Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Кубанский государственный технологический университет»

На правах рукописи

ТАМОВ Мурат Мухамедович

МЕТОДОЛОГИЯ РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ СВЕРХВЫСОКОПРОЧНОГО ФИБРОБЕТОНА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЦИФРОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
доктора технических наук

Научный консультант:
заслуженный строитель Российской Федерации,
академик РААСН, доктор технических наук, профессор
Л.Р. МАИЛЯН

Краснодар – 2026

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ ... 6
1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ ... 15
1.1 Принципы и технология получения сверхвысокопрочных фибробетонов ... 15
1.2 Физико-механические и конструктивные характеристики сверхвысокопрочных фибробетонов ... 18
1.3 Композитная полимерная арматура и ее характеристики ... 20
1.4 Исследования работы изгибаемых СВПБ-конструкций и конструкций с композитной арматурой ... 22
1.4.1 Работа нормальных сечений СВПБ-балок ... 22
1.4.2 Напряженно-деформированное состояние приопорной зоны балок при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы ... 25
1.4.3 Работа наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок ... 26
1.4.4 Работа наклонных сечений с композитной арматурой ... 28
1.5 Существующие подходы к расчету по предельным состояниям изгибаемых конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных материалов ... 30
1.5.1 Особенности расчета на действие изгибающих моментов ... 30
1.5.2 Подходы к расчету балок на действие поперечных сил ... 37
1.6 Общие выводы о состоянии проблемы. Цели и задачи исследования и программа, методология и пути их решения ... 44
2 КОМПЛЕКСНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ ... 47
2.1 Общая программа экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных материалов ... 47
2.2 Программа и методика экспериментальных исследований свойств сверхвысокопрочного бетона и фибробетона ... 48
2.3 Особенности экспериментальных исследований характеристик высокопрочной композитной арматуры ... 52
2.4 Программа и методика экспериментальных исследований прочности, деформативности и трещиностойкости СВПБ-балок со стержневым и фибровым армированием ... 56
2.5 Программа экспериментальных исследований двутавровых балок из обычного тяжелого бетона ... 60
2.6 Особенности программы и методики экспериментальных исследований сопротивления СВПБ-балок действию поперечных сил ... 62
2.7 Программа исследования прочности тонких стенок двутавровых балок со стержневым композитным армированием ... 64
2.8 Отличия исследований работы стержневой композитной арматуры в наклонных сечениях прямоугольных балок ... 65
2.9 Особенности методики испытаний опытных образцов ... 67
2.10 Выводы по главе 2 ... 68

3 НОВЫЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ЦИФРОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ 70
3.1 Предлагаемые общие принципы расчетной оценки НДС конструкций из СВПБ и АКП при различных силовых воздействиях на основе цифровых технологий 70
3.2 Выбор базовых системных программных комплексов на основе МКЭ 72
3.3 Базовые принципиальные подходы к расчетной оценке НДС балок прямоугольного сечения 74
3.3.1 Модель пластичности CDP с накоплением повреждений и ее параметры для сверхвысокопрочного бетона 74
3.3.2 Особенности расчетных диаграмм деформирования СВПБ и АКП 80
3.4 Особенности базовых принципиальных подходов к расчетной оценке НДС балок двутаврового сечения из СВПБ и с поперечной АКП 87
3.4.1 Преимущества деформационной модели CSMM для расчета плоского НДС 87
3.4.2 Учет моделью CSMM влияния трещин предшествующих загружений на сопротивление стенок двутавровых балок 90
3.4.3 Диаграммы деформирования материалов для конечно-элементных расчетов плоского НДС двутавровых балок из СВПБ и с поперечной АКП 92
3.5 Применение цифровых технологий для развития методов расчета конструкций в зоне действия поперечных сил и изгибающих моментов 95
3.5.1 Особенности применения искусственного интеллекта в расчетах строительных конструкций 95
3.5.2 Регрессионный и нейросетевой анализ влияния независимых переменных на сопротивление тонких стенок изгибаемых конструкций 99
3.5.3 Методика нейросетевого анализа силового сопротивления наклонных сечений СВПБ-балок в зоне действия поперечных сил и изгибающих моментов 103
3.6 Пути проверки теоретических моделей экспериментальными и численными исследованиями конструкций из сверхвысокопрочных материалов 108
3.7 Выводы по главе 3 110
4 ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ 111
4.1 Программа и методика численных исследований КЭ-моделями сопротивления СВПБ-балок изгибающим моментам 111
4.2 Особенности численных исследований КЭ-моделями сопротивления поперечным силам СВПБ-балок и балок с композитным армированием 112
4.2.1 Численные исследования работы тонких стенок балок из обычного бетона с применением КЭ-моделей 112

4.2.2 Напряженно-деформированное состояние СВПБ-балок двутаврового сечения при действии поперечных сил 117
4.2.3 Особенности программы численных исследований КЭ-моделями НДС наклонных сечений прямоугольных балок, армированных композитными стержнями 120
4.3 Создание выборок из экспериментальных работ для нейросетевых и регрессионных моделей сопротивления балок действию поперечных сил 123
4.4 Выводы по главе 4 124
5 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ 126
5.1 Характеристики разработанных составов сверхвысокопрочных бетонов и фибробетонов 126
5.2 Особенности результатов специальных экспериментальных исследований композитной арматуры 130
5.3 Отличия прочности, жесткости и трещиностойкости СВПБ-балок 137
5.4 Особенности сопротивления тонких стенок балок из обычного бетона со стальным и композитным поперечным армированием 151
5.4.1 Моделирование НДС балок из обычного тяжелого бетона предложенными конечно-элементными моделями 151
5.4.2 Особенности сопротивления тонких стенок двутавровых балок с композитной поперечной арматурой 160
5.5 Особенности работы и расчета наклонных сечений балок из сверхвысокопрочного фибробетона 172
5.5.1 Результаты испытания балок и их расчетов предложенными конечно-элементными моделями 172
5.5.2 Нейросетевое прогнозирование и регрессионные расчеты прочности наклонных сечений 182
5.6 Прочность и деформативность балок прямоугольного сечения с композитными хомутами 195
5.7 Выводы по главе 5 204
6 ПРОВЕРКА И ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РАЗРАБОТАННЫХ ПОДХОДОВ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ЦИФРОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ 206
6.1 Проверка предлагаемого подхода к расчету СВПБ-балок на действие изгибающего момента по нормальным сечениям 206
6.2 Применимость предлагаемых подходов к расчету конструкций из сверхвысокопрочных материалов на действие поперечных сил 207
6.2.1 Сопротивление тонких стенок со стальным и композитным армированием 207
6.2.2 Прочность наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок и прямоугольных балок с композитными хомутами 216
6.3 Выводы по главе 6 223

7 ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ В НОВЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ И ВНЕДРЕНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ 224
7.1 Облегченные двутавровые балки с полками и стенкой малой толщины повышенной несущей способности и стойкости 224
7.2 Наружные панели с гибкими композитными связями 228
7.3 Внедрение результатов исследования в практику проектирования и производства и учебный процесс 232
7.4 Выводы по главе 7 234
ЗАКЛЮЧЕНИЕ 235
Итоги выполненного исследования 235
Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы 237
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ 238
Приложение А Таблицы 275
Приложение Б Документы о внедрении результатов работы 295
Приложение В Патенты на полезные модели 309

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Сверхвысокопрочный фибробетон и композитная полимерная арматура являются новыми и перспективными строительными материалами. Область их применения – критически важные объекты транспортной инфраструктуры (мосты, эстакады, туннели), морские, промышленные и оборонные сооружения. Строительные конструкции таких объектов характеризуются высокой ответственностью, а особенностью их эксплуатации является сочетание высоких нагрузок и агрессивных воздействий окружающей среды. Эффективность использования сверхвысокопрочного фибробетона и композитной арматуры в таких случаях обусловлена их повышенными характеристиками и стойкостью к коррозии. Увеличение стоимости строительства из-за более высокой цены сверхвысокопрочного фибробетона и композитной арматуры в сравнении с традиционными бетоном и арматурой в полной мере перекрывается большей долговечностью и сокращением затрат на обслуживание и восстановление конструкций на протяжении их жизненного цикла, а также снижением расхода материалов.

Действующие нормы проектирования конструкций из высокопрочного бетона не распространяются на фибробетон, а в нормах проектирования фибробетонных конструкций прочность бетона задается существенно ниже прочности сверхвысокопрочного фибробетона. Теоретические и экспериментальные исследования сопротивления конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона представлены единичными примерами. То же относится и к конструкциям с композитной арматурой, исследованным лишь при действии изгибающего момента. Работа при действии поперечных сил наклонных сечений с композитной арматурой, где ее особенности способны оказать большое влияние на напряженно-деформированное состояние, практически не изучена, хотя как раз хомуты имеют меньший защитный слой бетона и потому в большей мере подвержены воздействиям окружающей среды.

Для широкого внедрения в практику строительства несущих конструкций из сверхвысокопрочного бетона со стальной фиброй и армированных композитной полимерной арматурой необходимы исследования напряженно-деформированного

состояния, несущей способности и трещиностойкости изгибаемых конструкций из этих материалов и построение научно обоснованной методологии расчета с использованием цифровых технологий, что определяет актуальность решения данной научной проблемы.

Работа выполнялась в соответствии с тематическим планом Минобрнауки РФ «Исследование механизма прочности существующих и реконструируемых железобетонных элементов при переменных схемах загружения» (НИР 1.7.10), поддержана «Ползуновским грантом», программой «УМНИК» Фонда содействия развитию малых форм предприятий в научно-технической сфере, грантами РФФИ, Кубанского научного фонда, премией «IQ года» Краснодарского края, стипендией Президента Российской Федерации для обучения за рубежом.

Соответствие паспорту специальности. Работа соответствует пп. 1, 2, 3, 8 паспорта специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения:

1. Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчета механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений.

2. Разработка физических и численных методов экспериментальных исследований конструктивных систем, несущих и ограждающих конструкций, конструктивных свойств материалов.

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.

8. Разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, механической, пожарной и экологической безопасности.

Степень разработанности темы исследования. Обзор отечественных и зарубежных научных работ и нормативной базы показал, что методология расчетов изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой на сегодня остается недостаточно проработанной. Слабо исследованной областью для конструкций с композитной арматурой является их работа при действии поперечной силы, для конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона – работа при действии поперечной силы и изгибающего момента. Существующие методы проектирования и расчета, как правило, основаны на упрощенных моделях, не учитывающих специфические свойства сверхвысокопрочного фибробетона и композитной арматуры.

Анализ показал, что развитие методов расчета в этой области главным образом направлено на применение средств численного моделирования с опорой на экспериментальные данные, используемые для определения отдельных параметров работы конструкций и валидации расчетных моделей. Вместе с тем, существующие разработки, как правило, носят фрагментарный характер и не формируют комплексного подхода к расчету. При этом остается нерешенной проблема формирования системного подхода к привлечению цифровых технологий для оценки напряженно-деформированного состояния изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной полимерной арматурой.

Цель исследования – разработка методологии расчета прочности, деформативности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой с использованием цифровых технологий.

Задачи исследования:

- провести анализ и обобщить отечественные и зарубежные исследования и нормативные подходы к расчету изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой по нормальным и наклонным сечениям;

- провести экспериментальные исследования работы сверхвысокопрочного фибробетона, композитной арматуры и изгибаемых конструкций из этих компонентов под нагрузкой;

- сформировать представительную экспериментальную базу данных, включающую результаты других авторов, для разработки и проверки методологии расчета;

- выявить особенности силового сопротивления балок прямоугольного и двутаврового сечений из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой при действии изгибающего момента и поперечной силы;

- установить особенности работы сверхвысокопрочного бетона и фибробетона под нагрузкой с построением диаграмм деформирования этих материалов;

- рассмотреть применение современных цифровых технологий (метода конечных элементов, нейросетевого и регрессионного анализа) для расчета изгибаемых конструкций на поперечную силу;

- разработать и обосновать методологию расчета балок из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой по нормальным и наклонным сечениям с применением современных цифровых инструментов;

- провести проверку и оценку точности созданной методологии расчета прочности, деформативности и трещиностойкости изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой по результатам собственных испытаний и данным других авторов.

Научная новизна работы заключается в построении научных основ силового сопротивления по нормальным и наклонным сечениям изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой с использованием цифровых технологий, а именно:

- получены новые экспериментальные данные и выявлены особенности работы балок прямоугольного и двутаврового сечений из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой с вертикальным и наклонным поперечным армированием при различном содержании фибр при действии изгибающего момента и поперечной силы;

- проведена модернизация известных нелинейных моделей деформирования применительно к описанию механического состояния сверхвысокопрочного бетона с фибрами и без них под нагрузкой;

- обосновано использование средних значений деформаций сверхвысокопрочного фибробетона и арматуры для применения гипотезы плоских сечений при расчете изгибаемых элементов с трещинами;

- установлена зависимость сопротивления наклонных сечений и тонких стенок балок из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой от пролета среза, параметров продольного и поперечного армирования, фибрового армирования, ширины свесов сжатой полки сечения; предложен коэффициент снижения прочности тонких стенок двутавровых балок из-за наличия трещин от предшествующих загружений;

- создана методология расчета прочности, деформативности и трещиностойкости изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой по нормальным и наклонным сечениям на основе цифровых технологий;

- разработаны инженерные методики расчета прочности балок прямоугольного и двутаврового сечений из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой при действии поперечных сил с учетом деформативных характеристик бетона и арматуры, коэффициентов стержневого и фибрового армирования, угла наклона поперечной арматуры, пролета среза и предыстории нагружения;

- выявлены особенности работы вертикальных и наклонных композитных стержней армирования в наклонных трещинах благодаря испытаниям по предложенной новой методике и конечно-элементным расчетам с представлением композитной арматуры в модели элементами с ортотропными деформативными свойствами;

- предложено применение обратного моделирования для определения параметров закона деформирования сверхвысокопрочного фибробетона в растянутой зоне при диаграммном методе расчета изгибаемых конструкций;

- разработаны методики нелинейных конечно-элементных расчетов балок прямоугольного и двутаврового сечений из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой при действии поперечных сил, включая случаи с предысторией нагружения, основанные на деформационных моделях железобетона

при плоском напряженно-деформированном состоянии и диаграммах деформирования композитных материалов;

- разработаны эффективные конструктивные решения облегченных двутавровых балок с малыми толщинами полок и стенок и трехслойных навесных панелей с гибкими композитными связями из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой.

Теоретическая значимость работы:

- развиты научные основы силового сопротивления по нормальным и наклонным сечениям изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой с учетом особенностей работы материалов и характера трещинообразования, включая влияние предыстории нагружения, с использованием нейросетевых и конечно-элементных программных комплексов;

- выявлены закономерности сопротивления наклонных сечений и тонких стенок балок в зависимости от конструктивных параметров и схемы нагружения;

- развиты подходы к диаграммным методам расчета балок из сверхвысокопрочного фибробетона за счет синтеза и адаптации диаграмм деформирования и деформационных моделей для плоского напряженно-деформированного состояния, в том числе с идентификацией параметров диаграмм деформирования по результатам испытаний балок.

Практическая значимость работы:

- усовершенствованы инженерные подходы к расчету и конструированию изгибаемых элементов из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой, обеспечивающие надежность проектных решений и снижающие материалоемкость конструкций, что способствует их внедрению в строительство;

- доказана эффективность фибрового армирования балок из сверхвысокопрочного бетона волновыми фибрами, формул для расчета сопротивления поперечным силам по наклонным сечениям и по бетонным полосам с учетом влияния конструктивных параметров и пролета среза, введенных коэффициентов к несущей способности балок с начальными трещинами в стенке;

- построена методика регрессионного анализа влияния независимых переменных на сопротивление наклонных сечений изгибаемых конструкций;

- представлена методика нейросетевого анализа силового сопротивления наклонных сечений балок из сверхвысокопрочного фибробетона в зоне совместного действия поперечной силы и изгибающего момента.

Методология и методы исследования – экспериментальные исследования и последующее численное моделирование изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой. Испытания проведены с сертифицированными приборами и измерительным оборудованием, а также с оригинальным оборудованием автора, защищенным 4 патентами РФ (№ 163303, № 114154, № 215721, № 215722). Конечно-элементные расчеты выполнены в программных комплексах ABAQUS, OpenSees и ANSYS, статистическая обработка и построение регрессионных и нейросетевых моделей – в пакете STATISTICA. Программные коды разрабатывали на языках TCL и C++, сборку приложения – в среде Microsoft Visual Studio.

Положения, выносимые на защиту:

- результаты широкомасштабных экспериментальных и численных исследований прочности, деформативности и трещиностойкости прямоугольных и двутавровых балок из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой с вертикальным и наклонным поперечным армированием, включая тонкие стенки, нормальные и наклонные сечения, приопорные зоны при нагружении с изменением пролета среза;

- закономерности сопротивления балок прямоугольного и двутаврового сечений из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой изгибающему моменту и поперечной силе, включая особенности трещинообразования и формы разрушения, при варьировании параметров стержневого и фибрового армирования в широких пределах;

- комплекс методов расчета прочности, деформативности и трещиностойкости изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой по нормальным и наклонным сечениям на основе цифровых технологий: искусственных нейронных сетей,

сформированных по представительной экспериментальной базе и проверенных на тестовых и контрольных выборках в широких диапазонах конструктивных параметров и схем; конечно-элементных расчетов нормальных и наклонных сечений с предысторией нагружения, использующих деформационные модели железобетона при плоском напряженно-деформированном состоянии и диаграммы деформирования композитных материалов; инженерных расчетов с учетом характеристик материалов, пролетов среза, начальных трещин, содержания фибр, поперечного армирования и углов его наклона;

- конструктивные решения облегченных двутавровых балок с малыми толщинами полок и стенок и трехслойных навесных панелей с гибкими композитными связями из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой.

