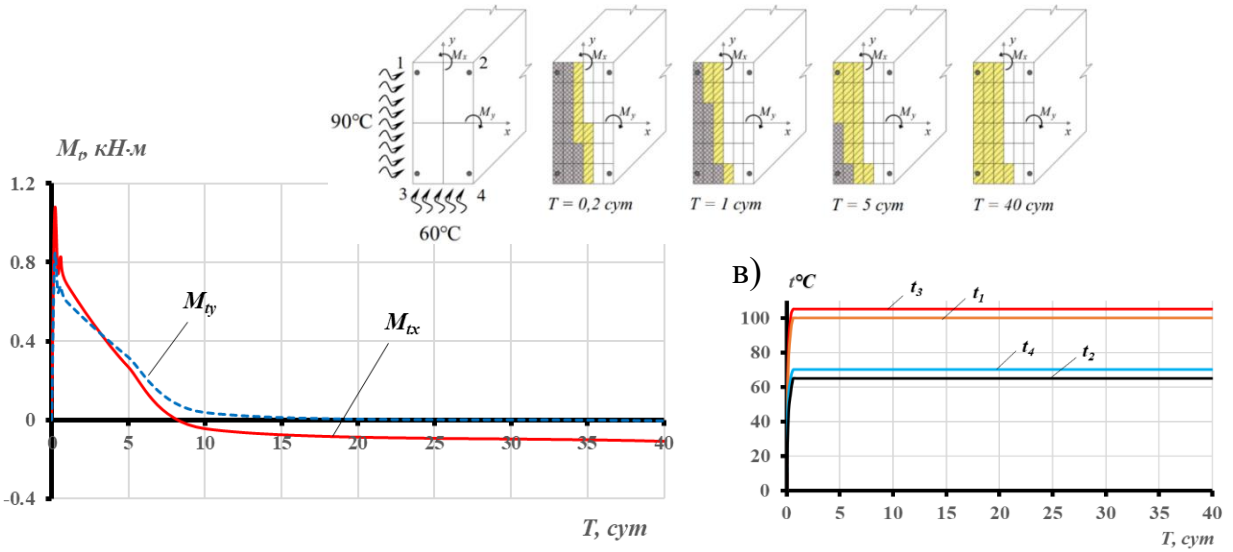


- – части бетонного сечения, пересеченные трещиной ($\sigma_{z,ji} = 0$)
- ▨ – то же, с растягивающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \geq 0$
- ▩ – то же, со сжимающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \leq 0$

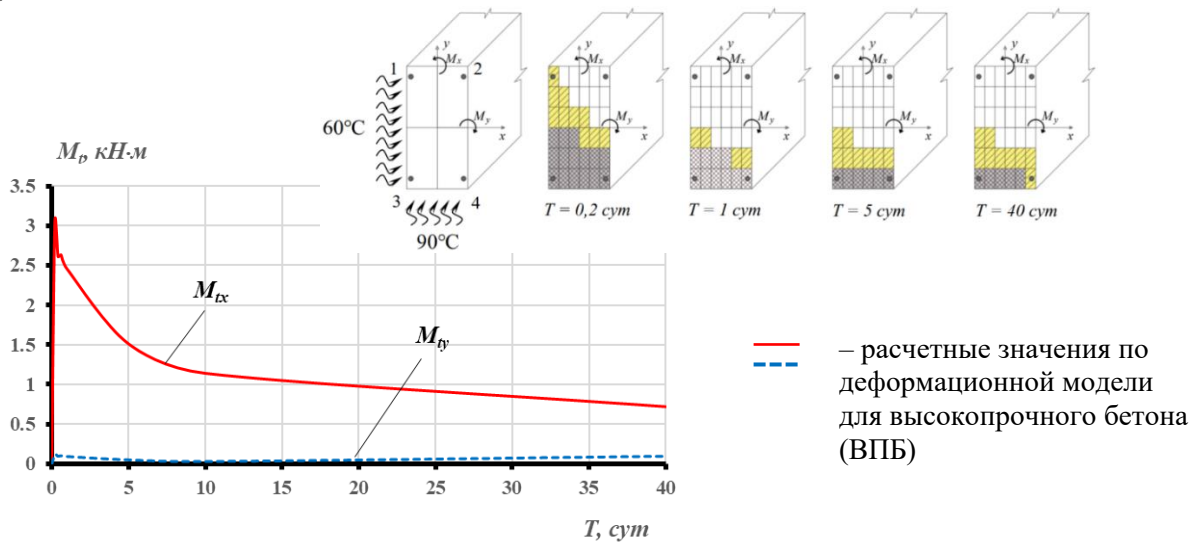
- — — — — расчетные значения по деформационной модели для высокопрочного бетона (ВПБ) и обычного бетона (ОБ)

Рисунок 4.4 – Изменение температурных моментов M_{ty} и схема развития трещины и перемещения границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки (а), деформации продольной оси ε_{oz} (б) и графики опытных значений температур в угловых точках сечений (в) при длительном одностороннем неравномерном нагреве сбоку до $+90^{\circ}\text{C}$ в течение 40 суток

а)



б)

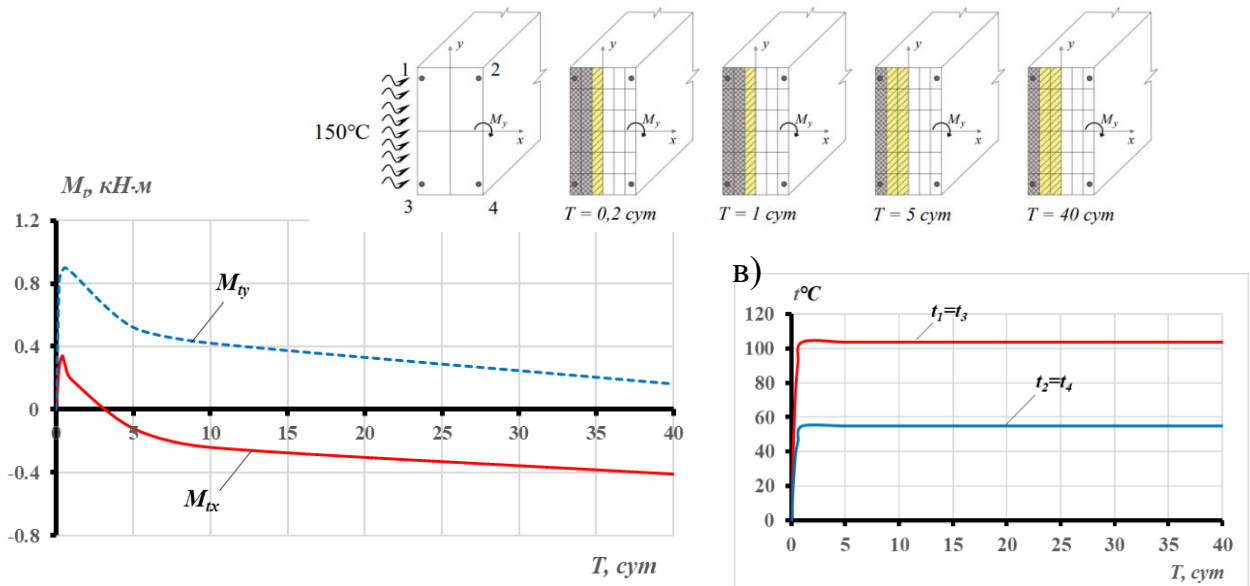


— расчетные значения по деформационной модели для высокопрочного бетона (ВПБ)

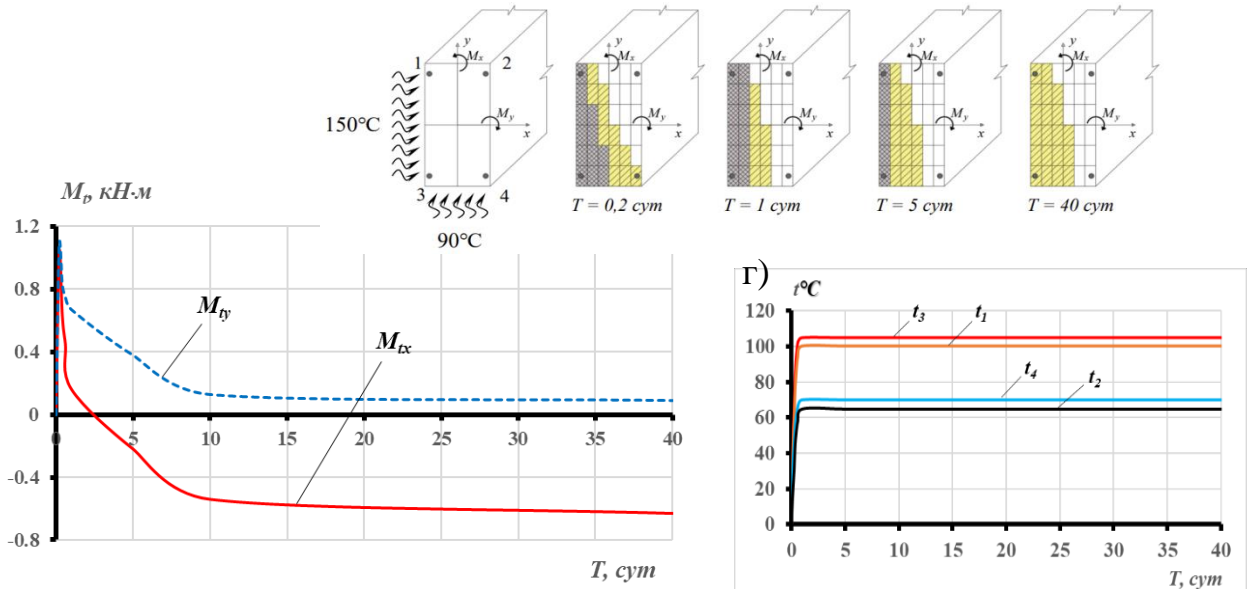
- — части бетонного сечения, пересеченные трещиной ($\sigma_{z,ji} = 0$)
- ▨ — то же, с растягивающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \geq 0$
- ▩ — то же, со сжимающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \leq 0$