Степень достоверности результатов подтверждается использованием в экспериментальных исследованиях поверенных приборов и регистрирующего оборудования, применением известных принципов строительной механики, апробированных статистических методов при анализе опытных данных, использованием общепризнанных программных комплексов при выполнении численных расчетов. Результаты расчетов по разработанной методологии подтверждаются хорошей сходимостью с опытными и численными данными по прочности, деформативности и трещиностойкости балок из сверхвысокопрочного фибробетона и с композитной арматурой, полученными как автором, так и другими исследователями.

Апробация результатов. Основные материалы работы доложены и одобрены на международных и всероссийских научных конференциях: КубГТУ (Краснодар, 2012 – 2025), «Строительство в прибрежных курортных регионах» (Сочи-VI, 2010), «Эффективные строительные конструкции: теория и практика» (Пенза-X, 2010), «Строительство-2011…2024» (Ростов н/Д, 2011…2024), Техасской секции Американского общества гражданского строительства (Сан-Антонио, Техас, США, 2012), «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» (Москва, 2018 – 2020), «Девелопмент и инновации в строительстве» (Краснодар, 2018), «Actual issues of mechanical engineering»

(Новосибирск, 2018), «Modelling and Methods of Structural Analysis» (Москва, 2021), «Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering» (Владимир, 2022, 2026), «Актуальные вопросы строительства: взгляд в будущее» (Красноярск, 2022), «Технические науки: проблемы и решения» (Москва, 2022), «Прикладная математика и информатика в современном мире» (Краснодар, 2022), Кубанского научного фонда (Сочи, 2021, 2022), XXXVIII «Современные научные исследования. Актуальные вопросы, достижения и инновации» (Пенза, 2024), «Современные бетоны и технологии: проблемы, решения, перспективы» (Краснодар, 2025).

Опытные балки из сверхвысокопрочного фибробетона были представлены на выставке Yug Build-2021.

По результатам исследований под руководством автора подготовлены 3 кандидатские диссертации – С.В. Усанова (Ростов н/Д, ДГТУ, 2023), М.И.Ф. Салиба (Ростов н/Д, ДГТУ, 2025) и Ю.К.И. Абуизеиха (Ростов н/Д, ДГТУ, 2026).

Публикации. По материалам диссертации опубликованы 50 печатных работ, в т. ч. 20 статей в изданиях ВАК, 7 статей в изданиях Scopus и Web of Science, 4 патента РФ, 2 монографии и 17 публикаций в других изданиях.

Структура и объем работы. Диссертация объемом 314 страниц машинописного текста состоит из введения, семи глав, заключения, списка литературы из 331 наименования, трех приложений, содержит 166 рисунков и 42 таблицы.

1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Принципы и технология получения сверхвысокопрочных фибробетонов

Появление высокоэффективных суперпластификаторов второго поколения на поликарбоксилатной основе открыло возможность получения самоуплотняющихся бетонов с чрезвычайно высокими показателями прочности и долговечности [53, 17]. Искомые качества бетонов достигаются без использования специальных технологических процессов за счет подбора оптимального состава компонентов смеси [276]. За рубежом за этими новыми материалами закрепилось наименование *ultra-high performance concrete* (UHPC) [185] и *reactive powder concrete* (RPC) [258]. В российских источниках в качестве аналога первого наименования встречаются словосочетания «сверхвысокофункциональные бетоны» [22], «бетоны ультравысоких технологий» [8], «сверхвысокопрочные фибробетоны» (далее – СВПБ) [19, 22] и т.п. [60]. Аналогом второго зарубежного наименования – RPC – является его прямой перевод – реакционно-порошковый бетон. Как правило, под высокопрочными понимают бетоны с пределом прочности при сжатии 60 МПа и выше. Сверхвысокопрочными же, в свою очередь, считают бетоны с минимальной заданной прочностью на сжатие 150 МПа и с повышенными характеристиками пластичности при растяжении и ударной вязкости [66].

Идеи получения бетонов со сверхвысокой прочностью и плотной микроструктурой были выдвинуты еще в 1980-х годах [70, 104]. Последующими многочисленными исследованиями для СВПБ разных составов были изучены вопросы технологии изготовления СВПБ и конструкций на его основе [72, 141], ухода за свежеуложенным СВПБ [152, 155], определены прочность СВПБ при различных видах напряженного состояния [141], вязкость разрушения [115, 142, 267], реологические свойства [72, 156], выносливость [161, 217] и огнестойкость [141, 175]. Вклад в развитие технологии и исследование характеристик высокопрочных фибробетонов внесли российские научные школы, сформированные в НИИЖБ (Каприелов, Шейнфельд и др.) [19–21], ПГУАС (Калашников, Кузнецов, Тараканов и др.) [17, 18], СПбГАСУ (Пухаренко, Морозов, Пантелеев, Жаворонков и др.) [37–40].

В сравнении с традиционными тяжелыми бетонами СВПБ обладает следующими важными с инженерной точки зрения преимуществами [70]:

- высокая прочность при сжатии и растяжении (примерно в 4-5 раз выше прочности наиболее часто применяемых классов тяжелого бетона);

- высокое сопротивление проникновению хлоридов антиобледенительных солей и морской воды;

- минимальное число микротрещин и пор в структуре;

- повышенная пластичность при действии сжимающих и растягивающих напряжений.

К настоящему времени сформулированы основные принципы получения СВПБ [276, 306, 307]:

1. Минимизация пористости за счет оптимизации гранулированной смеси посредством применения порошковых заполнителей с широким диапазоном диаметров частиц [281]. Чаще всего из составов СВПБ исключают крупный заполнитель для устранения больших пустот и создания уплотненной межфазной переходной зоны вокруг зерен заполнителей [159]. Так устраняют наиболее слабые области цементной матрицы [96, 226]. Как правило, смесь СВПБ представляет собой мелкозернистый состав (крупность заполнителей не более 2 мм).

2. Снижение водоцементного отношения (далее – В/Ц) введением в состав смеси водоредуцирующих добавок.

3. Улучшение свойств тепловой обработкой, ускоряющей пуццолановую реакцию и повышающей механические характеристики;

4. Повышение пластичности деформирования и сопротивления растяжению добавлением надлежащего количества мелких фибр [70].

Отвечающие перечисленным принципам смеси СВПБ, как правило, включают цемент, микрокремнезем (далее – МК), кварцевый песок или пудру, стальные фибры, воду и суперпластификатор. Для изготовления СВПБ используют обычный портландцемент. Предпочтение при этом следует отдавать цементам с низким содержанием трехкальциевого алюмината (C_3A) ввиду его несовместимости с наиболее распространенными водопонижающими

добавками [191]. Микрокремнеземом в составах СВПБ, как правило, замещают 20–30% цемента [124], реже – до 35% [287].

Фибры существенно повышают прочность СВПБ при растяжении, вязкость разрушения и пластичность бетона. Чаще других используют стальные и углеродные фибры из-за их высокой прочности при растяжении. Вместе с тем встречаются исследования свойств СВПБ при их армировании стекловолокном [313], волокнами сизаля [255], поливинилспиртовыми волокнами [324] и микроволокнами волластонита [204]. Из стальных фибр наилучшие показатели прочности СВПБ и удобоукладываемости смеси обеспечивают фибры диаметром не более 0,2 мм и длиной 9–17 мм [144]. В большинстве случаев для СВПБ применяют прямые фибры. Вместе с тем дисперсное армирование волновыми фибрами, получившими широкое распространение в России, обеспечивает более высокие показатели прочности СВПБ [27, 33, 46].

Порядок приготовления смеси оказывает значительное влияние на достижение ее необходимой подвижности, от которой, в свою очередь, зависят конечные механические характеристики СВПБ [97, 185]. Для гомогенизации и смачивания мелких частиц при небольшом количестве воды требуется высокая энергия смешивания, поэтому на практике для изготовления смеси СВПБ чаще всего применяют бетоносмесители принудительного действия [67, 144]. От последовательности перемешивания компонентов в значительной степени зависит удобоукладываемость смеси. Как правило, сначала перемешивают заполнители, затем добавляют воду, и в последнюю очередь вводят добавки и – небольшими дозами – фибры [117, 276, 295].

Тепловая обработка СВПБ активизирует вторичную гидратацию гидроксида кальция, протекающую при его реагировании с микрокремнеземом, увеличивает среднюю длину цепочек C-S-H [206, 325], снижает пористость камня [256]. В результате прочность СВПБ при сжатии после тепловой или тепловлажностной обработки оказывается на 15–25% выше, чем при твердении в нормальных условиях [97, 143, 185, 266].

В отечественной нормативной документации понятие сверхвысокопрочный бетон отсутствует. Межгосударственный ГОСТ 31914-2012 «Бетоны *высокопрочные* тяжелые и мелкозернистые для монолитных конструкций» распространяется на бетоны класса по прочности В60 и выше. Введенный в 2018 году СП 311.1325800 устанавливает требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций, изготовляемых из высокопрочных тяжелых бетонов до класса В150. Однако для мелкозернистых бетонов установлен верхний предел В100. Положения этого свода правил не распространяются на проектирование фибробетонных конструкций. Характеристики бетонов из самоуплотняющихся смесей, к которым относятся СВПБ, отечественными нормативными документами также не регламентированы [32].

1.2 Физико-механические и конструктивные характеристики сверхвысокопрочных фибробетонов

Сверхвысокопрочными считают бетоны с заданной прочностью на сжатие не менее 150 МПа и с повышенными характеристиками долговечности, пластичности при растяжении и ударной вязкости [67, 4, 160, 245, 265]. Улучшенные физико-механические свойства СВПБ обеспечиваются его плотной и однородной микроструктурой. Для составов СВПБ характерно высокое содержание цемента (более 600 кг/м³), наличие мелких заполнителей (размером менее 6 мм), вяжущих добавок (пуццоланы, золы-уноса, микрокремнезема, реактивного порошка и др.), а также В/Ц ≤ 0,2. Введение в состав СВПБ фибр значительно повышает прочность на растяжение и обеспечивает псевдопластическое поведение бетона с образованием частых мелких трещин и предельной деформативностью более 1% [117].

Диаграмма деформирования СВПБ при сжатии отличается более протяженным линейным участком по сравнению с обычным тяжелым бетоном: предел пропорциональности достигает 70–90% от предела прочности [157, 159, 168, 170, 289]. Деформации бетона ε_{b0}, соответствующие вершине диаграммы σ_b–ε_b, зависят от размеров заполнителей и составляют 3,5–5 ‰ [248, 278, 290, 305]. При

заданном В/Ц величина ε_{b0} возрастает с увеличением содержания фибр [305] и их длины [248].

Очертание ниспадающей ветви диаграммы зависит от параметров фибрового армирования [83, 144, 264]. В [144] отмечается, что аналитическое описание ниспадающей ветви, учитывающее влияние параметров фибрового армирования, вряд ли возможно [67].

Обширные исследования [157] показали, что независимо от условий твердения модуль упругости СВПБ удовлетворительно соответствует эмпирической формуле ACI 318, связывающей его с прочностью бетона на растяжение. Согласно российской нормативной литературе, модуль упругости бетона определяют по упругомгновенным деформациям при напряжениях $\sigma = 0{,}3R_{пр}$, в то время как за рубежом за модуль упругости принимают угол линии на диаграмме деформирования, соединяющей ноль с точкой $\sigma = 0{,}45R_{цил}$. Коэффициент Пуассона СВПБ зависит от крупности заполнителей и варьируется в пределах 0,18–0,21 [144].

Способность СВПБ воспринимать значительные растягивающие напряжения является его важнейшим качеством, обусловливающим эффективность применения для несущих конструкций. По характеру работы на растяжение выделяют следующие типы СВПБ [257]:

1. СВПБ с сохранением роста сопротивления осевому растяжению после образования трещин. Такие составы сложны в получении и требуют высокого содержания фибр.

2. СВПБ с «нормативной» диаграммой деформирования с разупрочнением после образования трещин и «средневзвешенной» диаграммой с восходящей ветвью после образования трещин. Этой характеристике соответствует бóльшая часть доступных на рынке составов СВПБ.

3. СВПБ со «средневзвешенной» диаграммой с падением сопротивления после образования трещин. Такие бетоны, как правило, содержат малое количество фибр и разрушаются хрупко.

По схожему принципу в [229] фибробетоны разделены на четыре категории. К первой относят композиты с небольшим влиянием фибр на прочность при растяжении, к четвертой – с выраженным деформационным упрочнением и высокой способностью к поглощению энергии.

В расчетных диаграммах деформирования СВПБ зависимость «напряжения – деформации» при сжатии чаще всего принимается линейной (диаграмма Прандтля) [67]. Работу СВПБ при растяжении, как правило, характеризуют упругой стадией работы, ограниченной прочностью цементной матрицы, и последующей стадией работы композита с трещинами с нелинейной зависимостью «напряжения – деформации». Поведение СВПБ после образования трещин главным образом определяется концентрацией фибр, их аспектным соотношением и прочностью [200]. Параметрические точки диаграммы по [49] устанавливают испытаниями на изгиб призм с надрезами с корректировкой, учитывающей неупругие деформации растянутой зоны. Согласно зарубежным нормам [232, 269] напрямую из испытаний на изгиб призм с надрезами получают лишь пиковое значение растягивающих напряжений на диаграмме. Положение остальных точек диаграммы получают преобразованием опытной диаграммы «момент-ширина раскрытия надреза» итерационными расчетами.

1.3 Композитная полимерная арматура и ее характеристики

В отечественной нормативной базе для обозначения композитной полимерной арматуры используется аббревиатура АКП [48]. В англоязычной технической литературе аналогичным термином является *fiber reinforced polymer (FRP*), что означает полимер, армированный волокнами. Развитие нормативного регулирования применения АКП в России началось сравнительно недавно. Так, в 2014 и 2017 гг. были введены первые стандарты, устанавливающие технические требования к АКП и регламентирующие методы определения ее физико-механических характеристик. Кроме того, было введено приложение к СП 63.13330 [50], посвященное расчету конструкций с АКП (впоследствии исключенное), а затем принят самостоятельный свод правил по проектированию бетонных конструкций, армированных АКП [47].

Первые зарубежные нормы проектирования конструкций с композитной арматурой были приняты в Японии в 1996 году [189]. В дальнейшем аналогичные документы были разработаны рядом международных и национальных организаций: FIB [149], ACI [88], CSA [120], BISE [116] и др.

Композитная полимерная арматура представляет собой стержни, состоящие из непрерывных армирующих волокон (ровинга), объединенных полимерной матрицей. Волокна [31, 51, 75 и др.] воспринимают основные растягивающие усилия и определяют физико-механические характеристики арматуры. Полимер объединяет волокна в единую структуру, распределяет напряжения внутри композита и одновременно выполняет защитную функцию, предохраняя армирующие элементы от внешних воздействий [149].

В качестве связующей матрицы в АКП применяются полимерные смолы. Чаще всего используют эпоксидные системы, отличающиеся высокой адгезией, высокими механическими характеристиками и устойчивостью к воздействию агрессивных сред. Также применяют полиэфирные и винилэфирные смолы, в отдельных случаях – термопластичные [154]. Выбор типа матрицы определяется требуемыми характеристиками материала.

Физико-механические характеристики различных видов АКП подробно рассмотрены в многочисленных работах [98, 99, 108, 116, 118, 133–136 и др.]. В работе В.Ф. Степановой [52] системно изложены результаты отечественных исследований, посвященных вопросам производства и армирования АКП конструкций из бетона. В зависимости от типа армирующих волокон и диаметра стержней предел прочности АКП при растяжении находится в пределах 800–1400 МПа, модуль упругости – 50–130 ГПа. Общей особенностью всех разновидностей АКП является линейно-упругий характер работы при растяжении, сохраняющийся вплоть до разрушения, без стадии текучести [75, 78, 172, 173].

Одной из перспективных разновидностей АКП является базальтопластиковая арматура. Ее применение обусловлено доступностью сырьевой базы, благоприятным соотношением стоимости и эксплуатационных характеристик, а также стойкостью базальтового волокна к неблагоприятным внешним воздействиям [24, 51, 132, 134, 243, 298].

1.4 Исследования работы изгибаемых СВПБ-конструкций и конструкций с композитной арматурой

1.4.1 Работа нормальных сечений СВПБ-балок

Отличия работы и расчета СВПБ-балок от балок из традиционного тяжелого бетона обусловлены следующими факторами [53]:

– СВПБ обладает значительным сопротивлением растяжению [184] и чрезвычайно высокой вязкостью разрушения [250];

– диаграмма сжатия СВПБ линейная практически до самого пика.

Без надлежащего учета этих особенностей методы расчета конструкций из традиционного тяжелого бетона не могут быть применены для расчета СВПБ-конструкций, т.к. это приводит к существенной недооценке прочности последних [86, 169, 200, 271].

Прочность, деформативность и трещиностойкость СВПБ-балок зависят от параметров продольного армирования, прочности бетонной матрицы, количества, ориентации и характера распределения фибр в бетоне. Результаты опытов показывают, что распределение деформаций в нормальных сечениях СВПБ-балок достаточно близко соответствует гипотезе плоских сечений. Работа СВПБ-балок во второй стадии НДС характеризуется часто расположенными трещинами с малой шириной раскрытия [54, 216, 310, 327]. Это объясняют способностью СВПБ распределять напряжения в растянутой зоне [126, 312]. Результаты испытаний указывают на то, что наличие арматуры в СВПБ способствует равномерному распределению трещин и пластической работе композита [92]. В предельной стадии одна или несколько трещин начинают раскрываться заметно сильнее остальных – происходит т. н. «локализация трещин» вследствие интенсивного выдергивания фибр из бетонной матрицы [53, 166, 169]. Примерно тогда же наступает текучесть арматуры в месте ее пересечения указанными трещинами. При большом содержании продольной растянутой арматуры после локализации трещин сопротивление балок продолжает расти, и работа балки происходит с возрастающим сопротивлением на стадии пластической работы арматуры. Фиксируемые деформации бетона сжатой зоны при разрушении балок достигают

значений $\varepsilon_{b,ult}$ = 0,0028…0,0063, близких к предельной сжимаемости призм или превышающих ее [119, 125, 192, 252, 273, 295]. При низких процентах армирования после локализации трещин сопротивление балок достаточно быстро падает. Максимальные регистрируемые деформации сжатия бетона при такой форме разрушения невелики $\varepsilon_{b,ult} \approx 0{,}001$. Из этого заключают [53], что прочность СВПБ при сжатии остается задействованной не в полной мере [126, 210, 312, 317 и др.].

Влияние продольного армирования на поведение СВПБ-балок рассмотрено в экспериментальных работах [87, 126, 166, 181, 273, 295, 312, 318, 319]. Работу балок на изгиб часто оценивают т. н. показателем пластичности

$$f_p / f_y \text{ или } f_u / f_y \,, \qquad (1.1)$$

где f_y и f_p – прогибы балки соответственно при начале текучести арматуры и при пиковой нагрузке; f_u – предельный прогиб балки [126]. Этот показатель служит мерой способности изгибаемого элемента к поглощению энергии и сопротивления элемента деформированию при переходе из упругой стадии работы в пластическую.

В опытах [210] показатель пластичности СВПБ-балок, их прочность и жесткость возрастали с увеличением μ_s вплоть до 5%, что существенно выше предельного допустимого значения μ_s, установленного нормами [87]. Иные результаты получены в [126] на СВПБ-балках с варьированием коэффициента продольного армирования примерно в тех же пределах: показатели пластичности оказались наибольшими у балок со средними значениями μ_s. В целом указано на то, что изменчивость показателя f_p / f_y , зависящего от поведения балок до достижения пиковой нагрузки, при варьировании параметров армирования оказывается небольшой. В большей мере параметры армирования влияют на поведение балок после преодоления пиковой нагрузки и, следовательно, на показатель f_u / f_y [317]. В качестве наглядного примера можно привести сравнение значений этих показателей, полученных в работах [277] и [280]. Первая содержит результаты испытаний сверхвысокопрочного бетона без фибрового армирования с высокими

значениями μ_s, вторая – испытаний СВПБ-балок с анкерными фибрами достаточно большой длины (35 мм) и средними значениями μ_s. Показатели f_p / f_y в обоих исследованиях оказались в диапазоне около 1,8–2,5. Совершенно иная картина по показателю f_u / f_y: в первой работе он составил 1,3–2,6, а во второй – 3,6–8,4. В [279] отмечено, что для достижения пластичного поведения балок необходимо обеспечивать «доминирование» деформационного упрочнения арматуры над упрочнением фибробетона. Иначе говоря, с увеличением содержания фибр следует повышать содержание продольной арматуры.

Фибровое армирование значительно повышает сопротивление балок из сверхвысокопрочного бетона [87, 197, 319]. При этом варьирование концентрации фибр μ_{fv} может не оказать заметного влияния на прочность СВПБ-балок. Так, при высоких процентах стержневого армирования изменение вклада фибр в сопротивление балок становится незначительным на фоне вклада арматуры [138, 252]. Кроме того, при изготовлении балок с повышенным содержанием фибр, по-видимому, не удается добиться равномерного распределения фибр. Можно заключить, что применение эффективной технологии диспергирования фибр является принципиальным условием, обеспечивающим их включение в работу СВПБ-балок [87, 119, 192].

Российские исследования поведения изгибаемых СВПБ-конструкций на сегодня представлены работами, выполненными школами В.И. Травуша, Н.И. Карпенко, Вл. И. Колчунова и С.С. Каприелова. В исследовании А.С. Крылова [23] проведен комплекс испытаний моделей сталежелезобетонных балок, изготовленных из бетонов класса по прочности на сжатие В80–В130. Применение стальных фибр прямого профиля не оказало существенного влияния на несущую способность элементов с жесткой арматурой [74]. В работе [73] исследовано напряженно-деформированное состояние конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом. Авторами получены значения обобщенной нагрузки трещинообразования

и разрушения, определены главные деформации удлинения и укорочения бетона в зоне, расположенной в окрестности расчетного сечения.

1.4.2 Напряженно-деформированное состояние приопорной зоны балок при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Сопротивление приопорной зоны железобетонных балочных элементов носит сложный характер. В результате совместного действия изгибающего момента и поперечных сил в общем случае возникает система наклонных трещин, разделяющих элемент на отдельные блоки, соединенные бетоном сжатой зоны, продольной и поперечной арматурой. Наклонные трещины разделяют на два типа [9]. К первому относят трещины, берущие начало у растянутой грани элемента и развивающиеся вдоль траекторий главных сжимающих напряжений. Нагрузка образования этих трещин может оцениваться расчетом по образованию нормальных трещин. Ко второму типу относят наклонные трещины, возникающие в средней зоне по высоте независимо от нормальных и развивающиеся в обе стороны [58].

Сопротивление балок действию поперечных сил связано с образованием и развитием наклонных трещин: предельное состояние, как правило, достигается по наиболее интенсивно раскрывающейся – критической трещине [9]. Исчерпание несущей способности наступает в результате раздробления или разрыва бетона над вершиной критической трещины, а также из-за наступления текучести в растянутой продольной арматуре [15].

Для тавровых и двутавровых балок с тонкими стенками наряду с указанными механизмами возможен и иной характер разрушения – по бетонным полосам, выделенным наклонными трещинами [113, 288].

Бетонные призмы работают в условиях плоского напряженного состояния, подвергаясь сжатию в продольном направлении, возникающему вследствие взаимного сдвига поясов, поперечному растяжению, вызываемому силами сцепления бетона с растянутыми хомутами, а также действию касательных сил по берегам трещин и по контакту стенки с полками [58]. Прочность бетона стенок зависит как от главных сжимающих, так и растягивающих напряжений [9].

Критерий прочности бетона, работающего в условиях плоского напряженного состояния, выражается в виде функциональной связи между значениями этих напряжений. Многочисленные экспериментальные данные позволяют выделить некоторые закономерности для критерия прочности. Предельные значения главных растягивающих напряжений уменьшаются с увеличением главных сжимающих напряжений. Критерий зависит от прочности и вида бетона. С ростом прочности происходит более интенсивное падение значений предельных главных растягивающих напряжений, то есть критерий прочности относительно снижается.

1.4.3 Работа наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок

Сопротивление балок действию поперечных сил зависит от формы их сечения. В этой связи наибольший интерес представляет работа наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок. За рубежом на сегодня двутавровые СВПБ-балки главным образом используют в качестве пролетных строений мостов. Кроме того, они могут служить несущими конструкциями промышленных предприятий, эксплуатируемыми в условиях воздействия агрессивных сред. Особенности деформирования СВПБ под нагрузкой и наличие в его составе фибрового армирования могут оказать влияние на прочность, деформативность и трещиностойкость двутавровых балок при действии поперечных сил. При плоском НДС сопротивление бетона при действии сжимающих напряжений падает с ростом деформаций, вызванных растяжением в перпендикулярном направлении. Эта закономерность присуща всем бетонам, но с ростом прочности становится более выраженной [70].

Экспериментальные и численные исследования работы на поперечную силу двутавровых СВПБ-балок на сегодня немногочисленны. Они содержат как опытные данные по испытаниям балок, направленным на оценку влияния на их поведение конструктивных характеристик и параметров нагружения, так и предложения по их расчету. В части влияния на прочность балок пролета среза нагружения, коэффициентов поперечного и продольного армирования отмечены те же закономерности, что и для балок из обычного тяжелого бетона [101, 188, 241, 292, 293, 311, 315, 323].

В [101, 102, 103] проведены испытания на поперечные силы 9 двутавровых СВПБ-балок длиной 3 м с различными типами поперечной арматуры (хомуты, фибры, их сочетание), с обычным и предварительно напряженным продольным армированием. Экспериментальное исследование [328] включало 12 двутавровых балок без поперечной арматуры, испытанных при двух пролетах среза a/h_0 = 2,5 и 3,4. Половина образцов были предварительно напряженными. Помимо этого, образцы отличались друг от друга концентрацией фибр μ_{fv} (1, 1,5 и 2%). Все образцы продемонстрировали значительный резерв несущей способности по наклонным сечениям после образования первых трещин в стенке – отношение пиковой нагрузки к нагрузке образования первых трещин составляло 25%. В работе [320, 321] исследовано поведение балок с отверстием в стенке в зоне действия поперечных сил. Результаты показали, что наличие одного отверстия высотой в половину высоты стенки снижает несущую способность балок без поперечной арматуры на 40%. В то же время при установке вблизи отверстия одного наклонного стержня снижение несущей способности составляет уже 20%. Достаточно близкими к опытным оказались расчетные значения поперечных сил, вычисленные по дополненной авторами методике ФИБ [70].

Фибровое армирование, как и поперечная стержневая арматура, повышает прочность наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок. Однако при высоком содержании стержневой поперечной арматуры положительный эффект от добавления фибр сдерживается препятствованием их равномерному распределению при укладке бетона стержнями. Результатом является своего рода диссинергия фибрового и стержневого поперечного армирования, т. е. снижение эффективности их совместного действия в сравнении с работой по отдельности [208, 224, 275].

В [148] по результатам испытания двутавровых СВПБ-балок заключили, что наличие фибр даже при умеренных концентрациях (до 2,5%) позволяет отказаться от стержневого поперечного армирования. При достаточно высоком μ_s = 2,2% разрушение балок без хомутов произошло по нормальным сечениям.

Особенность опытных двутавровых балок в [274] заключалась в малой толщине стенки, составлявшей лишь 20 мм. По замыслу авторов такая конструкция

задействует преимущества СВПБ, позволяющие при проектировании сечений конструкций назначать малую толщину защитного слоя бетона [70].

1.4.4 Работа наклонных сечений с композитной арматурой

Исследования бетонных балок АКП в большинстве своем посвящены прочности, трещиностойкости и деформативности нормальных сечений [3, 25, 29, 34 и др.]. Исследования работы балок с поперечным армированием АКП на сегодня немногочисленны. Характер восприятия поперечных сил прямоугольными балками с поперечной композитной арматурой рассмотрен в работах [28, 85, 118, 202, 221] и др., двутавровыми и тавровыми балками – в работах [95, 203, 274].

Особенности работы наклонных сечений, армированных АКП, обусловлены следующими факторами: пониженное сопротивление криволинейных участков композитных хомутов, относительно низкий модуль упругости АКП, отсутствие у нее физического предела текучести при высоком временном сопротивлении растяжению, слабый нагельный эффект [231, 274, 275]. Ниже приводится анализ этих аспектов, составленный на основании представленных в литературных источниках данных.

Отсутствие физического предела текучести у АКП оказывает существенное влияние на работу балок в зоне действия поперечных сил. В балках со стальным поперечным армированием потеря несущей способности наступает с достижением текучести арматуры хомутов, за которым следует разрушение сжатого бетона над наклонной трещиной. При композитном армировании наклонных сечений наряду с аналогичной формой разрушения [234] возможен также разрыв стержней поперечной арматуры [95, 294]. При высоких коэффициентах поперечного армирования возможно также разрушение стенок на приопорных участках тавровых и двутавровых балок из-за раздробления наклонных бетонных полос [274].

Существенную роль в сопротивлении балок поперечной силе играют силы зацепления (англ. *aggregate interlock*) вдоль берегов наклонных трещин [214]. По имеющимся данным, наибольший вклад в несущую способность они вносят при раскрытии наклонных трещин порядка 0,2–0,5 мм [203]. Однако при

использовании композитных хомутов ширина раскрытия наклонных трещин перед разрушением балок, как правило, превышает указанные значения, что приводит к уменьшению вклада сил зацепления в сопротивление поперечной силе. Согласно [214], действие этих сил сохраняется при деформациях арматуры в наклонных сечениях до 0,4%, тогда как деформации композитных хомутов нередко оказываются более 1%.

Снижение эффективности наблюдается и в отношении нагельного эффекта – способности арматуры препятствовать сдвигу берегов наклонных трещин. Вследствие анизотропии свойств для АКП этот механизм проявляется слабее, чем для стальной арматуры. По оценкам [274], вклад нагельного эффекта продольной композитной арматуры в сопротивление балок поперечной силе на 30% ниже по сравнению со стальной арматурой. При этом нагельная работа стержней поперечного армирования наклонных сечений рассматривается как незначительный фактор и в расчетных моделях, как правило, не учитывается [95, 274].

Раскрытие наклонных трещин сопровождается сдвигом их берегов, поэтому в стержнях поперечного армирования наряду с осевым растяжением возникают местные изгибные усилия. Для АКП, волокна которой ориентированы вдоль оси стержней, влияние изгиба на несущую способность более существенно, чем для стальной арматуры [274], что может вызывать преждевременный разрыв хомутов [203]. В [274] этот эффект исследован на десяти специальных Х-образных образцах, воспроизводящих НДС поперечной арматуры в зоне пересечения с наклонной трещиной. Снижение прочности по сравнению с осевым растяжением достигало 35%, однако заметной зависимости этого снижения от угла между стержнем и трещиной не установлено.

На участке загиба хомутов возникает сложное напряженное состояние: наряду с растяжением вдоль волокон на стержень в поперечном направлении воздействуют напряжения от охваченного хомутами бетона и напряжения от сцепления с бетоном. Вследствие этого прочность криволинейных участков АКП оказывается ниже прочности прямых участков [95]. В [230] снижение прочности

стержней в зоне загиба составило более 60% по сравнению с осевой прочностью АКП. В более поздних работах [221, 222] величина этого снижения оценивается примерно в 50% и возрастает по гиперболической зависимости с увеличением кривизны. В связи с этим в [275] рекомендовано назначать радиус загиба хомутов из АКП не менее пяти диаметров арматуры и не менее 50 мм. При таких параметрах прочность изогнутого участка составляет не менее 50% осевой прочности арматуры.

Для тавровых и двутавровых балок с композитным поперечным армированием следует ожидать снижения несущей способности для случаев с разрушением по наклонным бетонным полосам по сравнению с элементами со стальной поперечной арматурой. Как отмечалось выше, композитная арматура характеризуется более высокой деформативностью, что приводит к увеличению деформаций в направлении главных растягивающих напряжений и, следовательно, к снижению сопротивления бетона стенок, работающих в условиях плоского напряженного состояния. Следует заметить, что исследования сопротивления тонких стенок балок на приопорных участках при композитном поперечном армировании на сегодня немногочисленны [203, 274].

1.5 Существующие подходы к расчету по предельным состояниям изгибаемых конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных материалов

1.5.1 Особенности расчета на действие изгибающих моментов

Единого подхода к расчету изгибаемых СВПБ-элементов на сегодня не выработано [86]. Исследователи отмечают, что расчеты по существующим методикам дают чрезмерный запас, особенно для случаев с высоким содержанием продольной арматуры [200, 247]. Инженерные методы расчета СВПБ-балок в большинстве случаев применяют те же принципы совместности деформаций и равновесия усилий в расчетных схемах нормальных сечений, что и для балок из обычного тяжелого бетона [169]. Результаты опытов указывают на справедливость гипотезы плоских сечений для СВПБ-балок [119, 146]. При распространении традиционных методов расчета нормальных сечений на СВПБ-конструкции

игнорируется механизм разрушения по локализованной трещине, следствием чего может являться низкая точность расчетов [272].

Особое внимание при построении расчетных моделей уделяют форме учета работы СВПБ на растяжение. Наиболее простым подходом является применение упруго-пластической диаграммы деформирования с постоянными растягивающими напряжениями после образования трещин [158]. Этот подход, в частности, реализован в СП 360.1325800, где при расчете прочности нормальных сечений напряжения по всей растянутой части сечений принимают равными остаточному сопротивлению сталефибробетона осевому растяжению, а также в зарубежных руководствах [80, 89].