Рисунок 4.5 – Изменение температурных моментов M_{tx} , M_{ty} и схема развития трещины и перемещения границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки при длительном неравномерном нагреве в течение 40 суток:
 а) – при температурах нагрева снизу до +60°C и сбоку до +90°C; б) – при температурах нагрева снизу до +90°C и сбоку до +60°C; в) – графики опытных значений температур в угловых точках сечений

а)



б)



- – части бетонного сечения, пересеченные трещиной ($\sigma_{z,ji} = 0$)
- ▨ – то же, с растягивающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \geq 0$
- ▩ – то же, со сжимающими напряжениями $\sigma_{z,ji} \leq 0$

- — — — — расчетные значения по деформационной модели для высокопрочного бетона (ВПБ)

Рисунок 4.6 – Изменение температурных моментов M_{tx} , M_{ty} и схемы развития трещин и перемещений границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки при длительном неравномерном нагреве в течение 40 суток:

а) – при одностороннем нагреве сбоку до $+150^{\circ}\text{C}$; б) – при одновременном нагреве сбоку до $+150^{\circ}\text{C}$ и снизу до $+90^{\circ}\text{C}$; в, г) – опытные графики значений температур в угловых точках сечений

Отмеченная особенность изменения температурных моментов обусловлена разными скоростями развития деформаций усадки и ползучести бетона в более и менее нагретых зонах неравномерно нагретых элементов. Это же отмечалось и в исследованиях [59], [65], [69], [133] на примерах элементов в виде не изгибаемых балок и пластин.

Теоретическое определение величин напряжений по нелинейной деформационной модели и последовательности их изменений в нормальных сечениях неоднородных железобетонных балочных элементов из ВПБ при характерных режимах их нагрева снизу и сбоку и последующего догружения в вертикальной плоскости представлены на рисунках 4.7 и 4.8. Результаты расчетов отражают реализацию сложной формы изгиба – косоугольного изгиба, которая приближается к плоскому изгибу по мере возрастания изгибающего момента в вертикальной плоскости.

При догружении односторонне нагретой до $+90^{\circ}\text{C}$ балки возрастающим изгибающим моментом $\Delta M = \Delta F \cdot a$ (схема - на рисунках 2.7 д,е,ж) величина опытного разрушающего изгибающего момента оказалась практически равной несущей способности эталонной, предварительно не нагретой балки (рисунок 4.9а), испытанной по такой же схеме нагружения в условиях нормальной температуры [65], [133]. При этом для подвергавшейся неравномерному нагреву балки характерны более высокие величины прогибов, что связано с большими пластическими деформациями бетона вследствие снижения его модуля упругости и повышения предельной сжимаемости бетона в условиях нагрева [65], [133]. Схема деформирования и схемы развития трещин на верхней и боковых гранях балки показаны на фотоиллюстрациях на рисунке 4.10. Результаты сопоставления опытных и расчетных величин представлены в таблице 4.1.

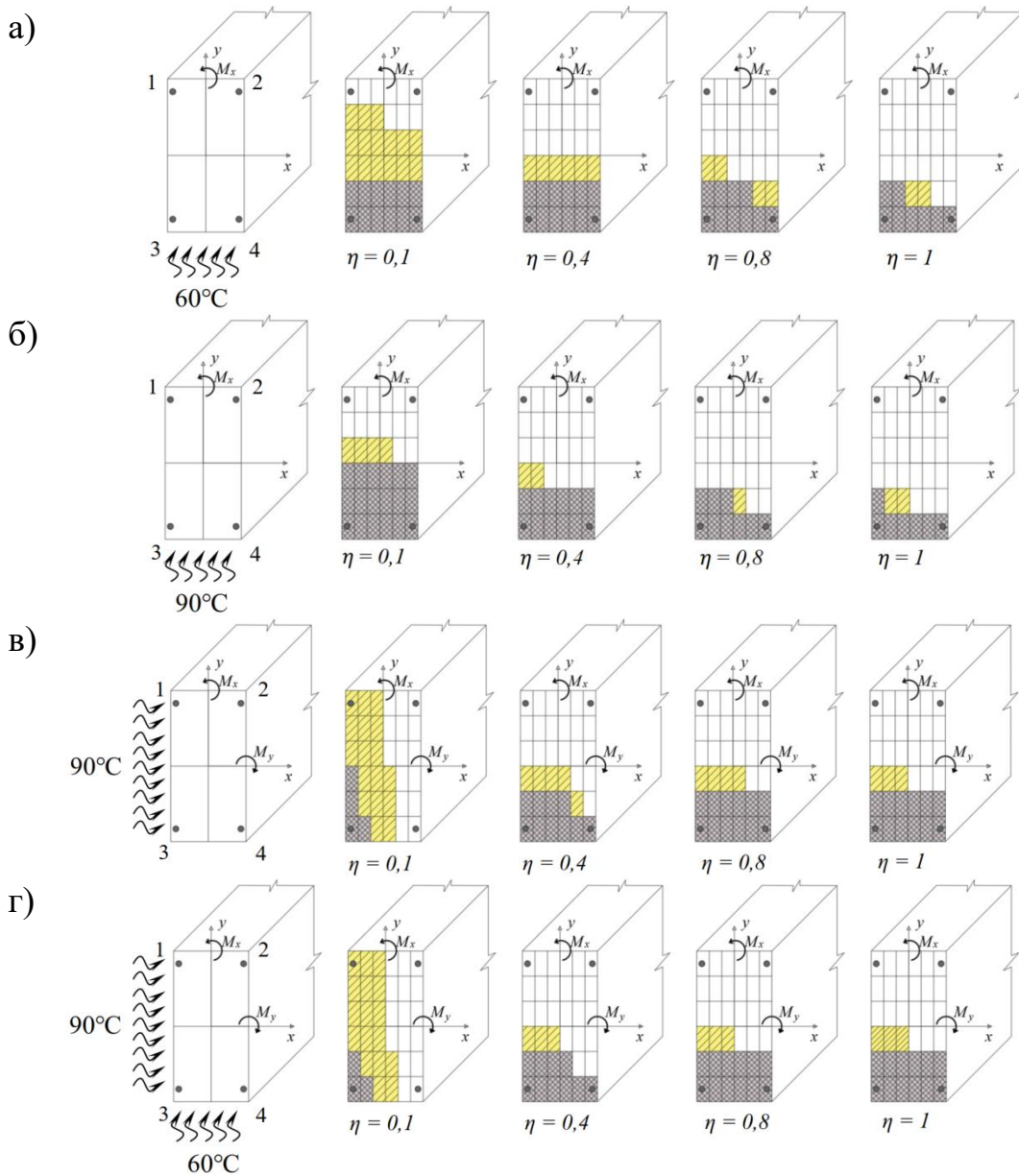


Рисунок 4.7 – Схема развития трещины и перемещения границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки при её догрузении возрастающим изгибающим моментом $\eta = M_x/M_{x,u}$ после длительного нагрева в течение 40 суток:

- а) – односторонний нагрев снизу до $+60^{\circ}\text{C}$; б) – односторонний нагрев снизу до $+90^{\circ}\text{C}$;
 в) – односторонний нагрев сбоку до $+90^{\circ}\text{C}$; г) – двухсторонний нагрев сбоку до $+90^{\circ}\text{C}$ и снизу до $+60^{\circ}\text{C}$