В [200] выполнен расчет прочности 42 балок с использованием различных сочетаний диаграмм деформирования. Применение диаграммы с разупрочнением привело к заниженным результатам. Разница между результатами, полученными при применении линейной и нелинейной диаграмм деформирования при сжатии, оказалась незначительной.

В [314] предложен аналитический подход к расчету прогибов СВПБ-балок при типовых схемах загружения. Алгоритм расчета основан на двухлинейной диаграмме «момент-кривизна» с зоной упрочнения, характеризуемой нагрузкой образования нормальных трещин и разрушающей нагрузкой. Получены выражения для расчета кривизны, угла поворота и прогиба в произвольных точках по длине балки. В [105] для расчета нормальных сечений принята треугольная эпюра напряжений в сжатом бетоне и записаны соответствующие выражения для определения положения нейтральной оси и разрушающего момента. Точность расчетов подтверждена сопоставлением с результатами собственных и чужих испытаний. С применением двухлинейных диаграмм деформирования СВПБ при сжатии и растяжении в [119] составлены расчетные модели нормальных сечений СВПБ-балок для разных случаев разрушения. Полученные по результатам расчетов значения моментов, соответствующих началу образования трещин, текучести арматуры и разрушению, достаточно хорошо согласуются с опытными. В [285] отмечено, что идеализация работы СВПБ при растяжении упруго-пластической

диаграммой является чрезмерным упрощением, способным привести к неверным расчетам плеча внутренней пары. Применение же диаграммы SETRA-AFCG, напротив, является излишне сложным. В качестве промежуточного варианта предложена диаграмма с четырьмя участками в зоне растяжения. Справедливость такого подхода подтверждена расчетами надежности результатов методом Монте-Карло.

Нормативная база, регулирующая применение СВПБ в проектировании и строительстве, на сегодня находится в стадии становления. В работах [144] и [296] рассмотрены принципы, заложенные соответственно в проектах немецких и японских норм проектирования СВПБ-конструкций. В 2012 году был опубликован проект южнокорейского руководства по проектированию СВПБ-конструкций [196].

Первым нормативным документом по проектированию СВПБ-конструкций стали французские рекомендации 2002 года AFGC – SETRA, являющиеся совместной разработкой Французской ассоциации гражданского строительства (AFGC) и Департамента технических исследований дорог и автомагистралей (SETRA). В 2013 году была выпущена их актуализированная редакция [270], а в 2016 году – соответствующее национальное приложение к Еврокоду 2 NF P18-710 «Проектирование конструкций из бетона: особые правила для сверхвысокопрочных фибробетонов» [232]. Принципиальные подходы к расчету изгибаемых элементов, принятые в этих документах, во многом идентичны, поэтому для экономии места здесь приведены основные положения стандарта [215].

При достаточном времени перемешивания и традиционных способах формования образцов разброс значений пиковых растягивающих напряжений невелик, тогда как поведения СВПБ после образования трещин в значительной мере зависит от укладки смеси в опалубку [270]. Фибры вблизи поверхностей опалубки естественным образом выгодно ориентируются в параллельной ей плоскости. Следствием этого является более эффективная работа фибр в конструктивных элементах малой толщины. Это явление учитывается

коэффициентами K_{local} и K_{global}, применяемыми к расчетным диаграммам состояния СВПБ при растяжении после образования трещин.

Для нелинейных расчетов конструкций в [232] принята следующая зависимость «напряжения – деформации» СВПБ:

$$\sigma = f_{cm} \cdot \frac{\eta \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,f}}}{\eta - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,f}}\right)^{\varphi,\eta}}, \tag{1.2}$$

где f_{cm} – средняя прочность при сжатии; $\varepsilon_{c1,f}$ – деформации при пиковых напряжениях; η и φ – вспомогательные параметры.

Расчеты прочности нормальных сечений выполняют с использованием зависимости «напряжения – деформации» по типу диаграммы Прандтля.

Предельная сжимаемость СВПБ может быть вычислена по формуле

$$\varepsilon_{cud} = (1 + 14\frac{f_{ctfm}}{K_{global} \cdot f_{cm}}) \cdot \varepsilon_{c0d}, \tag{1.3}$$

где f_{ctfm} – среднее значение прочности СВПБ на растяжение после образования трещин; ε_{c0d} – деформации при достижении расчетного сопротивления сжатию.

Поведение СВПБ при растяжении характеризуют пределом пропорциональности и зависимостью «напряжения–ширина раскрытия трещины» $\sigma(w)$ или «напряжения–деформации» $\sigma(\varepsilon)$. Эти зависимости могут корректироваться в зависимости от направления действия растягивающих усилий. Для построения диаграммы деформирования при растяжении в NF P18-470 установлены два подхода:

– *прямое построение* диаграммы испытаниями СВПБ при осевом растяжении с возможной ее разбивкой на линейные участки;

– применением *типовых диаграмм* с определением положения параметрических точек по результатам испытаний.

При определении ординат параметрических точек типовых диаграмм деформирования отталкиваются от двух значений напряжений: предела пропорциональности СВПБ при растяжении $f_{ct,el}$ и прочности после образования трещин f_{ctf} (см. ниже). Величину $f_{ct,el}$ устанавливают испытаниями призм на

четырехточечный изгиб с последующей корректировкой для перехода к осевому растяжению или непосредственными испытаниями образцов на осевое растяжение. Первый способ является более предпочтительным ввиду простоты его реализации.

Результатом испытаний СВПБ на растяжение после образования трещин является диаграмма «осевое напряжение – раскрытие трещины» σ–w. Для ее построения стандартом предусмотрено два подхода. Первый заключается в испытании на трехточечный изгиб призм с надрезом. Полученную в ходе испытаний диаграмму «момент – раскрытие надреза» M–w трансформируют в диаграмму σ–w путем т. н. инверсного расчета. Второй подход предполагает испытания на осевое растяжение образцов надрезом с прямым построением зависимости σ–w.

Порядок назначения величины f_{ctf} зависит от формы диаграммы деформирования σ–w:

– f_{ctf} принимают равным максимуму напряжений, если он превышает предел пропорциональности $f_{ct,el}$;

– если f_{ctf} меньше $f_{ct,el}$ и при этом на диаграмме образуется локальный максимум (рисунок 1.1, а), то f_{ctf} принимают равным соответствующему значению напряжений;

– если локального максимума нет (рисунок 1.1, б), то f_{ctf} принимают равным значению напряжений при раскрытии трещин 0,3 мм.

К параметрическим точкам диаграмм деформирования вводят коэффициент K (K_{global} или K_{local}), учитывающий влияние ориентации фибр. Коэффициент K_{global} применяют при расчетах относительно больших зон, требующих вовлечения работы фибр (например, при расчетах элементов на действие изгиба). В свою очередь, коэффициент K_{local} распространяется на случаи, когда требуется локальное вовлечение фибр (например, в зонах передачи усилий от преднапряжения). Коэффициенты K определяют опытным путем, вырезая и испытывая на растяжение образцы из тела конструкции и соотнося результаты этих испытаний с результатами, полученными по контрольным образцам. В первом приближении стандартом рекомендованы значения $K_{global} = 1{,}25$ и $K_{local} = 1{,}75$.

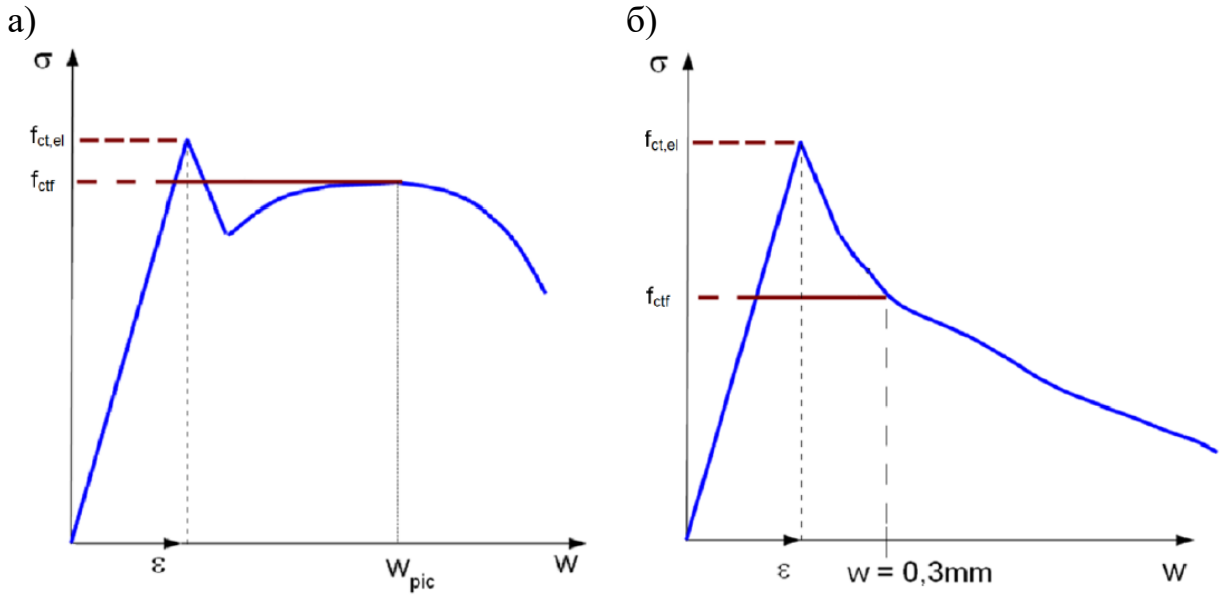


Рисунок 1.1 – Диаграмма деформирования СВПБ при растяжении для случая с $f_{ctf}<f_{ct,el}$ [232]: а – с локальным максимумом; б – без локального максимума.

По «расчетному» поведению при растяжении стандарт разделяет СВПБ на следующие классы (рисунок 1.2):

1) класс Т1, характеризующийся «разупрочнением» после образования трещин ($f_{ctfm}/K < f_{ctm,el}$ и $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$);

2) класс Т2, характеризующийся незначительным «упрочнением» после образования трещин ($f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$ и $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$);

3) класс Т3, характеризующийся значительным «упрочнением» после образования трещин ($f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$ и $f_{ctfk}/K \geq f_{ctk,el}$).

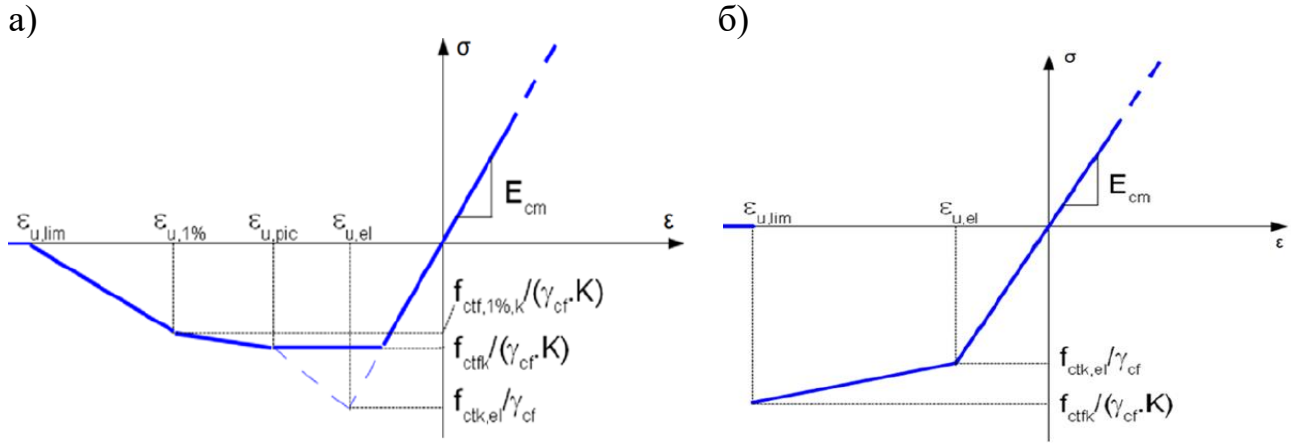


Рисунок 1.2 – Типовые диаграммы деформирования при растяжении для «толстых» элементов [232] для СВПБ классов Т1 и Т2 (а) и класса Т3 (б)

Напряжения $f_{ctk,el}$, f_{ctfk} и $f_{ctf,1\%,k}$, служащие ординатами параметрических точек типовых диаграмм деформирования – определяют по опытным диаграммам $\sigma - w$.

Относительные деформации $\varepsilon_{u,pic}$, $\varepsilon_{u1\%}$ и $\varepsilon_{u,lim}$– абсциссы параметрических точек – рассчитывают по формулам:

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{W_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}}; \varepsilon_{u1\%} = \frac{W_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}}; \quad \varepsilon_{u,lim} = \frac{L_f}{4L_c}, \tag{1.4}$$

где w_{pic} – ширина раскрытия трещины, соответствующая локальному максимуму на опытной диаграмме σ–w, либо равная 0,3 мм, если локального максимума нет; $w_{1\%}$ = 0,01H, где H – высота контрольного образца-призмы; L_c=2/3h (h – высота рассматриваемого сечения).

Расчет прочности нормальных сечений согласно стандарту NF P18 [232] производят, принимая предпосылки, аналогичные принятым в Еврокоде 2.

В России в настоящее время отсутствуют нормы проектирования СВПБ-конструкций. Рассмотрим положения методики расчета нормальных сечений СП 360.1325800 «Конструкции сталефибробетонные» как наиболее близкие к исследуемому вопросу. Нормируемыми показателями прочности сталефибробетона в нем являются классы по прочности на сжатие B_f, на осевое растяжение B_{ft} и по остаточной прочности на растяжение B_{ft3}. Нормативные и расчетные значения сопротивления сталефибробетона осевому сжатию принимают по СП 63.13330 как для аналогичного класса обычного бетона.

В качестве рабочих диаграмм деформирования сталефибробетона при осевом сжатии принимают криволинейную, в том числе с ниспадающей ветвью, или упрощенную трехлинейную диаграммы. Ординатами параметрических точек рабочих диаграмм деформирования сталефибробетона при растяжении служат сопротивления R_{fb}, R_{fbt2} и R_{fbt3}, определяемые опытным путем (испытания контрольных образцов на осевое растяжение или изгиб). Относительные деформации ε_{fbt0}–ε_{fbt3}– абсциссы параметрических точек – определяют по расчетным формулам.

Расчет по прочности нормальных сечений изгибаемых элементов производится на основе нелинейной деформационной модели, в отдельных случаях (для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений и пр.) расчет допускается производить по предельным усилиям [30].

1.5.2 Подходы к расчету балок на действие поперечных сил

1.5.2.1 Деформационные модели для расчета железобетонных элементов при плоском НДС

В течение нескольких последних десятилетий значительное развитие получили так называемые «усредненные» (smeared) деформационные модели расчета. В них железобетон мембранных конструкций рассматривается как самостоятельный ортотропный материал. Целью расчета является установление зависимости между продольными и касательными напряжениями, приложенными к мембранному элементу, и вызываемыми ими продольными и сдвиговыми деформациями. Практическим приложением деформационных моделей для тонкостенных балок может быть как ручной итерационный расчет с моделью, включающей один мембранный элемент по высоте стенки, так и машинный расчет с использованием МКЭ. Предложения по применению этих деформационных моделей для расчета СВПБ-балок на сегодня представлены единичными примерами [85, 145, 286, 330].

Поведение железобетона при плоском НДС изучают на специальных установках, позволяющих прикладывать распределенную нагрузку, нормальную к торцевым граням панелей. Крупнейшие из подобных установок имеются в Университете Торонто, г. Торонто, Канада (University of Toronto, Toronto, Canada) и в Университете Хьюстона, г. Хьюстон, США. Установка Университета Хьюстона отличается наличием оборудования для проведения испытаний панелей с контролем деформаций и, таким образом, позволяет получать не только восходящую, но и ниспадающую ветви диаграммы деформирования [58].

Разработка ортотропных моделей ведется с начала 1980-х годов [100, 107, 110, 130, 151, 180, 195, 205, 238, 239, 240, 299, 300, 301 и т. д.]. В 1981 году представлена модель CFT, применимая для расчета железобетонных элементов в промежутке от образования трещин до пикового сопротивления. В модели CFT предполагается, что направление действия главных сжимающих напряжений в бетоне совпадает с траекторией главных деформаций сжатия. Одним из недостатков модели CFT было пренебрежение средними напряжениями

растяжения в бетоне после образования трещин, что противоречило результатам опытов. В следующей версии этой модели –MCFT [299] – учтено сопротивление растяжению бетона с трещинами и тем самым скорректирован результат расчета на стадии после образования трещин [58].

В [107] применена модель с переменным углом с собственными диаграммами деформирования к расчету железобетонных диафрагм и высоких балок. Коэффициент Пуассона после начала образования трещин принят равным нулю. С использованием модели был выполнен расчет панелей из работы [300] и нескольких высоких балок с поперечной арматурой и без нее. Расчет нескольких железобетонных панелей с применением модели с фиксированным углом и собственных диаграммы деформирования материалов выполнен в [130]. В [100] представлена модель с переменным углом в развитие ранее разработанных ортотропных моделей [107]. Применив эту модель для расчета панелей из [300] и диафрагмы жесткости из [122], авторы получили хорошее совпадение опытных и численных результатов [58]. В [195] предложена модель СММ, позже реализованная КЭ-моделях [151]. Достоверность моделей подтверждена расчетами ранее испытанных железобетонных панелей, перемычек и высоких балок.