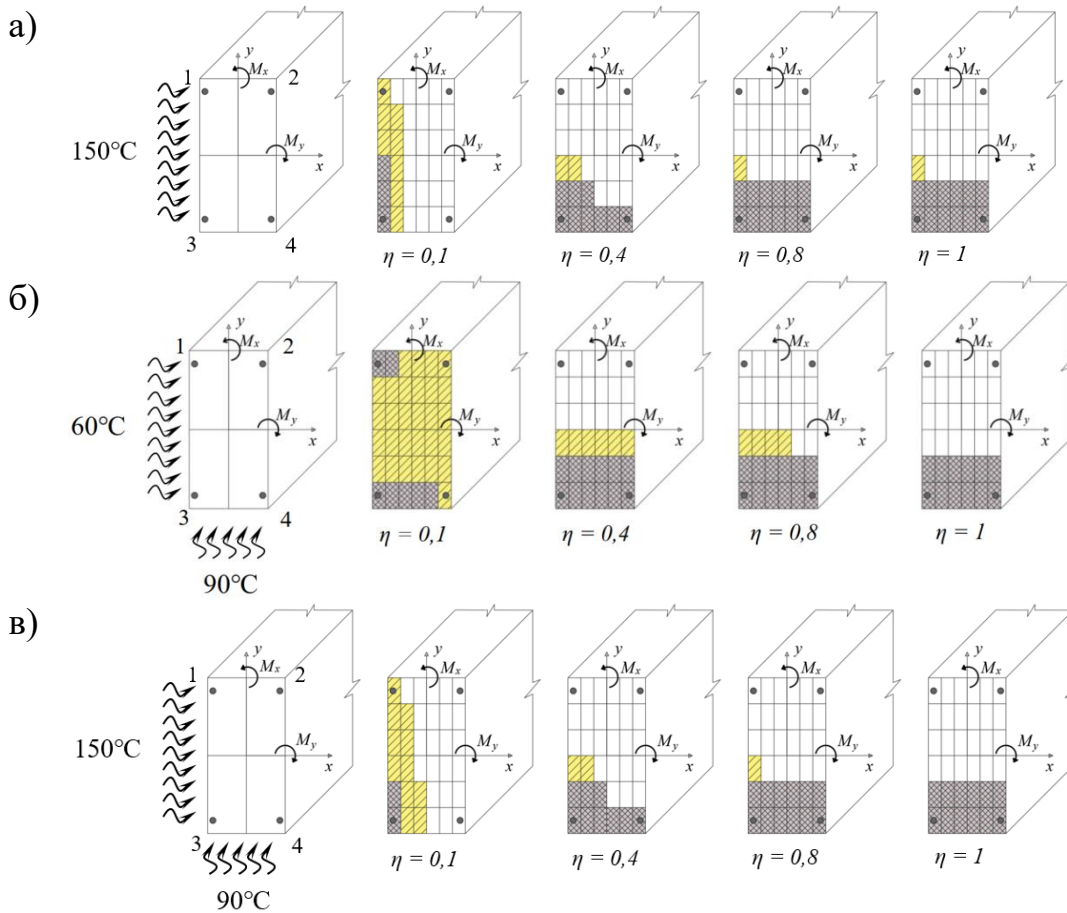


Рисунок 4.8 – Схема развития трещины и перемещения границ сжатой и растянутой частей бетонного сечения балки при её догрузении возрастающим изгибающим моментом $\eta = M_x/M_{x,u}$ после длительного нагрева в течение 40 суток:

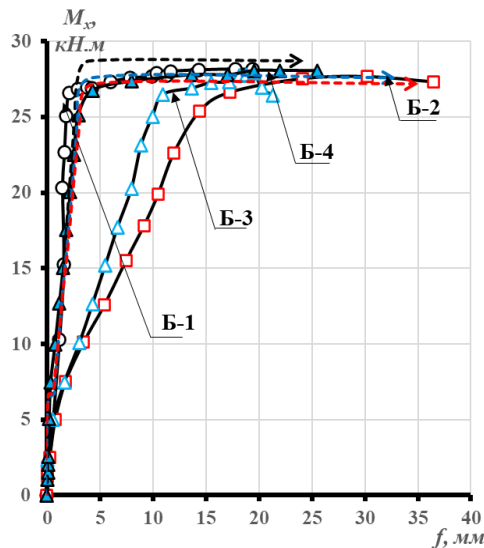
- а) – односторонний нагрев сбоку до $+150^\circ\text{C}$; б) – двухсторонний нагрев сбоку до $+60^\circ\text{C}$ и снизу до $+90^\circ\text{C}$; в) – двухсторонний нагрев сбоку до $+150^\circ\text{C}$ и снизу до $+90^\circ\text{C}$

Основные выводы из результатов сопоставления опытных и расчетных характеристик НДС железобетонных элементов-балок при неравномерном нагреве и нагружении в несловпадающих плоскостях сводятся к следующему [133].

1. Температурные моменты в односторонне нагреваемых железобетонных балках возрастают пропорционально величине температурного перепада, достигают максимального значения при первом нагреве и снижаются после образования трещин. Максимальные опытные значения температурных моментов [65], [133] при одностороннем нагреве балок до $+90^\circ\text{C}$ составили около 20% от их несущей способности.

2. Прочность железобетонной балки из ВПБ на изгиб в условиях одностороннего нагрева при 90°C в течение 10 суток близка к значению прочности не нагревавшейся эталонной балки [65], [133]. Это связано с меньшей чувствительностью высокопрочного бетона к действию повышенных температур в диапазоне до +90°C.
3. Результаты расчетов с использованием соотношений нелинейной деформационной модели достаточно близко соответствуют опытным данным для характерных режимов нагружения и неравномерного нагрева.
4. Точность оценки характеристик НДС железобетонных элементов-балок при неравномерном нагреве и нагружении существенно зависит от точности моделирования в расчете закономерностей изменения с течением времени деформационных и прочностных свойств, температурно-усадочных деформаций и деформаций ползучести ВПБ при воздействии повышенных температур.

а)



б)

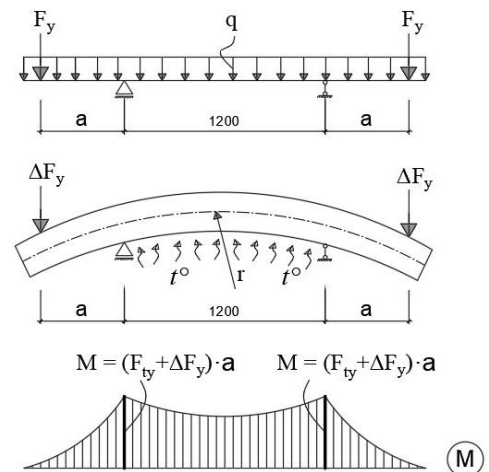


Рисунок 4.9 – Изменение прогибов балок из высокопрочного бетона при догрузении изгибающим моментом M_x [65]

- , △, □ – опытные величины при температурах 20°C, 60°C и 90°C
- — расчетные значения по деформационной модели для балок из высокопрочного бетона при температурах 20°C, 60°C и 90°C

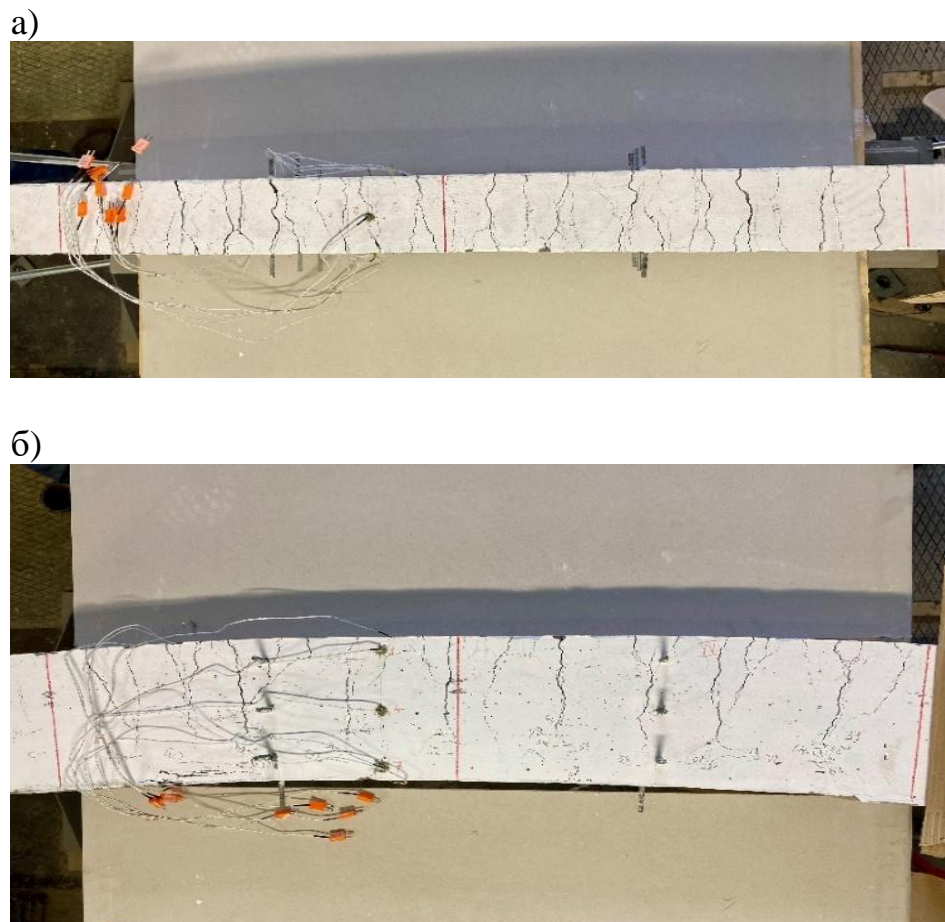


Рисунок 4.10 – Схемы и развития трещин на верхней (а) и боковой гранях (б) балок при их неравномерном нагреве и последующем догрузении

5. Близкие соответствия расчетных величин по нелинейной деформационной модели опытным в части температурных моментов, деформаций (прогибов) элементов балочного типа (элементов-балок) и их несущей способности при изгибе свидетельствует о достаточной точности примененной методики нелинейного расчета к конструкциям из ВПБ.
6. Наиболее важными факторами, влияющими на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций при совместном воздействии температурных градиентов и нагрузки, являются зависимость деформационных и прочностных свойств бетона от температуры и продолжительности ее действия, неоднородность силовых, температурно-усадочных деформаций и ползучести бетона, трещинообразование.

Таблица 4.1 – Сопоставление экспериментальных и расчетных значений прочности железобетонных балок

Марка Образца	Режим темпера- турных воздей- ствий	Величины разрушающего изгибающего момента M_x			Прогиб в середине пролета f , мм		Суммар- ный изг. момент M_φ	Угол наклона φ плоскости действия момента к вертик. оси
		Опыт	Расчёт		Опыт	Расчёт		
			Без учёта горизонт. составляющ. M_x^{lim} , кНм	С учётом M_{yt}				
Б-1	+20°C снизу	28,15	28,7	-	19,40	24,2	28,7	0
Б-2	+90°C снизу	27,33	27,2	-	36,44	35	27,2	0
Б-3	+60°C снизу кратко.	26,43	26,1	-	21,28	-	26,1	0
Б-4	+60°C снизу длит.	28,05	27,6	-	25,51	32,9	27,6	0

4.4 Рекомендации по уточнению методики СП 27.13330.2017 применительно к расчету изгибаемых элементов из высокопрочного бетона

А) Рекомендации для включения результатов исследования в СП 27.13330.2017:

1. Таблицу 5.3 СП 27.13330.2017 дополнить данными для высокопрочного бетона при температурах 50°, 70°, 100°С в части коэффициентов условий работы γ_{bt} , β_b для режимов нагрева кратковременного и длительного;

2. Таблицу 5.5 СП 27.13330.2017 дополнить значениями коэффициента ползучести φ_c ;

3. Таблицу 5.7 СП 27.13330.2017 дополнить данными о значениях коэффициентов температурных деформаций и деформациях температурной усадки высокопрочного бетона;

4. Таблицу 5.6 СП 27.13330.2017 дополнить данными о предельных деформациях высокопрочного бетона при нагружениях осевым сжатием.

Таблица 4.2 – Рекомендуемые параметры к характеристикам свойств высокопрочного бетона в условиях повышенных до 90°С температур

	$t^{\circ}, ^{\circ}\text{C}$	γ_{bt}	β_b	φ_b	$\bar{\varepsilon}_b$	$\alpha_{bt} \cdot 10^{-6},$ град ⁻¹	$\alpha_{cs} \cdot 10^{-6},$ град ⁻¹
Для тяжелых бетонов по данным СП 27.13330.2017	60	0,73/0,73	0,92/0,92	0/ 2,10	2,64/3,60	12/4,10	0/7,20
	90	0,88/0,88	0,86/0,86	0/ 3,15	3,96/5,40	10/4,40	0/5,60
Для ВПБ по результатам исследований	60	0,91/0,97	0,81/0,80	0/2,92	1,04/0,97	12,68/7,78	0/7,46
	90	0,89/0,95	0,78/0,73	0/3,74	1,07/0,95	11,90/8,36	0/6,33

Б) Рекомендации по расчету ширины раскрытия трещин в части определения:

- напряжений в стержнях растянутой арматуры:

$$\sigma_s = \frac{M_x \cdot y_s}{I_x} + \frac{M_y \cdot x_s}{I_y}; \quad (4.53)$$

- ширины раскрытия трещин:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s; \quad (4.54)$$

4.5 Выводы по главе 4

1. Выполнены экспериментальные и теоретические исследования характеристик напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов балочного типа, работающих в условиях несовпадения плоскостей температурного перепада с направлениями главных плоскостей элемента, а также с плоскостью нагружения.

Экспериментальными исследованиями установлено, что в железобетонных элементах балочного типа, лишенных возможности изгиба, при действии температурного перепада в плоскости, не совпадающей с главными плоскостями элемента, возникают изгибающие моменты M_{ix} и M_{iy} в двух взаимно ортогональных плоскостях, то есть, имеет место сложная форма изгиба – кривой изгиб. Величины M_{ix} и M_{iy} пропорциональны величинам температурного перепада и жесткости сечения в соответствующей плоскости. При первом кратковременном нагреве температурные моменты достигают максимальной величины. При длительном нагреве происходит их релаксация вследствие неоднородных в плоскости сечения деформаций усадки и ползучести бетона. Остывание железобетонных балок после длительного нагрева обуславливает возникновение температурных моментов обратного знака.

В балках с неизгибаемой продольной осью и имеющих возможность свободно деформироваться в продольном направлении при неравномерном нагреве, максимальная величина температурных моментов достигается в момент, предшествующий образованию трещин (при наибольшей жесткости сечения). С появлением трещин и с изменением жесткости сечений происходит значительное снижение температурных моментов.

Последующее после длительного неравномерного нагрева догружение балочных элементов возрастающим изгибающим моментом M_x обуславливает релаксацию составляющей M_{ix} и некоторое изменение от +15% до –30%

составляющей M_{ty} температурного момента вследствие неоднородного по плоскости сечения упруго-пластического деформирования бетона и арматуры.

2. Перераспределение напряжений между бетоном и арматурой вследствие деформаций усадки и ползучести бетона обуславливает появление дополнительных напряжений, сжимающих в арматуре и растягивающих в бетоне, что способствует снижению трещиностойкости конструкций.

3. Количественные изменения характеристик НДС железобетонных элементов балочного типа при неравномерном нагреве оценены по результатам расчетов с применением нелинейной деформационной модели [59] с учетом основных специфических свойств железобетона: работы с трещинами, физической нелинейности, усадки и ползучести бетона, неоднородности прочностных и деформативных свойств, обусловленных действием температуры, и других факторов. Проанализировано влияние ряда факторов (градиента температур, процента продольного армирования, наличия продольной сжимающей силы и др.) на температурные усилия, деформации и прочность железобетонных балочных элементов при совместном действии неравномерного нагрева и нагружения.

4. Выполнена верификация методики расчетного определения параметров НДС железобетонных изгибаемых элементов балочного типа, подвергающихся нагреву и нагружению в несовпадающих плоскостях. Методика позволяет достоверно описывать напряженно-деформированное состояние исследованных в экспериментах балок и может быть рекомендована для расчетов балочных элементов указанного типа как при длительном, так и при кратковременном действии температуры и нагрузки.

5. Разработаны предложения по определению температурных усилий в железобетонных балочных элементах, испытывающих криволинейный изгиб при неравномерном нагреве в горизонтальной и вертикальной плоскостях сечения с использованием методики норм [112], [114].

Составляющие температурных моментов M_{tx} и M_{ty} от неравномерного нагрева при несовпадении плоскости температурного перепада с главными

плоскостями элемента рекомендуется определять по формулам (4.26)÷(4.27). Составляющие кривизны продольной оси элементов χ_x и χ_y рекомендуется определять с учетом неупругих деформаций бетона по формулам (4.29), (4.30), (4.32) ÷ (4.35), а жесткости сечений – по п. 6.32 СП 27.13330.2017 [112], как для кратковременного нагрева и непродолжительного действия нагрузки.

Равнодействующую дополнительных усилий в арматуре $P_{ссc}$, обусловленную перераспределением напряжений между бетоном и арматурой вследствие усадки и ползучести бетона, рекомендуется определять по формуле (4.37).

6. Ширину раскрытия трещин в косоизгибаемых железобетонных элементах при воздействии температурного перепада следует определять по формуле (4.21) с учетом дополнительных напряжений в арматуре, обусловленных температурными усилиями.