В [112] предложена модель с фиксированным углом, включающая диаграммы деформирования бетона, арматуры, форму учета зацепления вдоль трещины и нагельный эффект в арматуре. Для учета влияния деформаций растяжения на работу бетона при сжатии был использован коэффициент разупрочнения ξ, предложенный в [239]. Моделирование экспериментов [111, 114, 128, 179, 239, 240, 299, 300] показало хорошее совпадение расчетных результатов с опытными.

Модель с переменным углом применена в [205] для трехмерного КЭ-моделирования железобетонных колонн. Материал бетона присваивался восьмиугольному трехмерному конечному элементу, материал арматуры – стержневым элементам. Диаграмма деформирования бетона для трехмерного элемента была реализована через разделение на три одноосных диаграммы состояния. Модель была внедрена в конечно-элементное приложение FEAP [58].

Исследовательской группой Университета Хьюстона была разработана модель с переменным углом RA-STM [110, 111, 239]. В этой модели использовалась новая диаграмма деформирования арматуры в бетоне. Кроме этого, предложена итерационная методика решения одиннадцати уравнений равновесия, совместности деформаций и деформирования материалов.

В моделях с переменным углом (CFT, MCFT и RA-STM) принято, что траектории трещин совпадают с направлением действия главных сжимающих напряжений [58]. Поэтому вдоль трещин отсутствуют касательные напряжения, и, как следствие, эти модели не позволяют численно выделить так называемый «вклад бетона». Этот недостаток устранен в модели с фиксированным углом FA-STM [178, 240], где траектории трещин принимаются перпендикулярными главным напряжениям растяжения, действующим в момент трещинообразования. Для получения ниспадающей ветви диаграммы деформирования железобетона при сдвиге в уравнения совместности деформаций были введены экспериментально полученные коэффициенты Пуассона. Дополненная версия модели была представлена под названием SMM в [180, 331].

После получения соответствующих законов деформирования представлены деформационные модели с фиксированным углом для циклических загружений CSMM [218, 219] и преднапряженных конструкций SMM-PC [303].

1.5.2.2 Особенности расчета по предельным состояниям СВПБ-балок при действии поперечных сил

Совершенствование подходов к расчету на поперечную силу СВПБ-балок, главным образом, сосредоточено в двух направлениях: построение конечно-элементных моделей с использованием нелинейных диаграмм деформирования СВПБ и арматуры и уточнение формул для инженерных расчетов прочности балок. В первом случае исследователи производят моделирование балок в трехмерной постановке в распространенных программных комплексах, таких как ANSYS [174, 268], ABAQUS [271, 283, 293] и ATENA [322]. Для уточнения расчетных формул используют методы математической статистики: дисперсионный анализ (ANOVA) [93], нелинейную и множественную линейную регрессии [91],

машинное обучение [284]. В ряде работ проведена сравнительная оценка точности расчетных формул различных норм и руководств [201, 246, 315]. Имеются примеры построения вероятностных численных моделей для расчета балок на поперечную силу. В [260] принято случайное пространственное распределение прочности бетона на растяжение и получена картина трещин случайным образованием кинематических неоднородностей [70].

Расчетные зависимости СП 360.1325800 для определения предельной поперечной силы в целом совпадают с формулами СП 63.13330. Отличие состоит в том, что вместо прочностных характеристик тяжелого бетона используются соответствующие характеристики сталефибробетона. Так, в формуле для расчета по наклонным бетонным полосам используется сопротивление R_{fb} вместо R_b, а при расчете по наклонным сечениям R_{bt} заменено на R_{fbt}. Величина R_{fbt} соответствует вершине диаграммы «напряжения–деформации» сталефибробетона при осевом растяжении. При отсутствии результатов прямых испытаний на осевое растяжение R_{fbt} допускается определять по данным испытаний призм с надрезом при изгибе.

В зарубежных нормах расчет сталефибробетонных элементов на действие поперечной силы используются иные подходы. В качестве примера приведем расчетные зависимости руководства NF P18-710 [232], которые, как и формулы Еврокода 2, основаны на модели ферменной аналогии. Если по методике Еврокода 2 для балок с поперечной арматурой предполагается восприятие поперечной силы одними хомутами, а вклад бетона учитывается только при отсутствии поперечного армирования, то в NF P18-710 сопротивление бетона входит в расчетные формулы для обоих случаях. Для определения вклада бетона предусмотрены три расчетные зависимости, выбор которых зависит от наличия предварительного напряжения и поперечной арматуры [67]. Кроме того, в расчет отдельным слагаемым вводится вклад фибр

$$Q_{Rd,f} = A_{fv}\sigma_{Rd,f}cot\theta, \tag{1.5}$$

где $\sigma_{Rd,f}$ – среднее значение прочности после образования трещин вдоль трещины с углом наклона θ и перпендикулярно ей; $A_{fv} = b_w z$; b_w – ширина сечения элемента; z – плечо внутренней пары.

Таким образом, $Q_{Rd,f}$ представляет собой проекцию равнодействующей, действующей в направлении поперечной силы [67]. Для СВПБ классов Т1* или Т2*

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_{cf}} \frac{1}{w^*} \int_0^{w^*} \sigma_f(w) dw; \quad (1.6)$$

$$w^* = max\ (w_u; 0{,}3 \text{ мм}). \quad (1.7)$$

Для СВПБ класса Т3* $\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_{cf}} \frac{1}{\varepsilon^* - \varepsilon_{el}} \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon^*} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon,$ (1.8)

где ε^* = max (ε_u; $\varepsilon_{u,lim}$); ε_u – максимальное удлинение при расчете по несущей способности на совместное действие изгиба и осевой силы; ε_{el} – предельные упругие деформации; $\varepsilon_{u,lim}$ – величина деформаций, за которой напряжения при растяжении принимают равными нулю.

Подход NF P18-710 к вычислению прочности тонких стенок балок по наклонным сжатым полосам также отличается от принятого в Еврокоде 2. В NF P18-710 соответствующие расчетные зависимости даны как для элементов с поперечным армированием, так и для балок без него, тогда как согласно Еврокоду 2 эта проверка выполняется только для балок с поперечным армированием [67]. Сами выражения NF P18-710 отличаются от используемых в Еврокоде 2 и имеют следующий вид:

- для элементов из СВПБ без поперечного армирования

$$Q_{Rd,max} = 2{,}3\ b_w z\ f_{ck}^{2/3} tan\theta; \quad (1.9)$$

- для элементов из СВПБ с поперечным армированием под углом α

$$Q_{Rd,max} = 2{,}3z\ b_w f_{ck}^{2/3} \left[\frac{V_{Rd,s}\,(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1+\cot^2\theta)} + V_{Rd,f}\ tan\theta\right] \left[\frac{1}{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}}\right]. \quad (1.10)$$

1.5.2.3 Особенности расчета балок с композитной поперечной арматурой

Совершенствование инженерных методик расчета балок на поперечную силу, в т. ч. балок с композитной поперечной арматурой, в основном идет по традиционному для этого вопроса пути – получению эмпирических формул, наилучшим образом описывающих наблюдаемые в опытах закономерности [153, 297]. Ввиду широкого распространения в практике проектирования МКЭ, представляет интерес развитие подходов к его применению для расчетов на поперечные силы балок с композитной поперечной арматурой. На сегодня

исследования в этом направлении немногочисленны, однако их результаты указывают на то, что пространственные конечно-элементные расчеты позволяют достаточно точно моделировать работу балок с композитной поперечной арматурой на всех этапах нагружения, в т. ч. определять разрушающие нагрузки и прогибы. Композитные стержни моделируют изотропными материалами с линейно-упругим законом деформирования [85, 261, 262]. Современные программные комплексы позволяют задавать материалам ортотропные свойства. Эти инструменты могут быть задействованы для оценки НДС композитных стержней в зоне их пересечения наклонными трещинами.

В СП 295.1325800 для расчета балок с композитным армированием по наклонным сечениям и по прочности бетона между наклонными трещинами приняты формулы расчета железобетонных балок из СП 63.13330. При этом при вычислении прочности по наклонным сечениям в расчетные зависимости вместо характеристик стальной арматуры подставляют характеристики АКП.

В зарубежных нормах формулы для расчета наклонных сечений, армированных композитными стержнями, имеют схожий вид, т.к. большинство из них основано на традиционном методе ферменной аналогии [150]. Сопротивление поперечной силе балок принимают равным сумме вкладов бетона Q_b и арматуры Q_{fw}. В руководстве [88] формула для расчета Q_b принята по предложению [149]. Нормы [120] содержат две формулы для Q_b, выбор из которых производят по рабочей высоте сечения балок и коэффициенту поперечного армирования. В формуле для Q_b рекомендаций [189] влияние рабочей высоты сечения учтено введением коэффициента эффекта масштаба. Объединяет все указанные формулы учет влияния на Q_b пониженного в сравнении со стальной арматурой модуля упругости АКП.

При расчете Q_{fw} для учета особенностей механических свойств композитных хомутов в сравнении со стальными, таких как разрыв без текучести, низкая прочность на криволинейных участках и в поперечном направлении, введены некоторые ограничения. Так, для осевых деформаций композитных стержней

поперечного армирования установлены пределы, исключающие чрезмерное раскрытие наклонных трещин и разрыв хомутов в области загиба. Нормы содержат либо значения этих предельных деформаций [47, 88, 120], либо формулы для их вычисления [189]. В [190] на основании анализа достаточно обширной базы данных пришли к выводу, что величина допустимых деформаций композитных стержней зависит от коэффициента поперечного и продольного армирования, модулей упругости поперечной и продольной арматуры, прочности бетона и рабочей высоты балок. Используя регрессионный анализ, получена формула для предельных допустимых деформаций стержней, учитывающая указанные параметры.

Пониженную прочность криволинейных участков композитных стержней учитывают в формулах для вычисления расчетного сопротивления хомутов растяжению введением понижающих коэффициентов к их осевому сопротивлению [47, 88, 127, 189].

Малоисследованным является вопрос расчета прочности тонких стенок балок с поперечной композитной арматурой. На основании анализа массива экспериментальных данных по испытаниям более 100 балок в [274] для расчетов по поперечной силе балок с армированием наклонных сечений АКП разработаны поправочные коэффициенты к соответствующим формулам из норм ACI и CSA для железобетонных конструкций. Для предотвращения раздробления стенок балок по наклонным бетонным полосам установлен верхний предел расчетной несущей способности по поперечной силе. Автором предложен безразмерный параметр для прогнозирования формы разрушения балок, зависящий от коэффициента поперечного армирования и характеристик бетона и арматуры. В [203] по результатам испытаний 24 балок с поперечным армированием АКП для обеспечения прочности стенок предложено ограничивать величину расчетных поперечных сил, воспринимаемых поперечной арматурой. Оба варианта отличаются от подхода, принятого в российских нормах проектирования, где прочность стенок рассчитывается напрямую. Методика норм нуждается в уточнении для учета особенностей работы стенок с АКП.

1.6 Общие выводы о состоянии проблемы. Цели и задачи исследования и программа, методология и пути их решения

Сверхвысокопрочный бетон и композитная арматура представляют собой современные материалы, находящие все более широкое применение в строительстве. Их применение открывает новые горизонты в вопросах разработки конструкций с улучшенными эксплуатационными характеристиками. СВПБ сочетает в себе высокую прочность и трещиностойкость, низкую проницаемость, что делает его идеальным для применения в условиях действия агрессивных сред и высоких нагрузок. В свою очередь, АКП, благодаря своей коррозионной стойкости, легкости и высокой прочности на растяжение, значительно увеличивает долговечность и надежность конструкций, особенно в условиях воздействия агрессивных химических веществ и повышенной влажности. Стимулирование применения инновационных строительных материалов, включая композитные и полимерные материалы, входит в «Стратегию развития строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства РФ на период до 2030 года с прогнозом до 2035 года» [41].

Совершенствование методов расчета остается важнейшим направлением исследований строительных конструкций. Для многих задач развитие теоретических моделей привело к их чрезмерной сложности. Составленные на их основе исследователями строгие аналитические решения зачастую громоздки и неудобны в практическом применении, из-за чего оказываются невостребованными инженерным сообществом и остаются лишь в сфере интересов научных работников.

Появление и повсеместное распространение компьютеров сделало возможным становление большого числа эффективных программных комплексов, реализующих МКЭ для решения физически и геометрически нелинейных задач механики деформируемых твердых тел. На сегодня эти программные комплексы являются основным общепризнанным инструментом для расчета строительных конструкций зданий и сооружений.

Накопленный значительный объем экспериментальных и численных исследований конструкций – то, что можно назвать «архивом науки» – открыл путь к новому этапу – анализу поведения конструкций как направлению науки, основанной на большом объеме данных. Для сложных НДС конструкций из композитных материалов инструменты искусственного интеллекта способны выявлять скрытые закономерности и оптимизировать процессы расчета.

Методология расчетов изгибаемых конструкций из СВПБ и конструкций с АКП на сегодня остается недостаточно проработанной. Слабо исследованными областями для конструкций с АКП является их работа при действии поперечных сил, для СВПБ-конструкций – работа при действии поперечных сил и момента. Существующие методы проектирования и расчета, как правило, основаны на упрощенных моделях, не учитывающих специфические свойства СВПБ и АКП.

Наиболее многообещающими путями совершенствования расчетного аппарата для конструкций из композитных материалов являются два вида численных моделей: нелинейные конечно-элементные, реализующие деформационные модели железобетона при разных видах НДС и полные диаграммы деформирования композитов, и математические (нейросетевые, регрессионные), построенные по представительным выборкам опытных данных. Первые предназначены для расчета параметров НДС конструкций на всех стадиях их работы, вторые – для определения отдельных значений эффектов воздействий (прочности, прогибов и пр.) в рамках инженерных расчетов. Указанные численные модели наиболее оптимально сочетают в себе многообразие учитываемых в расчетах факторов и перспективы широкого внедрения в практику проектирования.

Проанализируем и обобщим сложившийся на мировом уровне опыт экспериментальных и численных исследований изгибаемых конструкций из СВПБ и АКП. Реализацией комплексной экспериментальной программы, восполняющей пробелы в существующей базе, системно исследуем влияние на работу балок формы их сечений, схем нагружения, параметров фибрового и стержневого армирования. Используя полученные опытные данные, разработаем эффективные

КЭ-модели, позволяющие производить точный расчет СВПБ-балок и балок с АКП при разных конструктивных параметрах и схемах нагружения за счет синтеза экспериментально обоснованных нелинейных деформационных моделей железобетона и полных рабочих диаграмм деформирования материалов. Предложим новые методы расчета сопротивления конструкций действию поперечных сил, основанные на обобщении экспериментальных данных с применением искусственных нейронных сетей и регрессионного анализа. Докажем применимость созданных методов расчета сопоставительным анализом с результатами собственных испытаний и опытов других авторов.

Работа значительно расширит современные представления об особенностях силового сопротивления изгибаемых конструкций из СВПБ и армированных АКП. Обоснованная и валидированная цифровая методология их расчета, основанная на численных моделях, послужит рациональным и надежным инструментом при проектировании, разработке и оптимизации новых ответственных конструкций критически важных объектов инфраструктуры, а полученные результаты – основой для интенсификации внедрения СВПБ и АКП в строительство, обеспечивая повышение долговечности и эффективности зданий.

2 КОМПЛЕКСНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

2.1 Общая программа экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных материалов

Для изучения особенностей работы изгибаемых конструкций из СВПБ и АКП разработана комплексная программа исследований, представленная в таблице 2.1. Методики выполнения каждого из этапов программы раскрыты в пп. 2.2–2.8 настоящей главы.

Таблица 2.1 – Содержание комплексной программы экспериментальных исследований

Цель	Тип образцов	Число испытаний	Пункт главы 2
Определение характеристик сверхвысокопрочных бетонов и композитной арматуры	1. Контрольные образцы СВПБ	26 составов бетона	2.2
	2. Специальные образцы для определения влияния изгиба в наклонных трещинах	28	2.3
Исследование прочности, деформативности и трещиностойкости СВПБ-балок при действии изгибающ. момента	Балки прямоугольного сечения из сверхвысокопрочного бетона со стержневым и фибровым армированием	17	2.4
Исследование сопротивления приопорных зон двутавровых ж. б. балок из обычного бетона, включая влияние предыстории нагружения	Эталонные и опытные (с начальными трещинами) двутавровые ж.б. балки	30	2.5
Исследование сопротивления наклонных сечений двутавровых балок из СВПБ	Двутавровые балки из сверхвысокопрочного бетона со стержневым и фибровым армированием наклонных сечений	14	2.6
Исследование прочности тонких стенок двутавровых ж. б. балок с поперечным композитным армированием	Эталонные (стальная поперечная арматура) и опытные (композитная поперечная арматура) двутавровые ж.б. балки	20	2.7
Исследование сопротивления наклонных сечений прямоугольных ж. б. балок с поперечным композитным армированием	Эталонные (стальная поперечная арматура) и опытные (композитная поперечная арматура) балки прямоугольного сечения	8	2.8

2.2 Программа и методика экспериментальных исследований свойств сверхвысокопрочного бетона и фибробетона

Вяжущим в исследованных составах служил портландцемент ПЦ 600-Д0 (ОАО «Новоросцемент»), соответствующий классу ЦЕМ I 52,5 Н (рисунок 2.1, а).