7. Разработаны предложения по развитию методики расчета прочности железобетонных элементов балочного типа, подвергающихся нагреву и нагружению в несовпадающих плоскостях и лишенных возможности изгиба в плоскости нагрева, как косоизгибаемых элементов. Прочность изгибаемых элементов балочного типа, испытывающих кривоизгиб при неравномерном нагреве в плоскости поперечного сечения, допускается определять по формулам (4.48)÷(4.49) без учета температурных моментов, принимая характеристики прочности бетона в зависимости от температуры бетона на уровне центра тяжести сжатой зоны элемента. Показана достоверность предложенной методики путем сопоставления с величинами прочности исследуемых балок.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам исследований формулируются следующие основные выводы:

1. Разработана методика и выполнены экспериментально-теоретические исследования сопротивления железобетонных изгибаемых балочных элементов совместному действию температурного перепада и нагружения в несовпадающих плоскостях.

2. Получены данные экспериментальных исследований и установлены зависимости влияния кратковременного и длительного нагрева при температурах $+50^{\circ}$, $+60^{\circ}$, $+70^{\circ}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ на прочность и характеристики деформационных свойств высокопрочного бетона в условиях осевого сжатия в части температурных деформаций, предельных относительных деформаций бетона при сжатии и деформаций ползучести.

3. В условиях кратковременного нагрева при температурах $+50^{\circ}$, $+70^{\circ}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ прочность предварительно не нагруженного высокопрочного бетона снижается, в среднем, на 10%, а после длительного нагрева – на 2, 3 и 5% соответственно в сравнении с прочностью не нагревавшегося бетона [8], [11], [13]. Предварительное длительное обжатие напряжениями уровня $\eta_l = \sigma_l / R_b = 0,3$ приводит, при последующем кратковременном догрузении осевым сжатием, к снижению прочности высокопрочного бетона при тех же температурах нагрева не более, чем на 4%.

4. Начальный модуль упругости бетона при первом кратковременном нагреве до $+90^{\circ}\text{C}$ снижается на величину до 22%, а после длительного нагрева – на величину до 26% в сравнении со значениями у не нагревавшегося бетона. Предварительное длительное обжатие образцов бетона напряжениями уровня $\eta_l = 0,3$ при тех же температурах нагрева приводит к снижению начального модуля упругости бетона на величину до 18% в сравнении с аналогичными характеристиками у образцов в условиях нормальной температуры без предварительного обжатия.

5. Предельные относительные деформации высокопрочного бетона при сжатии с повышением температуры до $+90^{\circ}\text{C}$ возрастают на 6% при первом кратковременном нагреве и снижаются на такую же величину при длительном нагреве в сравнении со значениями у бетона, не подвергавшегося нагреву. Предварительное длительное обжатие бетона напряжениями уровня $\eta_l=0.3$ при тех же температурах нагрева обуславливает снижение его предельной сжимаемости до 13% по отношению к соответствующим значениям у предварительно не обжатого бетона в условиях нормальной температуры.

6. Предельные значения меры ползучести бетона, загруженного напряжениями сжатия уровня $\eta_l=0.3$, при температурах нагрева $+60^{\circ}$ и $+90^{\circ}\text{C}$ увеличились в 1,8 и в 2,3 раза соответственно в сравнении с деформациями ползучести не нагретого бетона.

7. Разработаны и представлены в таблице 2 практические рекомендации по учету влияния кратковременного и длительного нагрева до $+90^{\circ}\text{C}$ и уровня длительного осевого сжатия до уровня $\eta_l=0.3$ на прочностные и деформационные характеристики свойств, на деформации ползучести высокопрочных бетонов.

8. Выполнены экспериментально-теоретические исследования характеристик НДС изгибаемых железобетонных балочных элементов из ВПМБ в части температурных усилий, деформаций удлинений и прогибов, напряжений в бетоне и в стержнях арматуры, усилий трещинообразования и несущей способности для случаев несовпадения плоскостей температурного перепада и нагружения.

Установлено влияние ряда значимых факторов (градиента температур длительности нагрева, трещинообразования и др.) на температурные усилия, удлинения продольной оси и прочность железобетонных элементов балочного типа при совместном действии перепадов температур и нагружения.

9. Температурные моменты достигают максимальных значений, равных усилиям трещинообразования, при первом кратковременном нагреве, затем, при длительном нагреве, снижаются вследствие неоднородных по высоте и ширине сечения температурно-усадочных и пластических деформаций бетона.

10. Установлено, что кратковременное и длительное одностороннее нагревание образцов-балок до $+90^{\circ}\text{C}$ не приводит к заметному снижению прочности конструкций при последующем нагружении изгибающим моментом. Относительно высокий уровень сопротивления высокопрочного бетона в сжатой зоне изгибаемых элементов способствует развитию больших деформаций (прогибов) конструкций вследствие текучести арматуры в растянутой зоне, что является важным фактором обеспечения надежности работы таких конструкций в составе статически неопределимых систем.

Разрушение всех опытных элементов конструкций происходило в результате разрушения бетона сжатой зоны вследствие сокращения ее площади из-за предшествующих значительных пластических удлинений арматуры в растянутой зоне при достижении состояния текучести.

11. Разработаны предложения по уточнению методик СП 27.13330.2017 в части расчетов деформаций и прочности изгибаемых элементов из высокопрочного железобетона при неравномерном нагреве.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Afroughsabet V., Teng S. Experiments on drying shrinkage and creep of high performance hybrid-fiber-reinforced concrete // *Cement and Concrete Composites*. 2020. (106). С. 103481.
2. Al-Salloum Y.A., Almusallam T.H. Creep effect on the behavior of concrete beams reinforced with GFRP bars subjected to different environments // *Construction and Building Materials*. 2007. № 7 (21). С. 1510-1519.
3. Almusallam A.A. Effect of environmental conditions on the properties of fresh and hardened concrete // *Cement and Concrete Composites*. 2001. № 4-5 (23). С. 353-361.
4. Bushlaibi A.H., Alshamsi A.M. Efficiency of curing on partially exposed high-strength concrete in hot climate // *Cement and Concrete Research*. 2002. № 6 (32). С. 949-953.
5. Cano-Barrita P.F. De.J., Balcom B.J., Bremner T.W., MacMillan M.B., and Langley W. S. Moisture distribution in drying ordinary and high performance concrete cured in a simulated hot dry climate // *Materials and Structures / Materiaux et Constructions*. 2004. № 272 (37). С. 522-531.
6. Cheng F.P., Kodur V.K.R., Wang T.C. Stress-Strain Curves for High Strength Concrete at Elevated Temperatures // *Materials in civil engineering*. 2004. № 1 (16). С. 1-20.
7. Choi E.G., Shin Y.S. The structural behavior and simplified thermal analysis of normal-strength and high-strength concrete beams under fire // *Engineering Structures*. 2011. № 4 (33). С. 1123-1132.
8. Кхон Кхемарак, Корсун В.И., Ха Ван Куинь, Волков А.С. Влияние кратковременного нагрева до +90°С на деформацию и прочность высокопрочного бетона // Под ред. Б. Анатолийса, В. Николая, С. Виталия, Springer Nature Switzerland AG, 2020. С. 585-592. [Khemarak Khon, Vladimir Korsun, Quynh Ha, and

Andrey Volkov. Effect of Short-Term Heating up to +90°C on Deformation and Strength of High-Strength Concrete // Под ред. B. Anatolijs, V. Nikolai, S. Vitalii, Springer Nature Switzerland AG, 2020. С. 585-592]. DOI: 10.1007/978-3-030-42351-3_51

9. Kodur V.K.R., Dwaikat M.B., Fike R.S. An approach for evaluating the residual strength of fire-exposed RC beams // Magazine of Concrete Research. 2010. № 7 (62). С. 479-488.

10. Volodymyr Korsun, Nikolai Vatin, Alberto Franchi, Artem Korsun, Pietro Crespi, Sergey Mashtaler. The strength and strain of high-strength concrete elements with confinement and steel fiber reinforcement including the conditions of the effect of elevated temperatures // Procedia Engineering. 2015. № 1 (117). С. 970-979.

11. Корсун В.И., Баранов А.О., Кхон Кхемарак, Ха Ван Куинь. Влияние температуры и продолжительности нагрева на свойства высокопрочного бетона, модифицированного органоминеральными компонентами // Под ред. Н. Ватина, А. Бородина, Б. Тельтаева, Чам: Springer Nature Switzerland AG, 2021. С. 515-524. [Vladimir Korsun, Aleksey Baranov, Khemarak Khon, and Quynh Ha. The Influence of Temperature and Duration of Heating on the Properties of High-Strength Concrete Modified by Organo-Mineral Components // Под ред. N. Vatin, A. Borodinecs, B. Teltayev, Cham: Springer Nature Switzerland AG, 2021. С. 515-524]. https://doi.org/10.1007/978-3-030-72404-7_50

12. Volodymyr Korsun, Nikolai Vatin, Artem Korsun, Darya Nemo. Heterogeneous Shrinkage of High-Strength Concrete by the Volume of Large-Size Structural Elements // Applied Mechanics and Materials. 2015. (723). С. 445-450.

13. Корсун В.И., Кхон Кхемарак, Ха Ван Куинь, Баранов А.О. Прочность и деформации высокопрочного бетона при кратковременном нагреве до +90°C // Серия конференций IOP: Материаловедение и инженерия. 2020. (896). С. 012035. [Korsun V.I., Khon K., Ha V.Q., and Baranov A.O. Strength and deformations of high-strength concrete under short-term heating conditions up to + 90°C // IOP Conference

Series: Materials Science and Engineering. 2020. (896). C. 012035]. DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012035

14. Korsun V., Korsun A., Volkov A. Characteristics of mechanical and rheological properties of concrete under heating conditions up to 200°C // MATEC Web of Conferences. 2013. (6). C. 1-8.

15. Korsun V., Shvets G. The calculation of creep deformation of high-strength concrete in relation to the conditions of exposure to elevated temperatures // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2020. (896). C. 012039. DOI: 10.1088/1757-899X/896/1/012039

16. Mohd Zain M.F., Radin S.S. Physical properties of high-performance concrete with admixtures exposed to a medium temperature range 20°C to 50°C // Cement and Concrete Research. 2000. (30). C. 1283-1287.

17. Mustafa M.A., Yusof K.M. Mechanical properties of hardened concrete in hot-humid climate // Cement and Concrete Research. 1991. № 4 (21). C. 601-613.

18. Phollarath T. Report of temperature and humidity from Ministry of Water Resources and Meteorology of Cambodia. Phnom Penh, 2017. 14 c.

19. Rehman A., Masood A., Akhtar S., Ibrahim S.M., Shariq M. Experimental and numerical investigation into flexural bond strength of RC beams exposed to elevated temperature // Construction and Building Materials. 2021. (282). C. 122630.

20. Samir N.S. [и др.]. Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete // Construction and Building Materials. 2011. (25). C. 688-696.

21. Selezneva O., Shustov P. Concreting in dry hot climate // Materials Science and Engineering. 2019. № 1 (667). C. 012090.

22. Soroka I., Ravina D. Hot weather concreting with admixtures // Cement and Concrete Composites. 1998. № 2-3 (20). C. 129-136.

23. Zain M.F.M., Matsufuji Y. The influence of curing methods on the physical properties of high strength concrete exposed to medium temperature (20°C-50°C) //

Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Engineering and Technology. Kuala Lumpur, 1997. С. 57-66.

24. Ажидинов А.С. Расчет на кривой изгиб элементов прямоугольного и двутаврового сечений: Автореф. дис. ... кандидата технических наук: 05.23.01 / А. С. Ажидинов, «НИИЖБ». Москва, 1991. 20 с.

25. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести / С.В. Александровский. М.: Стройиздат, 1973. 433 с.

26. Альтшулер Б.А. Упруго-пластические характеристики бетона при нагреве под нагрузкой // Бетон и железобетон. 1974. (9). С. 11-12.

27. Альтшулер Б.А., Шахов И.И., Щербатюк Е.А. Влияние последовательности нагрева и загрузки на прочность и деформативность тяжелого бетона при растяжении // Бетон и железобетон. 1980. (11). С. 15-18.

28. Ахмедов А.А., Фомин С.Л. Влияние сухого и жаркого климата на усадочные деформации тяжелого бетона / А.А. Ахмедов, С.Л. Фомин. Ташкент, 1978. 199 с.

29. Барабанщиков Ю.Г., Архарова А.А., Терновский М.В. Бетон с пониженной усадкой и ползучестью // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 22 (7). С. 152-165.

30. Барашиков А.Я., Барабаш В.М., Журавский А.Д. Диаграмма деформирования бетона при одно и двухосном сжатии // Строительные конструкции. 1990. (43). С. 85-99.

31. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. М. : Стройиздат., 1971. 208 с.

32. Блещик Н.П., Рак А.Н. Кинетика набора прочности модифицированного бетона в различных температурных условиях // Проблемы современного бетона и железобетона. 2011. (3). С. 122-150.

33. Васильев П.И., Кононов Ю.И. Температурные напряжения в бетонных массивах / П.И. Васильев, Ю.И. Кононов. Л.: Стройиздат, 1969. 120 с.
34. Корсун В.И., Волков А.С. Оценка эффективности применения высокопрочных бетонов для возведения дымовых труб / В.И. Корсун, А.С. Волков // Вісник ДонНАБА. 2009. 4(78). С. 60-64.
35. Вахненко П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций / П.Ф. Вахненко. К.: Будівельник, 1992. 112 с.
36. Вахненко П.Ф., Вахненко В.П. Ширина раскрытия нормальных трещин в косоизгибаемых железобетонных элементах // Строительные конструкции. 1989. (4). С. 1-3.
37. Веретенников В.И. Влияние возраста бетона в момент загрузки на его ползучесть / В.И. Веретенников. К: НИИСК, 1970. 64 с.
38. Корсун В.И., Корсун А.В., Волков А.С. Прочность и деформации высокопрочных мелкозернистых модифицированных бетонов в условиях кратковременного нагрева до +200°C / В.И. Корсун, А.В. Корсун, А.С. Волков // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. Одеса: ОДАБА. 2007. С. 207-212.
39. Волков А.С. Влияние масштабного фактора и воздействия повышенных температур до +200°C на характеристики физико-механических и реологических свойств высокопрочных модифицированных бетонов // Современное промышленное и гражданское строительство. 2021. № 1 (17). С. 63-76.
40. Волков А.С., Машталер С.Н., Полянский К.В. Влияние возраста высокопрочного модифицированного бетона на его физико-механические свойства при осевом сжатии // Будівлі та конструкції із застосуванням нових матеріалів та технологій. Випуск 2014-4(108). С. 42-45.

41. Воронцова Н.С. Расчет прочности косоизгибаемых фиброжелезобетонных элементов / Н.С. Воронцова // Вестник гражданских инженеров. 2014. № 3 (44). С. 77-85.
42. ГОСТ 24452-2020. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести. Москва, 2020. 27 с.
43. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. Москва, 1980. 14 с.
44. Егоровой А.Ю., Михайленко Н.М. Краткий климатический справочник по странам мира / А.Ю. Егоровой, Н.М. Михайленко. Л.: Гидрометеиздат, 1984. 240с.
45. Иванов Ю.А. Исследование прочностных и деформативных свойств бетонов марок 600÷1000 и изгиба железобетонных балок из таких бетонов: Автореф. дисс... канд. техн. наук. 05.23.01 / Ю.А. Иванов. НИИСК, Киев. 1972. 16с.
46. Камбаров Х.У. Железобетонные конструкции в условиях жаркого климата / Х.У. Камбаров. Ташкент, 1998. 38 с.
47. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. М.: Стройиздат, 1976. 208 с.
48. Карпенко Н.И., Прокопович, И.Е., Мухамедиев, Т.А., Петров, А.Н., Яременко А.Ф. Учет деформаций ползучести и длительного сопротивления бетона в методике диаграмм-изохрон // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. 1987. С. 66-81.
49. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
50. Карпенко Н.И., Каприелов С.С., Ромкин Д.С. Результаты исследования физико-механических и реологических характеристик высокопрочного бетона // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: строительство и транспорт. 2009. С. 28-37.

51. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Диаграммы деформирования бетона, их трансформации в зависимости от различных факторов и использование в расчетах конструкций // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений. Л.: Энергоатомиздат, 1987. С. 12-19.

52. Карпенко Н.И., Ромкин Д.С. Записи нелинейных мер ползучести с использованием функции нелинейности // Вестник ОН РААСН, вып. № 14, Москва-Иваново, 2010.

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

54. Колосова Л.Н. Географический атлас. М.: Главное управление геодезии и картографии при Совмине СССР / Л.Н. Колосова. Москва, 1982. 238 с.

55. Корсун В.И., Стеблянок Л.В., Корсун А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния трехсекционной железобетонной градирни // Вісник ДонДАБА. Макіївка: ДонДАБА. Вип. 2003-2(39). 2003. Т. 2. С. 113-118.

56. Корсун А.В. Особенности деформирования и разрушения высокопрочных модифицированных бетонов в условиях нагрева до +200°C // Вестник ДонНАСА. 2007. 1(63). С. 116-121.

57. Корсун В.И. Температурные усилия, прочность и трещиностойкость элементов железобетонных дымовых труб, работающих в температурном диапазоне -50 ÷ +150°C, с учетом плоского напряженного состояния: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.И. Корсун. НИИЖБ, 1987. 20 с.