Для достижения необходимой подвижности смесей СВПБ в их состав вводили суперпластификатор «Sika ViscoCrete-25 RU» на основе поликарбоксилатов [64]. В качестве минерального компонента применяли микрокремнезем МК-85 (ГОСТ Р 58894-2020); его химический состав приведен в таблице 2.2 (рисунок 2.1, б, таблица 2.2).

Мелкий заполнитель подбирали в виде смеси кварцевых песков двух фракций (рисунок 2.1, в и г): с модулем крупности 2,56 (крупный) и 0,78 (мелкий). Их соотношение принимали равным 2:1 (рисунок 2.3, таблица 2.3).

Для фибрового армирования использовали стальные латунированные фибры производства «БМЗ» длиной 14 мм и диаметром 0,4 мм. Применялись фибры двух видов – прямые и волновые (рисунок 2.2) с временным сопротивлением разрыву 2800 МПа.

а) б) в) г)



Рисунок 2.1 – Фотографии вяжущих материалов (а, б) и песка (в, г)

а) б)

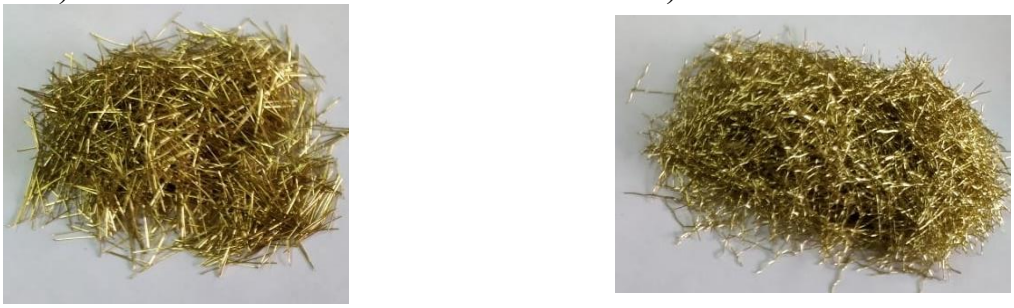


Рисунок 2.2 – Фотографии прямых (а) и волновых (б) фибр

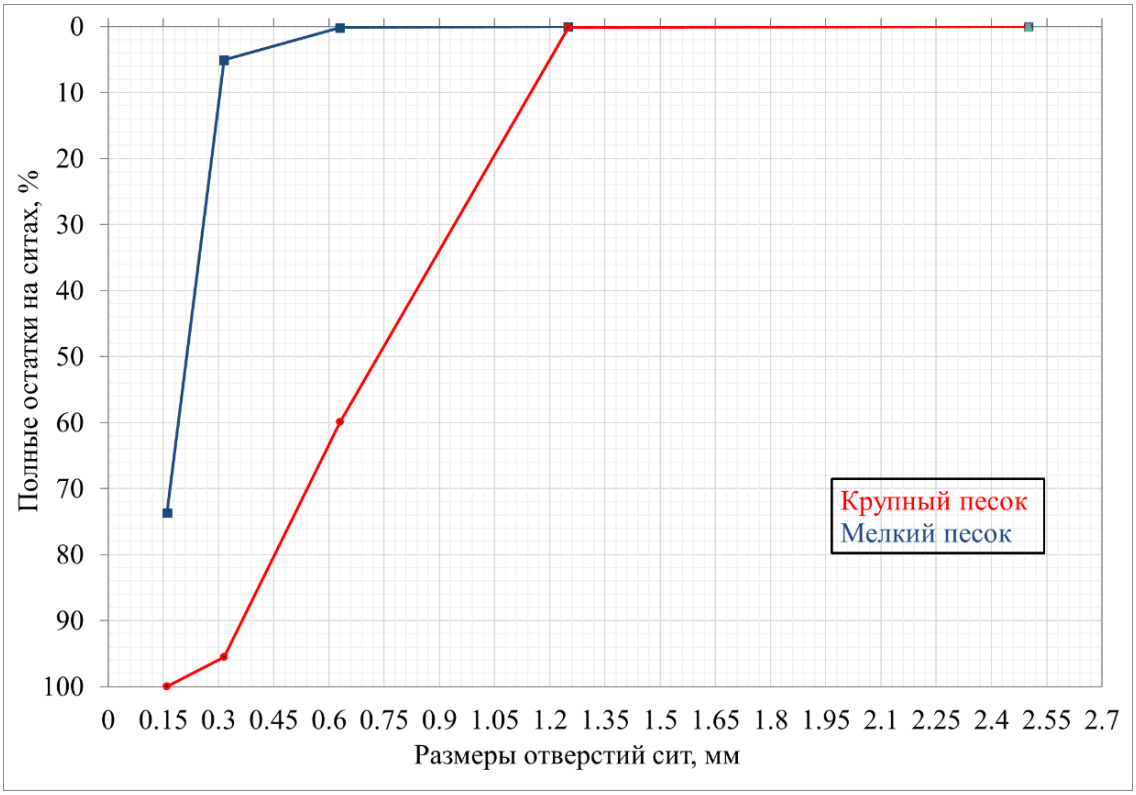


Рисунок 2.3 – Результаты просеивания песка
через стандартный набор сит для крупного (а) и мелкого (б) песка

Таблица 2.2 – Химический состав микрокремнезема

SiO_2	П.П.П.	H_2O	Na_2O	K_2O	CaO	SO_3	Плотность насыпная	Уд. пов. частиц
86%	3%	0,2%	1,2%	2%	0,45%	0,39%	0,25-0,35 т/м^3	15 м^2/г

Таблица 2.3 – Гранулометрический состав мелкого заполнителя

Размер сита, мм	Песок с $M_к$ = 2,56			Песок с $M_к$ = 0,79			В смеси 2:1
	вес (кг)	a_i, %	A_i, %	вес (кг)	a_i, %	A_i, %	Доля, %
1,25	0,003	0,15	0,15	0	0,00	0,00	0,10
0,63	1,182	59,73	59,88	0,002	0,20	0,20	39,89
0,315	0,706	35,67	95,55	0,048	4,86	5,06	25,40
0,16	0,088	4,45	100,00	0,678	68,62	73,68	25,84
дно	0	0,00		0,26	26,32		8,77
	1,979			0,988			

Подбор состава СВПБ осуществляли в три стадии (рисунок 2.4). На первой исследовали составы, содержавшие только цемент и крупный песок. Варьировали их соотношение, В/Ц сохраняли постоянным. Вторая включала испытания составов с различным содержанием крупного и мелкого песка, микрокремнезема и воды. На

третьей в состав в разной объемной доле μ_{fv} в смеси вводили фибры. Основной принцип принятого подхода заключался в том, что для последующей стадии выбирали только один состав. Критерием выбора служили удобоукладываемость смеси и прочность при сжатии и растяжении изготовленного из нее бетона. Принятые составы указаны в таблице 2.4 [64].

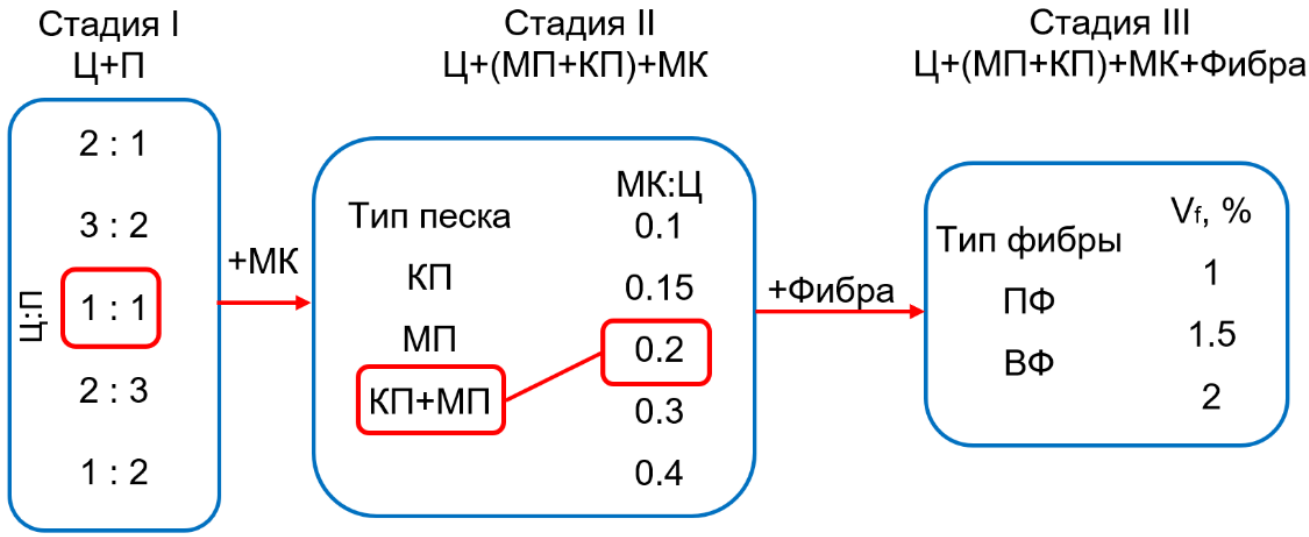


Рисунок 2.4 – Этапы подбора состава СВПБ [64]

Песок, цемент и микрокремнезем перемешивали в течение 5 минут. Затем – так же в течение 5 минут – при продолжающемся перемешивании медленно добавляли в воду с суперпластификатором. Далее вводили фибры, после чего перемешивание продолжали до получения однородной консистенции примерно 10 мин [64].

Удобоукладываемость бетонной смеси оценивали по расплыву конуса по ГОСТ 10181-2014 и миниконуса по ГОСТ 310.4-81 (рисунок 2.5).

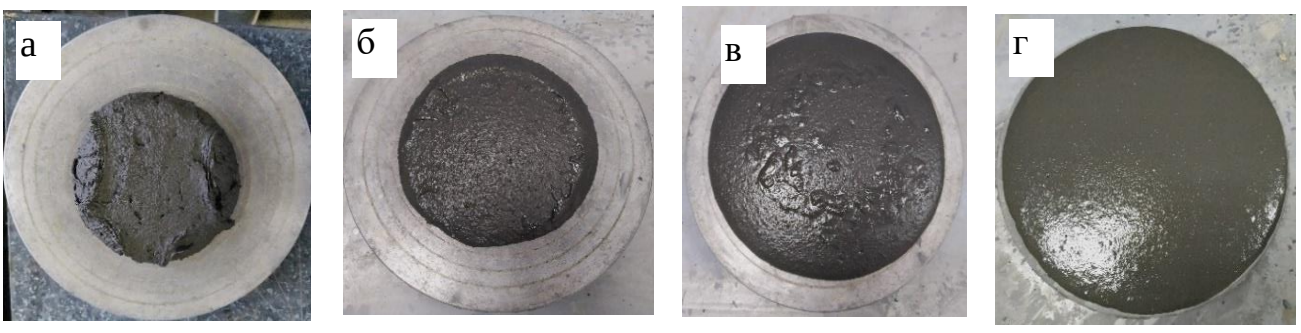


Рисунок 2.5 – Расплыв конуса 100 мм (а), 140 мм (б), 180 мм (в) и 240 мм (г)

Таблица 2.4 – Опытные составы бетона [64]

Характеристика состава			№ п/п	Ц	МК	П		В:Ц	СП, %	μ_{fv}, %
						Ц:П	Тип песка			
Без фибр	Вариации соотношения Ц:П	Только КП	1	1	0	0,5	КП	0,4	-	-
			2	1	0	2/3	КП	0,4		
			3	1	0	1	КП	0,4		
			4	1	0	3/2	КП	0,4		
			5	1	0	2	КП	0,4		
	Ц:П= 1:1		6	1	0,15	1	КП	0,23	1,6	-
			7	1	0,2	1	КП	0,23	1,6	
			8	1	0,3	1	КП	0,23	2	
			9	1	0,4	1	КП	0,3	3	
		Только МП	10	1	0,1	1	МП	0,23	2,5	-
			11	1	0,15	1	МП	0,23	3	
			12	1	0,2	1	МП	0,24	3	
			13	1	0,3	1	МП	0,25	3	
			14	1	0,4	1	МП	0,28	3	
		КП: МП = 2:1	15	1	0,1	1	(КП:МП=2:1)	0,2	1,6	-
			16	1	0,15	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	
			17	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	
		КП: МП = 2:1	18	1	0,15	1	(КП:МП =2:1)	0,22	1,6	-
			19	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,22	1,6	
			20	1	0,3	1	(КП:МП =2:1)	0,22	2	
С фибрами	Ц:П= 1:1	ПФ	21	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	1
			22	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	1,5
			23	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	2
		ВФ	24	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	1
			25	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	1,5
			26	1	0,2	1	(КП:МП =2:1)	0,2	2	2

Примечание – в таблице приняты следующие обозначения: Ц – цемент, МК – микрокремнезем, ЗУ – зола уноса, КП – крупный песок, МП – мелкий песок, В – вода, СП – массовая доля суперпластификатора (по отношению к вяжущим), ПФ – прямые фибры, ВФ – волновые фибры, μ_{fv} – объемное содержание фибр.

2.3 Особенности экспериментальных исследований характеристик высокопрочной композитной арматуры

Испытания стальной и композитной арматуры проводили на машине ИР6054-200.0 по ГОСТ 28840-90 в соответствии с методикой ГОСТ 12004-81 (рисунок 2.6, а). Согласно требованиям ГОСТ 52544-2006, ГОСТ 6727-80 и ГОСТ 31938-2012 испытания стержней каждого диаметра выполняли не менее чем на 15 образцах [57]. Концы композитных стержней помещали в стальные муфты (рисунок 2.6, б) и закрепляли в них клеевым составом, что исключало смятие стержней в захватах машины (приложение Б ГОСТ 31938-2012 [12]). Во всех проведенных испытаниях разрушение фиксировалось в пределах рабочего участка, проскальзывания стержней в муфтах не зафиксировано (рисунок 2.6, в).

В результате испытаний определяли следующие характеристики:

– для базальтопластиковой арматуры – предел прочности $\sigma_в$, относительное удлинение $\varepsilon_в$ и модуль упругости E_f;

– для арматуры А500С – временное сопротивление, предел текучести σ_T и относительное удлинение;

– для проволоки Вр500 – временное сопротивление, условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ и относительное удлинение.

а) б) в)



Рисунок 2.6 – Испытание на разрыв стержня АКП

Выполнены специальные исследования базальтопластиковой арматуры, имитирующие НДС стержня в месте пересечения с наклонной трещиной.

Угол наклона косых трещин в зоне действия поперечных сил может варьироваться в достаточно широких пределах. Так, в Еврокоде 2 для этого угла установлен диапазон 22–45°. Обзор экспериментальных исследований подтверждает корректность этих значений, однако при небольших пролетах среза крутизна трещин может оказаться выше, достигая 60°.

Поперечная арматура в подавляющем большинстве случаев устанавливается вертикально – перпендикулярно оси балок. Установка ее под наклоном, в т. ч. устройством отгибов продольной арматуры, встречается реже. При этом в выводах экспериментальных исследований зачастую указывается более высокая эффективность работы наклонных стержней в сравнении с вертикальными.

Первые наклонные трещины двутавровых балок образуются по траекториям, соответствующим ориентации действующих в этот момент в стенке главных напряжений. Направление равнодействующих усилий, возникающих впоследствии по наклонной трещине, определить затруднительно. Примерное представление о нем можно сложить по направлению раскрытия наклонных трещин. Эти сведения были получены нашими экспериментами [77].

Для имитируемых случаев НДС наклонных сечений балок были приняты следующие варьируемые параметры (рисунки 2.7 и 2.8):

– угол наклона хомутов – 45° и 90°;

– угол наклона трещин – 30°, 45° и 60°;

– угол между равнодействующей и наклонной трещиной – 30°, 60° и 90°.

В шифрах образцов указаны параметры наклонного сечения (например, В-45-30): В (Н) – положение хомута, В – вертикальное (90° к оси балки), Н – наклонное (45° к оси балки); 45° – угол между трещиной и осью балки; 30° – угол между направлением равнодействующей в наклонном сечении и трещиной.

Опытные образцы представляли бетонные призмы прямоугольного сечения с размерами 10х10х20 и 10х20х20 см со стержнями АБК в них диаметром 4 мм (рисунок 2.9) в средней части призм под разными углами.