58. Корсун В.И. К определению основных характеристик прочностных и деформационных свойств бетона для условий воздействия повышенных температур // Вісник ДонДАБА, вип. 99-2[16]: Композиційні матеріали для будівництва. Макеевка. 1999. С. 181-184.

59. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий / В.И. Корсун. Макеевка: ДонГАСА. 2003. 154 с.

60. Корсун В.И. Развитие методов расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на температурно-влажностные воздействия // Современное промышленное и гражданское строительство. 2021. Т. 17. № 1. С. 29-40.

61. Корсун В.И., Баранов А.О. Расчёт температурно-усадочных деформаций высокопрочных бетонов применительно к условиям воздействия повышенных температур // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования Российской академии архитектуры и строительных наук по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2019 году: Сб. науч. тр. РААСН. М.: Издательство АСВ, 2020. С. 314-321.

62. Корсун В.И., Волков А.С. Механические и реологические свойства высокопрочных модифицированных бетонов при осевом сжатии // Коммунальное хозяйство городов. 2009. (86). С. 130-139.

63. Корсун В.И., Дмитренко Е.А. Влияние скорости нагружения на прочность и деформации бетона при осевом сжатии в условиях воздействия повышенных температур // Коммунальное хозяйство городов. 2008. (81). С. 57-66.

64. Корсун В.И., Кхон Кхемарак, Ха Ван Куинь. Влияние климатических условий юго-восточной Азии на прочность и модуль упругости бетона // В сборнике: Неделя науки ИСИ. Материалы всероссийской конференции в 3-х частях. Инженерно-строительный институт Санкт-Петербургского политехнического университета Петра Великого. Санкт-Петербург, 2021. С. 379-381.

65. Корсун В.И., Кхон Кхемарак, Ха Ван Куинь. Температурные моменты в статически неопределимых балках из высокопрочного бетона при одностороннем нагреве // В сборнике: Неделя науки ИСИ. Материалы всероссийской конференции

в 3-х частях. Инженерно-строительный институт Санкт-Петербургского политехнического университета Петра Великого. Санкт-Петербург, 2021. С. 382-384.

66. Корсун В.И., Машталер С.Н. Влияние повышенных до 200°C температур на характеристики физико-механических свойств высокопрочного сталефибробетона // 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. 265-274.

67. Корсун В.И., Мессауди А. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных балочных элементов в общем случае несовпадения плоскостей температурного перепада и нагружения // Респ. межвед. сборник: Коммунальное хозяйство городов. Харьков, Техника. 1997. Вып. 12. С. 68-70.

68. Liu Jin, Renbo Zhang, Liang Li, Xiuli Du, Yunlong Yao. Impact behavior of SFRC beams at elevated temperatures: Experimental and analytical studies // Engineering Structures. 2019. (197). С. 109401. DOI:10.1016/j.engstruct.2019.109401.

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

70. Кричевский А.П. Прочность и деформации тяжелого бетона в условиях плоского напряженного состояния с учетом температурных воздействий // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1985. (11). С. 6-11.

71. Кричевский А.П. Железобетонные тонкостенные сооружения, подвергающиеся температурным воздействиям. Вопросы теории расчета и конструирования: Автореф. дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.05 / А.П. Кричевский. Макеевка, 1986. 50 с.

72. Кричевский А.П., Кардаков В.В. Температурные усилия в железобетонных инженерных сооружениях. М.: ЦНИИЭПСельстрой, 1982. С. 11-18.

73. Кричевский А.П., Корсун В.И., Баев А.М. Расчет инженерных сооружений на температурные воздействия с использованием изохрон // Проектирование и строительство инженерных сооружений из монолитного железобетона. 1989. С. 73-86.

74. Кричевский А.П., Передерей В.Д. Определение температурных усилий в дымовых трубах с учетом изменения свойств бетона // Бетон и железобетон. 1978. (3). С. 16-18.

75. Лебедев Н.Н. Температурные напряжения в теории упругости / Н.Н. Лебедев. Москва: Л.: ОНТИ, 1937. 110 с.

76. Левадный Я.М. Жёсткость косоизгибаемых железобетонных элементов / Я. М. Левадный. К.: НИИСК, 1968. 46 с.

77. Липсмайер Г. Строительство в условиях жаркого климата / Г. Липсмайер, Пер. с англ. А. С. Брика. Москва: Стройиздат, 1984. 189 с.

78. Мазо Э.А. Влияние неупругих деформаций на температурные моменты в элементах при одностороннем нагреве // Строительство промышленных печей из жаростойкого бетона. Сб. трудов ВНИПИТеплопроект. Вып. 20. М., 1972. С. 63-78.

79. Мазо Э.А. Температурные кривизны и моменты в элементах из жаростойкого бетона при одностороннем нагреве // Строительство промышленных печей из жаростойкого бетона. Сб. трудов ВНИПИТеплопроект. Вып. 24. М., 1973. С. 23-36.

80. Макаренко Л.П. Сопротивление бетона сжатию и растяжению после кратковременного и длительного сжатия различной интенсивности // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1985. (2). С. 8-11.

81. Макаренко Л.П. Изменение физико-механических свойств бетонов при сжатии и растяжении при повторных нагружениях // Бетон и железобетон. 1989. (2). С. 38-40.

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

83. Милованов А.Ф., Камбаров Х.У. Расчет железобетонных конструкций для условий жаркого климата / А.Ф. Милованов, Х.У. Камбаров. Ташкент: Укитувчи, 1991. 176 с.

84. Милованов А.Ф. Расчет жаростойких железобетонных конструкций / А.Ф. Милованов. М.: Стройиздат, 1974. 232 с.

85. Милованов А.Ф., Мазо Э.А. Температурные усилия при одностороннем нагреве статически неопределимых конструкций // Бетон и железобетон. 1973. (3). С. 8-10.

86. Милованов А.Ф., Нифонтов А.В. Расчет температурных усилий в железобетонных конструкциях // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт. ЦИНИС, 1971. № 3. С. 45-47.

87. Милованов А.Ф., Тупов Н.И. Влияние повышенных температур на прочность и модуль упругости тяжелого бетона // Промышленность сборного железобетона, ТИ № 9. М.: ЦНИИТЭСтром, 1965. С. 24-34.

88. Милованов А.Ф., Тупов Н.И. Прочностные и упругопластические свойства бетона при нагреве до 200°C // Тепломонтажные и изоляционные работы. Вып. 3/47, ЦБТИ, 1965г.

89. Милованов А.Ф., Тупов Н.И. Влияние температуры на прочность и деформации бетона под нагрузкой // Материалы секции VI конференции по бетону и железобетону. М.: Стройиздат, 1966. С. 72-75.

90. Миронов С.А., Малинский Е.Н. Основы технологии бетона в условиях сухого жаркого климата / С.А. Миронов, Е.Н. Малинский. М.: Стройиздат, 1985. 317с.

91. Мишина А.В., Чилин И.А., Андрианов А.А. Физико-технические свойства сверхвысокопрочного сталефибробетона // Вестник МГСУ. (3). 2011. С. 159-165.
92. Моисеенко Г.А. Изменение призмочной прочности и модуля упругости высокопрочного сталефибробетона и его матрицы в зависимости от возраста // Строительные материалы. 2020. № 781 (6). С. 13-17.
93. Мурашев В.И., Забиров А.Г. Исследование работы прямоугольных железобетонных плит на температурный перепад в их плоскости // Труды НИИЖБ, М.: Стройиздат, 1959. С. 42-54.
94. Liu Jin., Yuchang Lan, Renbo Zhang, Xiuli Du. Impact performances of RC beams at/after elevated temperature: A meso-scale study // Engineering Failure Analysis. 2019. (105). С. 196-214. DOI:10.1016/j.engfailanal.2019.07.002.
95. Невгень Н.А. Влияние температурных и силовых режимов испытания на прочность бетона при растяжении // Проблемы повышения эффективности капитального строительства. Тез. докл. Алма-Ата, 1983. С. 82-83.
96. Степанов М.В., Моисеенко Г.А. Диаграммы деформирования мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при сжатии // Строительство и реконструкция. № 3 (83) 2019, май-июнь. С. 11-21.
97. Некрасов К.Д., Жуков В.В., Гуляева В.А. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур / К.Д. Некрасов, В.В. Жуков, В.А. Гуляева. М.: Стройиздат, 1972. 128 с.
98. Yue Li, Xiongfei Liu, Miaohe Wu. Mechanical properties of FRP-strengthened concrete at elevated temperature // Construction and Building Materials. 2017. (134). С. 424-432. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2016.12.148.
99. Павликов А.Н., Торяник М.С. Расчет косоизгибаемых железобетонных элементов по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. 1979. (4). С. 4-7.

100. Передерей В.Д. Релаксация температурных усилий, возникающих в статически неопределимых железобетонных конструкциях при наличии температурного градиента / Макеевка, 1977. Рук. деп. в ЦИНИС, деп. № 708. 21 с.

101. Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В. Справочник по сопротивлению материалов / Г.С. Писаренко, А.П. Яковлев, В.В. Матвеев. Киев: Накова думка, 1988. 736 с.

102. Римша А.Н. Градостроительство в условиях жаркого климата [Текст]: [Учебник для вузов по спец. «Архитектура»] / А.Н. Римша, Москва: Стройиздат, 1979. 312 с.

103. Карпенко Н.И., Ромкин Д.С. К определению деформаций ползучести высокопрочного бетона при ступенчато возрастающих нагрузках // Academia. Архитектура и строительство. Москва: РААСН, 2010. № 3. С. 559-562.

104. Ромкин Д.С. Влияние длительного нагружения в раннем возрасте на основные физико-механические свойства бетона // Вестник ОН РААСН, вып. № 14, Москва-Иваново, 2010.

105. Саини Б.С. Строительство и окружающая среда. Исследование проблем строительства в районах с сухим жарким климатом / Б.С. Саини. М.: Стройиздат, 1980. 174 с.

106. Самойленко В.Н. Расчет собственных температурных напряжений в статически определимых железобетонных элементах // Работа железобетонных конструкций при высоких температурах. М.: Стройиздат, 1982. С. 67-77.

107. Самойленко В.Н., Бородин А.А., Розаренова Н.А. Исследование работы двух и трехпролетных железобетонных балок на совместное действие нагрузки и неравномерного нагрева // Работа железобетонных конструкций при высоких температурах. М.: Стройиздат, 1972. С. 88-98.

108. Свиридов Н.В., Коваленко М.Г., Чесноков В.М. Механические свойства особо прочного цементного бетона // Бетон и железобетон. Стройиздат. Москва. 1991-02 (431). С. 7-9.

109. Свиридов Н.В., Коваленко М.Г., Чесноков В.М. Прочность и деформативность железобетонных элементов из особопрочного бетона // Бетон и железобетон. Стройиздат. Москва. 1991-12 (441). С. 19-21.

110. Скрамтаев Б.Г., Лещинский М.Ю. Испытание прочности бетона в образцах, изделиях и сооружениях / Б.Г. Скрамтаев, М.Ю. Лещинский. М.: Стройиздат, 1964. 272 с.

111. Степанов М.В. Моисеенко Г.А. Развитие экспериментального подхода к определению меры ползучести мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при рациональном содержании фибры // Строительство и реконструкция. 2018. № 77 (3). С. 98-104.

112. СП 27.13330.2017. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. Москва, 2017. 98 с.

113. He Zhen-jun, Ma Yan-ni, Wang Zhen-wei. Triaxial strength and deformation characteristics and its constitutive model of high-strength concrete before and after high temperatures // Structures. 2021. (30). С. 1127-1138. DOI:10.1016/j.istruc.2020.11.078.

114. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва, 2018. 118 с.

115. Сытник В.И., Иванов Ю.А. Экспериментальные исследования прочности и деформативности высокопрочных бетонов // Высокопрочные бетоны. 1967. С. 54-72.

116. Тимошенко С.П., Гудьер Д. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Д. Гудьер. М.: Наука, 1975. 576 с.

117. Тимошенко С.П., Лессельс Д. Прикладная теория упругости / С.П. Тимошенко, Д. Лессельс. М.: ОНТИ, 1932. 362 с.

118. Тупов Н.И. О влиянии повышенной температуры на прочность и деформативные свойства бетона // Бетон и железобетон. 1967. (3). С. 42-43.

119. Фомин С.Л. Влияние температуры и влажности среды на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций // Бетон и железобетон-ресурсо и энергосберегающие конструкции и технологии. Казань: НТО Стройиндустрии Киев, 1982. С. 241-246.

120. Фомин С.Л. Расчет железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия технологической и климатической среды / С.Л. Фомин. Киев, УМК ВО, 1992. 164 с.

121. Фомин С.Л., Иванов В.В. К расчету железобетонных конструкций в условиях сухого жаркого климата. Ташкент: Изд.ТашПИ., 1985. С. 7-9.

122. Чиненков Ю.В., Строчкий В.Н. Расчет на кривой изгиб элементов прямоугольного сечения по трещиностойкости и деформациям // Бетон и железобетон. 1989. (7). С. 28-30.

123. Choi E.G., Shin Y.S. The structural behavior and simplified thermal analysis of normal-strength and high-strength concrete beams under fire // Engineering Structures. 2011. № 4(33). С. 1123-1132. DOI:10.1016/j.engstruct.2010.12.030.

124. Штоль Т.М. Строительство зданий и сооружений в условиях жаркого климата: [Учеб. пособие для строит. спец. вузов] / Т.М. Штоль, Г.И. Евстратов. Москва: Стройиздат, 1984. 351 с.

125. Юсупов З.Ю. Работа железобетонных конструкций при малоцикловых нагрузениях в условиях климата Средней Азии / З.Ю. Юсупов. Ташкент: Фан, 1988. 140 с.

126. EN 1992-1-12009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Минск, 2010. 207 с.

127. Пособие по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1994. 192 с.

128. СП 52-110-2009. Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся технологическим повышенным и высоким температурам. Москва, 2009. 95 с.

129. Машталер С.Н. Прочность и деформация элементов из высокопрочного сталефибробетона при сжатии в условиях нагрева до +200°C: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.С. Николаевич. Макеевка, 2019. 24 с.

130. Моисеенко Г.А. Физико-механические и реологические свойства высокопрочного сталефибробетона при кратковременном и длительном нагружении: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 2.1.1. / Г.А. Моисеенко. Москва, 2022. 27 с.

131. Воронцова Н.С. Напряженно-деформированное состояние и прочность косоизгибаемых фиброжелезобетонных элементов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Н.С. Воронцова. Санкт-Петербург, 2019. 24 с.

132. Vladimir I.K., Valeriy I.M., Ashot G.T., Anatoly V.A. Nonlinear Deformation Model for Analysis of Temperature Effects on Reinforced Concrete Beam Elements // Buildings. 2023. (13). С. 1–16. DOI:10.3390/buildings13112734.

133. Корсун В.И., Кхон Кхемарак. Деформации и прочность железобетонных балок, изготовленных из высокопрочного бетона для несовпадающих плоскостей температурного перепада и нагружения; 2023; Строительство уникальных зданий и сооружений; 109 Артикул № 10914. [Korsun, V.I.; Khon K. Strains and strength of reinforced concrete beams manufacturing by high-strength concrete for non-coincident planes of temperature gradient and loading; 2023; Construction of Unique Buildings and Structures; 109 Article No 10914]. doi: 10.4123/CUBS.109.14

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А. Рекомендации по внедрению результатов диссертационной работы в СП 27.13330.2017 в части характеристик свойств модифицированного высокопрочного бетона класса В80

№ п/п	Расчетные параметры	Рекомендуемые значения при температурах нагрева, °С			К таблице СП 27.13330.2017
		50	70	100	
1	2	3	4	5	6
1	γ_{bt} - коэффициент условий работы бетона при сжатии	0,90/0,95	0,90/0,95	0,90/1,0	таблица 5.2
2	β_b - коэффициент учета изменений начального модуля упругости бетона	0,80/0,80	0,80/0,80	0,80/0,80	таблица 5.2
3	$\varphi_{b,crs}$ - коэффициент учета длительной ползучести бетона	0/2,80	0/3,30	0/3,80	таблица 5.4
4	$\alpha_{bt} \cdot 10^6$ - коэффициент линейной температурной деформации бетона	12,50/8,0	12,0/8,10	12,0/8,40	таблица 5.6
5	$\alpha_{cs} \cdot 10^6$ - коэффициент линейной температурной усадки бетона	0/6,2	0/8,7	0/12,4	таблица 5.7

Примечание: над чертой – при кратковременном нагреве;
под чертой – при длительном нагреве.

Приложение Б. Акт использования в учебном процессе материалов кандидатской диссертации

УТВЕРЖДАЮ:
декан Строительного факультета,
д-р техн. наук, доцент
А.Н. Гайдо
«27» октября 2023 г.



АКТ

использования в учебном процессе материалов кандидатской диссертации
«ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ПРИ НЕСОВПАДЕНИИ ПЛОСКОСТЕЙ ТЕМПЕРАТУРНОГО
ПЕРЕПАДА И НАГРУЖЕНИЯ» соискателя кафедры «Железобетонные и каменные
конструкции» Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного
университета
Кхона Кхемарака

Материалы диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук соискателя кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Кхона Кхемарака используются в лекционном курсе по дисциплине «Спецкурс по проектированию железобетонных конструкций» для студентов магистратуры по направлению подготовки по специальности 08.04.01 «Проектирование строительных конструкций зданий и сооружений» на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» СПбГАСУ.

Заведующий кафедрой ЖБК
канд. техн. наук, доцент



А.О. Херай

«27» октября 2023 г.