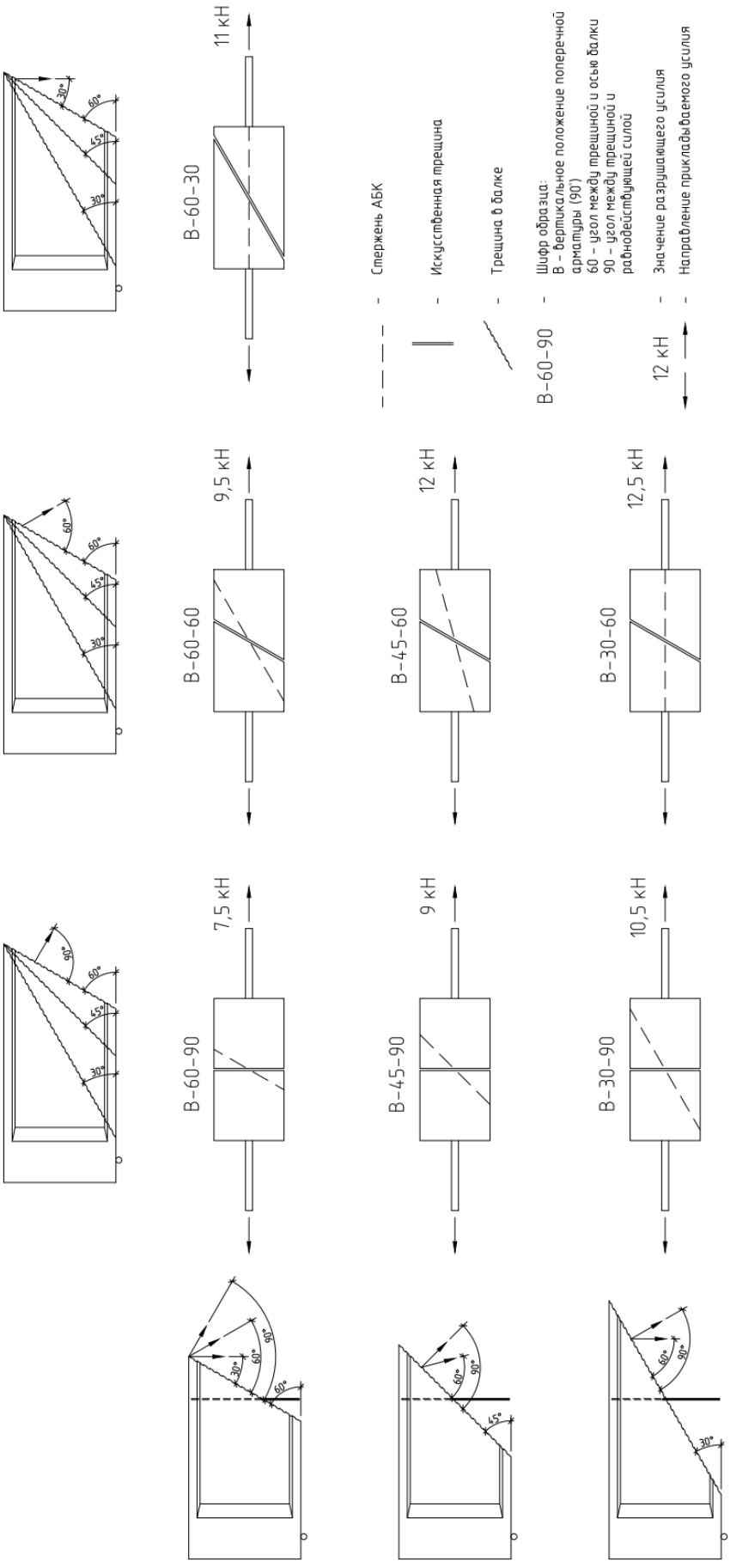


Рисунок 2.7 – Чертежи образцов для балок
с вертикальными (90°) хомутами

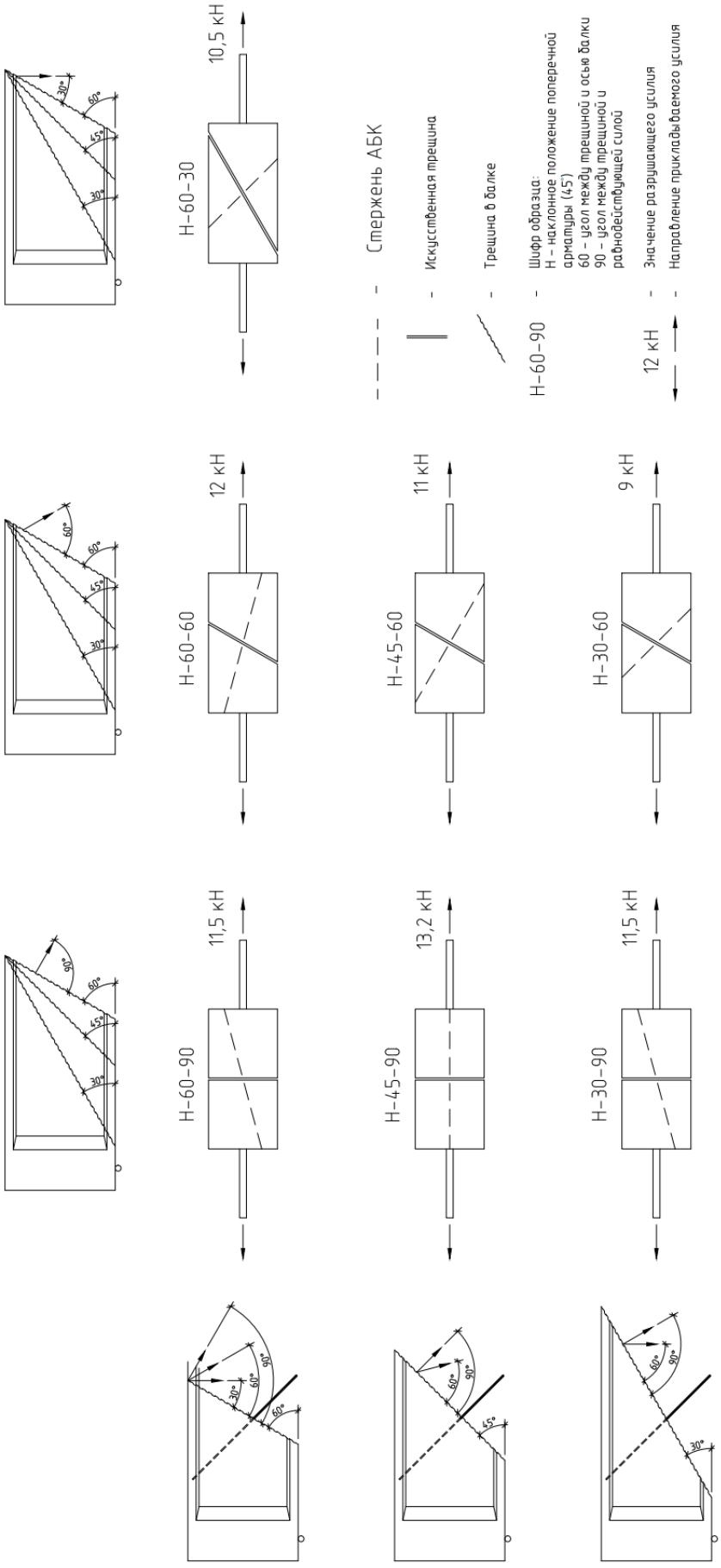


Рисунок 2.8 – Чертежи образцов для балок
с наклонными (45°) хомутами

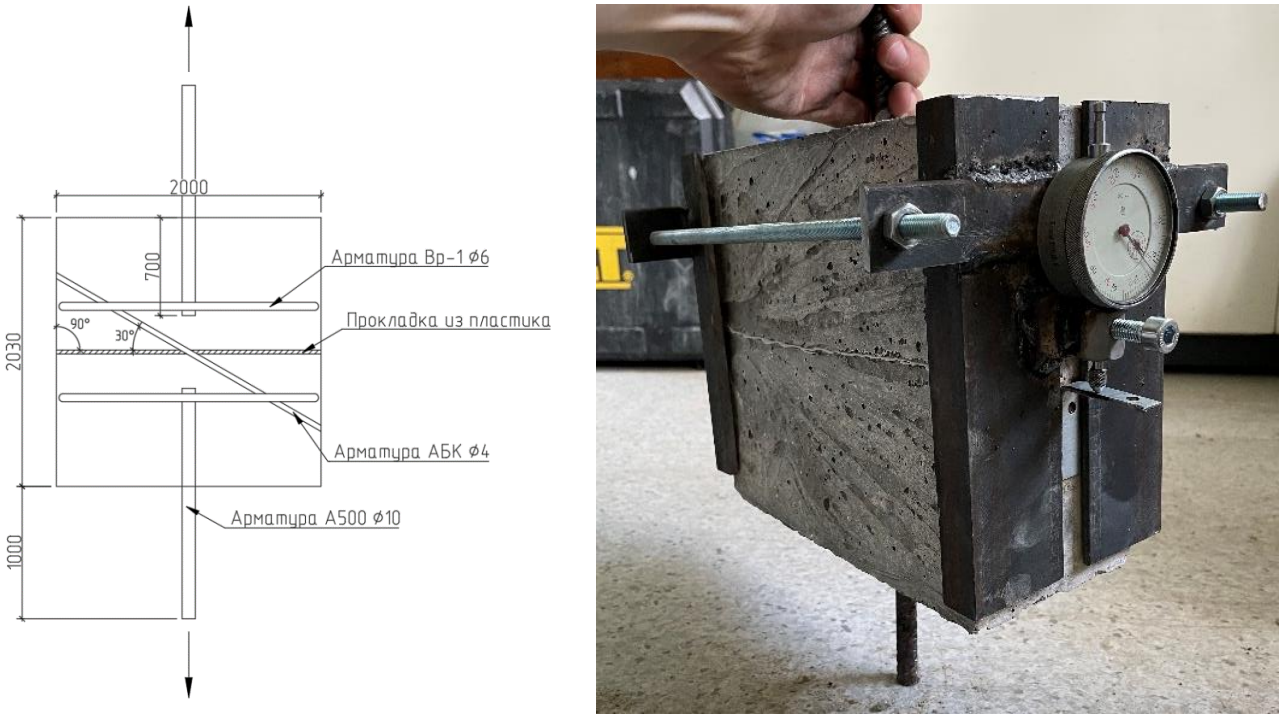


Рисунок 2.9 – Продольный разрез образца В-60-90
с поперечным сечением 10х20 см.

Растягивающее усилие передавали призмам через выпущенные из призм арматурные стержни класса А500 диаметром 10 мм. Для предотвращения нежелательной формы разрушения, связанной с проскальзыванием стальных и композитных стержней, устанавливали хомуты из арматуры Вр-1 диаметром 6 мм. Искусственную трещину создавали прокладкой из тонкого пластикового листа. Измерения продольных деформаций на образцах производилось индикаторами часового типа. В общей сложности было изготовлено и испытано 28 призм – по 2 образца каждого типа.

2.4 Программа и методика экспериментальных исследований прочности, деформативности и трещиностойкости СВПБ-балок со стержневым и фибровым армированием

Экспериментальные исследования особенностей работы СВПБ-балок при изгибе выполнены по программе, приведенной в таблице 2.5 [87]. Испытали 17 моделей СВПБ-балок со стальным стержневым и фибровым армированием: 15 балок прямоугольного сечения (рисунок 2.10) и 2 балки таврового сечения с

полкой в растянутой зоне (рисунок 2.11). Полученные результаты использованы для уточнения параметров и проверки точности КЭ-расчетов по предложенной методике (п. 3.3).

Таблица 2.5 – План экспериментальных исследований СВПБ-балок [87]

№ п/п	Группа балок	Шифр	*d*, *мм*	*n*, *шт*	μ_s, %	μ_{fv}, %	Тип фибр
1	Группа 1 $\mu_s = 0{,}31\%$	Ф0-030	6	2	0,31	0	-
2		ПФ1-030	6	2	0,31	1	прямые
3		ПФ2-030	6	2	0,31	2	прямые
4		ВФ1-030	6	2	0,31	1	волновые
5		ВФ2-030	6	2	0,31	2	волновые
6	Группа 2 $\mu_s = 0{,}87\%$	Ф0-085	10	2	0,87	0	-
7		ПФ1-085	10	2	0,87	1	прямые
8		ПФ2-085	10	2	0,87	2	прямые
9		ВФ1-085	10	2	0,87	1	волновые
10		ВФ2-085	10	2	0,87	2	волновые
11	Группа 3 $\mu_s = 2{,}56\%$	Ф0-250	14	3	2,56	0	-
12		ПФ1-250	14	3	2,56	1	прямые
13		ПФ2-250	14	3	2,56	2	прямые
14		ВФ1-250	14	3	2,56	1	волновые
15		ВФ2-250	14	3	2,56	2	волновые
16	Гр. 4 $\mu_s = 5{,}1\%$	Ф0-500	14	6	5,13	0	-
17		ВФ1,5-500	14	6	5,13	1,5	волновые

Необходимость в устройстве полки была продиктована сложностью размещения большого количества арматуры в растянутой зоне балок №16 и №17, соответствующего принятому для них коэффициенту армирования μ_s [86].

Для изготовления балок таврового сечения к вертикальным щитам опалубки приклеивали обернутые в полиэтиленовую пленку формообразователи из экструдированного пенополистирола. На это оригинальное решение были получены патенты РФ №215721, №215722.

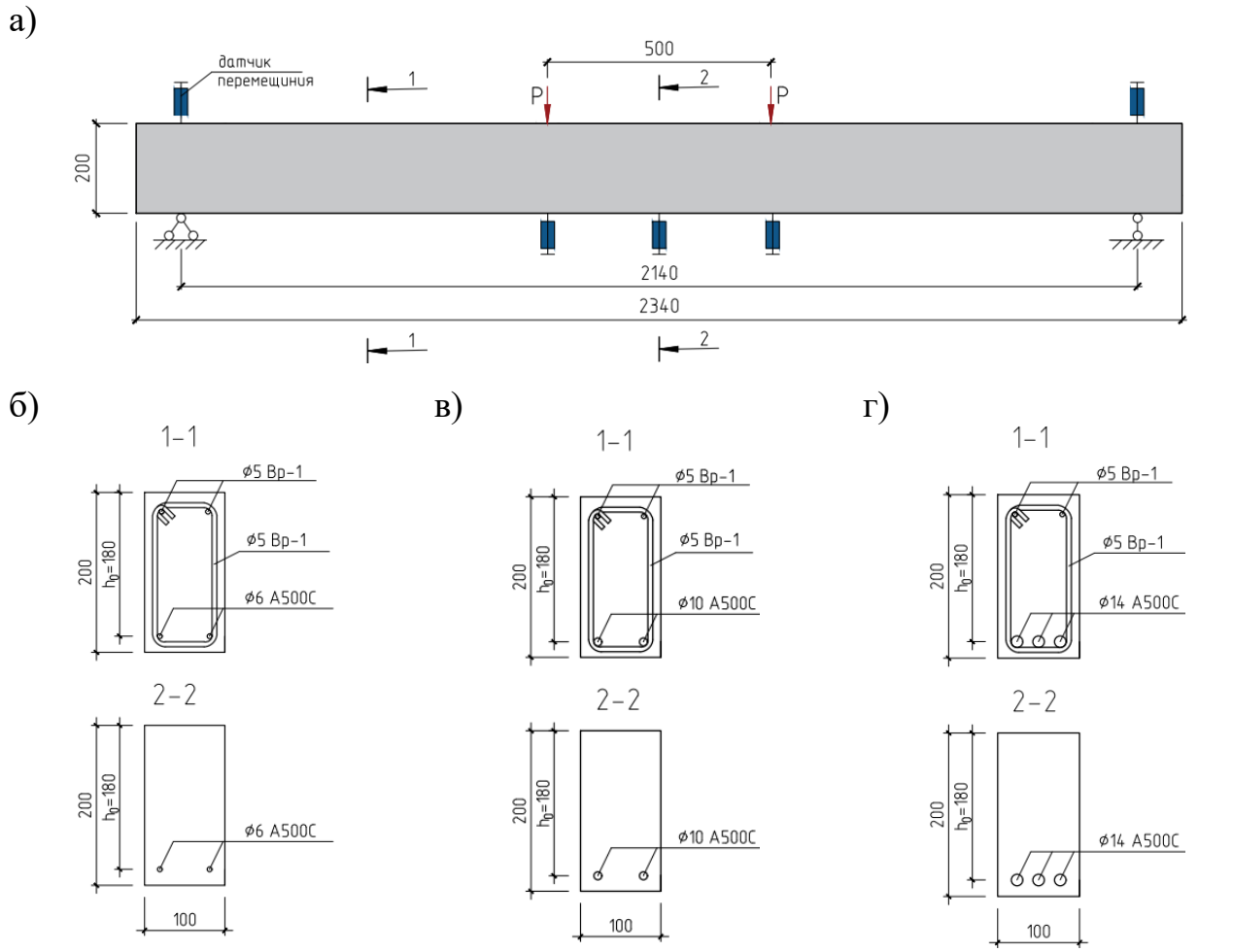


Рисунок 2.10 – Балки прямоугольного сечения:
а) продольный профиль балок и схема их нагружения; б) сечение балок группы 1; в) сечение балок группы 2; г) сечение балок группы 2.

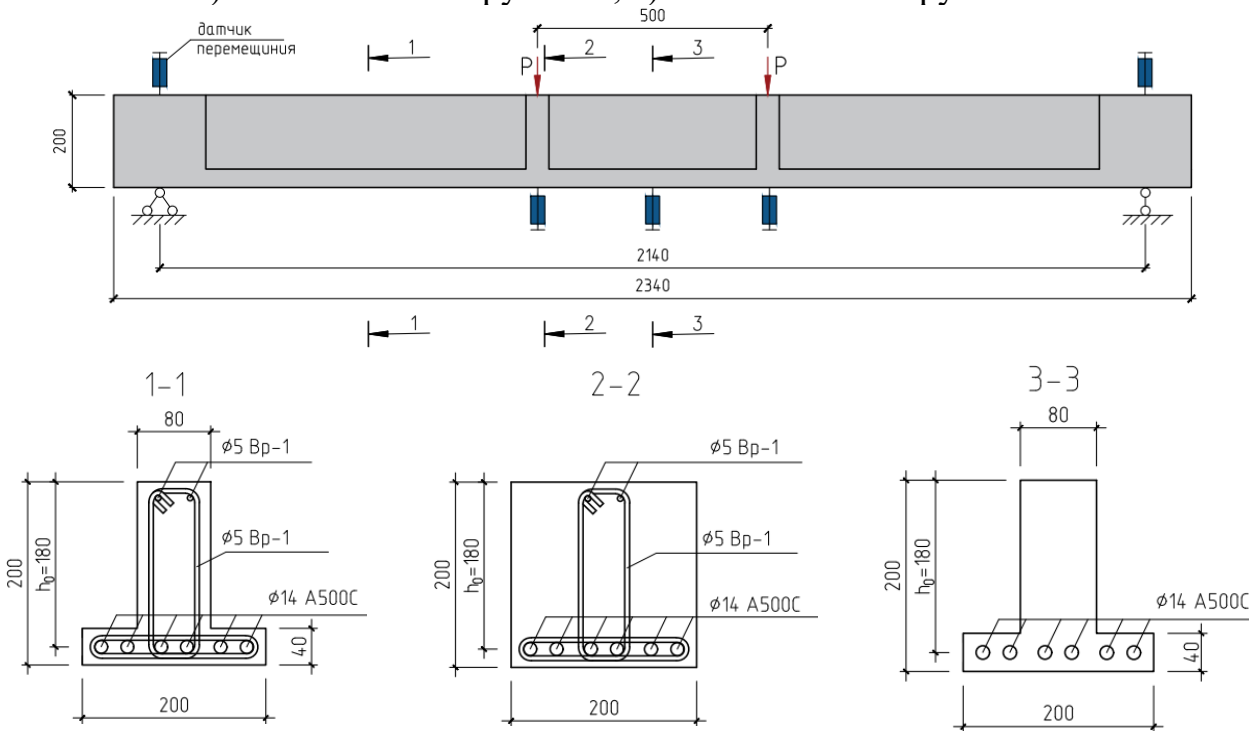


Рисунок 2.11 – Балки таврового сечения из группы 4

Прогибы балок измеряли тензометрическими датчиками перемещений, установленными в пяти точках – в середине балки, в точках приложения нагрузок и на опорах (рисунки 2.10 и 2.11). Локальные деформации бетона измеряли тензорезисторами, средние деформации в растянутой зоне – датчиками LVDT (рисунки 2.12–2.14).

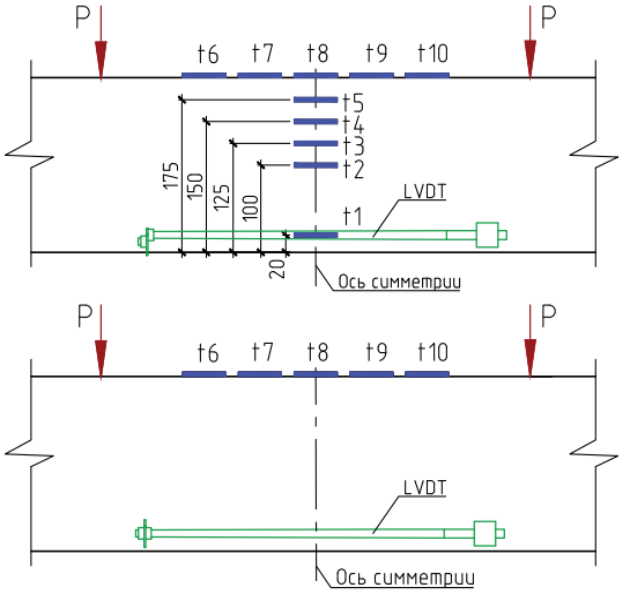


Рисунок 2.12 – Схема наклейки тензорезисторов на двух сторонах прямоугольных балок

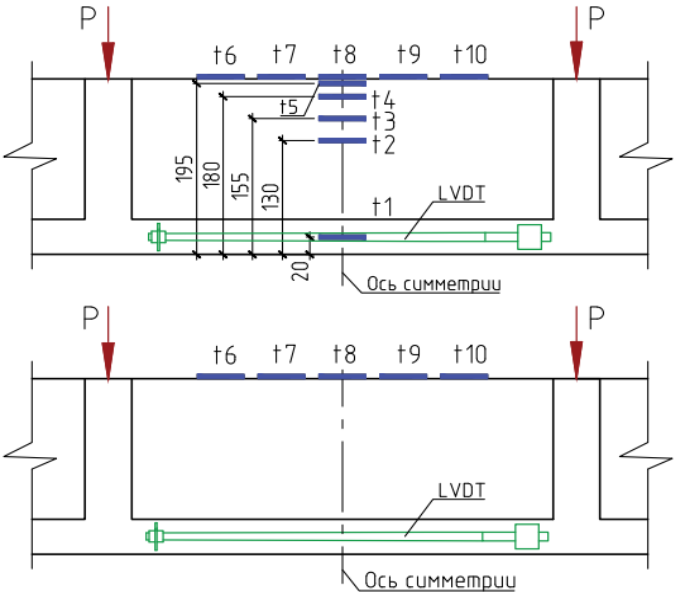


Рисунок 2.13 – Схема наклейки тензорезисторов на двух сторонах тавровых балок

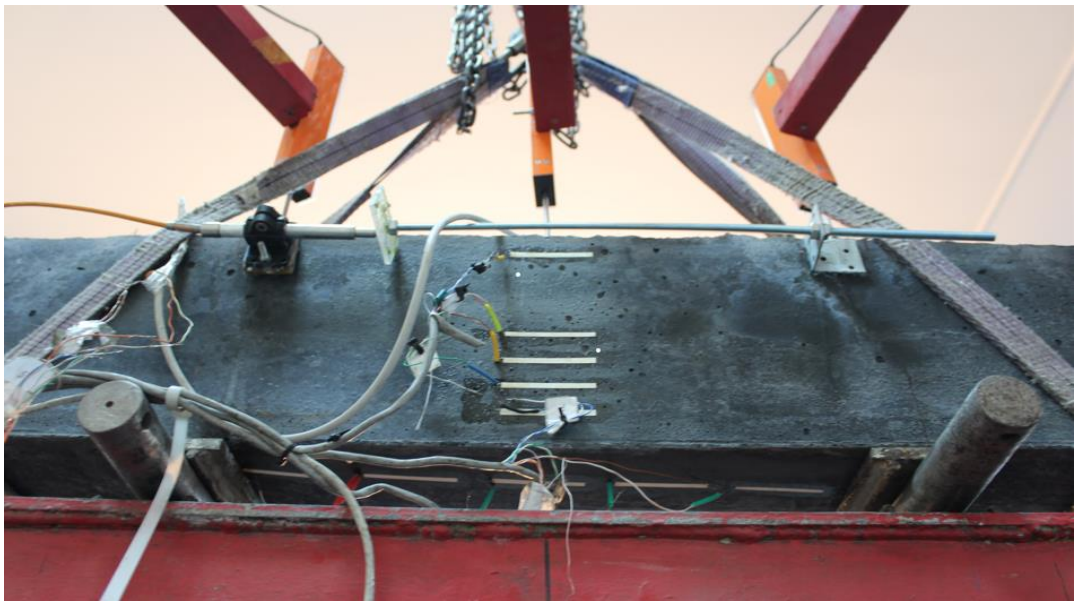


Рисунок 2.14 – Исследуемая зона чистого изгиба. Испытательная нагрузка действует снизу вверх [87]

2.5 Программа экспериментальных исследований двутавровых балок из обычного тяжелого бетона

Проведены экспериментальные исследования сопротивления поперечной силе приопорных зон двутавровых железобетонных балок из обычного тяжелого бетона, в том числе для случаев с предысторией нагружения.

Для пролета среза нагружения были приняты значения a/h_0=1,6, 2,5 и 3,2. Предыстория нагружения образца заключалась в наличии предварительно сформированных трещин путем приложения нагрузки с другим пролетом среза. Кроме этого, для возможности сравнения испытывались и эталонные балки, нагружаемые без изменения пролета среза [58].

Таким образом, одна серия образцов для каждого из разрушающих пролетов среза включала три балки: 1 эталонную и 2 опытных с трещинами, сформированными при других пролетах среза. План эксперимента представлен в таблице 2.6. Группировка образцов производилась по ключевому нагрузочному фактору – значению разрушающего пролета среза.

С учетом возможного влияния конструктивных факторов на характер работы в план эксперимента были введены дополнительные серии, отличавшиеся коэффициентом поперечного армирования μ_{sw} и углом его наклона α к оси элемента. Сечения балок и их армирования показаны на рисунке 2.15.

Общее число опытных балок составило 30. Разработанный план эксперимента позволял производить сравнительный анализ не только внутри группы образцов, но и между образцами из разных групп [58].

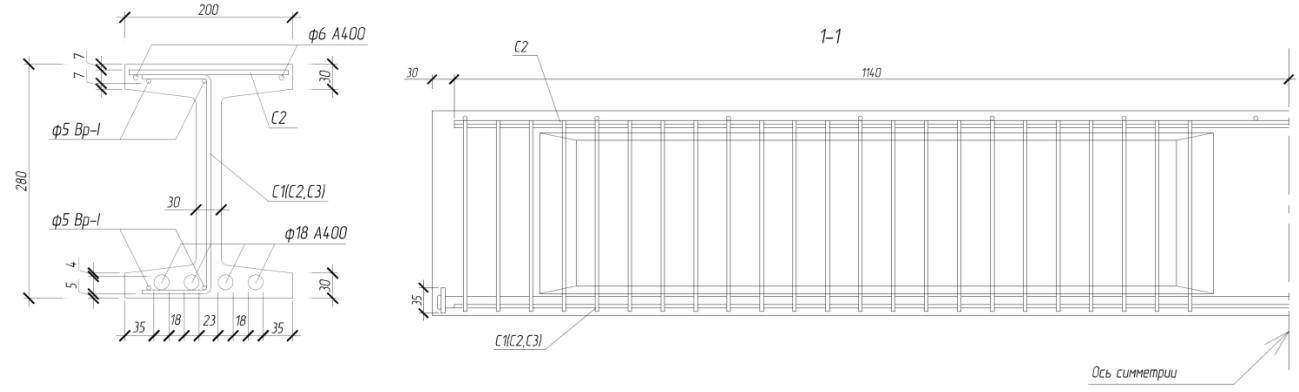


Рисунок 2.15 – Поперечный и продольный разрезы балок

Таблица 2.6 – План экспериментальных исследований двутавровых балок из обычного тяжелого бетона [58]

	Шифр образца		$(a/h_0)_1$	$(a/h_0)_2$	Q_1, кН	P_1, кН	α, град.	μ_{sw}, %
Группа 1 - $(a/h_0)_2$=1.6	Б1			1,6			90	0,59
		Б2	2,5	1,6	55,2		90	0,59
		Б3	3,2	1,6	50,3		90	0,59
		Б4	2,5	1,6	42,5	23,9	90	0,59
		Б5	3,2	1,6	42,5	21,9	90	0,59
		Б6	2,5	1,6	39,1	39,1	90	0,59
		Б7	3,2	1,6	42,5	42,5	90	0,59
Группа 2 - $(a/h_0)_2$=2.5	Б8			2,5			90	0,59
		Б9	1,6	2,5	60,1		90	0,59
		Б10	3,2	2,5	35,6		90	0,59
		Б11	1,6	2,5	50,5	50,5	90	0,59
		Б12	3,2	2,5	42,5	42,5	90	0,59
	Б13			2,5			45	0,83
		Б14	1,6	2,5	74,8		45	0,83
		Б15	3,2	2,5	38,6		45	0,83
	Б16			2,5			45	0,83
		Б17	1,6	2,5	69,9		45	0,83
		Б18	3,2	2,5	65		45	0,83
Группа 3 - $(a/h_0)_2$=2.2	Б19			3,2			90	0,59
		Б20	1,6	3,2	55,2		90	0,59
		Б21	2,5	3,2	50,3		90	0,59
		Б22	1,6	3,2	50,3	50,3	90	0,59
		Б23	2,5	3,2	48,9	48,9	90	0,59
	Б24			3,2			90	0,59
		Б25	1,6	3,2	65		90	0,59
		Б26	2,5	3,2	40,5		90	0,59
	Б27			3,2			90	1,64
	Б28			3,2			90	1,64
		Б29	1,6	3,2	65		90	1,64
		Б30	2,5	3,2	69,9		90	1,64

Примечание – $(a/h_0)_1$ и $(a/h_0)_2$ – относительные пролеты среза соответственно предварительной и основной стадий; Q_1 – поперечная сила, созданная на предварительной стадии; P_1 – часть нагрузки предварительной стадии, сохраняющаяся на основной стадии

При испытаниях контролировали нагрузки, прогибы и трещины балок. Деформации бетона стенок регистрировали набором часто расположенных тензорезисторов.

2.6 Особенности программы и методики экспериментальных исследований сопротивления СВПБ-балок действию поперечных сил

Для выявления особенностей работы наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок в рамках настоящей работы были выполнены комплексные исследования по плану (таблица 2.7), в котором варьировались факторы, оказывающие существенное влияние на сопротивление двутавровых балок действию поперечных сил: относительный пролет среза a/h_0, коэффициент поперечного армирования μ_{sw} и ширина сжатой полки b_f, как с фибровым армированием, так и без него [43]. Длина балок составляла 2340 мм, высота сечения – 280 мм (рисунки 2.16 и 2.17). Продольное армирование образцов запроектировано с запасом несущей способности по нормальным сечениям [66]. Всего проведено 14 испытаний. Перечень контролируемых параметров включал величину опорной реакции, прогибы балок, деформации бетона стенки (рисунок 2.18), деформации поперечной арматуры, ширину раскрытия трещин, деформации стенки.

Полученные результаты использованы для формирования экспериментальной базы, необходимой для разработки и проверки методов расчета СВПБ-балок на поперечную силу (пп. 3.4 и 3.5).

Таблица 2.7 – План экспериментальных исследований работы СВПБ-балок на действие поперечных сил [66]

№ п/п	Шифр	a/h_0	μ_{fv}, %	s_{sw}, см	α, град.	b_f, см	μ_{sw}, %
1	2-Ф0-С0.8-20	2	0	9	90	20	1,05
2	2-Ф0-С1-20	2	0	12	90	20	0,79
3	2-Ф1.5-С0.8-20	2	1,5	9	90	20	1,05
4	2-Ф1.5-С1-20	2	1,5	12	90	20	0,79
5	2-Ф1.5-С0-20	2	1,5	0	-	20	0,00
6	2- Ф1.5-С0-10	2	1,5	0	-	10	0,00
7	2- Ф1.5-С0-05	2	1,5	0	-	5	0,00
8	2- Ф0-С0-20	2	0	0	-	20	0,00
9	3- Ф0-С0.8-20	3	0	9	90	20	1,05
10	3- Ф0-С1-20	3	0	12	90	20	0,79
11	3- Ф1.5-С0.8-20	3	1,5	9	90	20	1,05
12	3- Ф1.5-С1-20	3	1,5	12	90	20	0,79
13	3- Ф1.5-С0-20	3	1,5	0	-	20	0,00
14	3- Ф0-С0-20	3	0	0	-	20	0,00

Примечание – Совпадающими цветами отмечены параметры, которыми между собой отличаются балки-близнецы. Так, например, балки 1 и 3 отличаются друг от друга только объемным содержанием фибр, и поэтому выделены одним цветом в четвертой колонке (μ_{fv}).

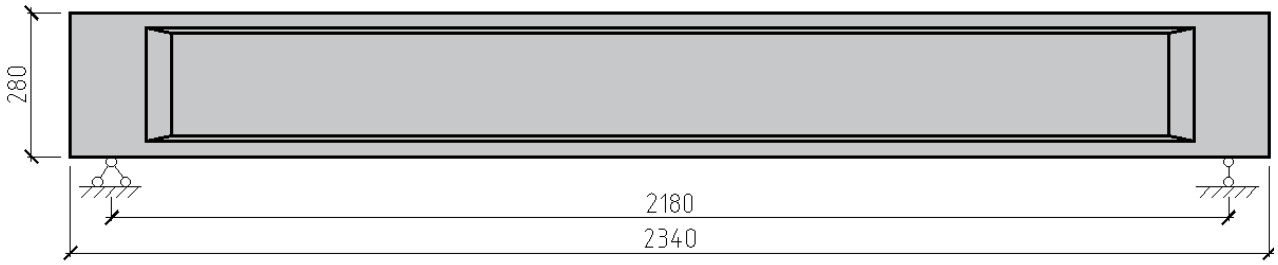


Рисунок 2.16 – Профиль балок

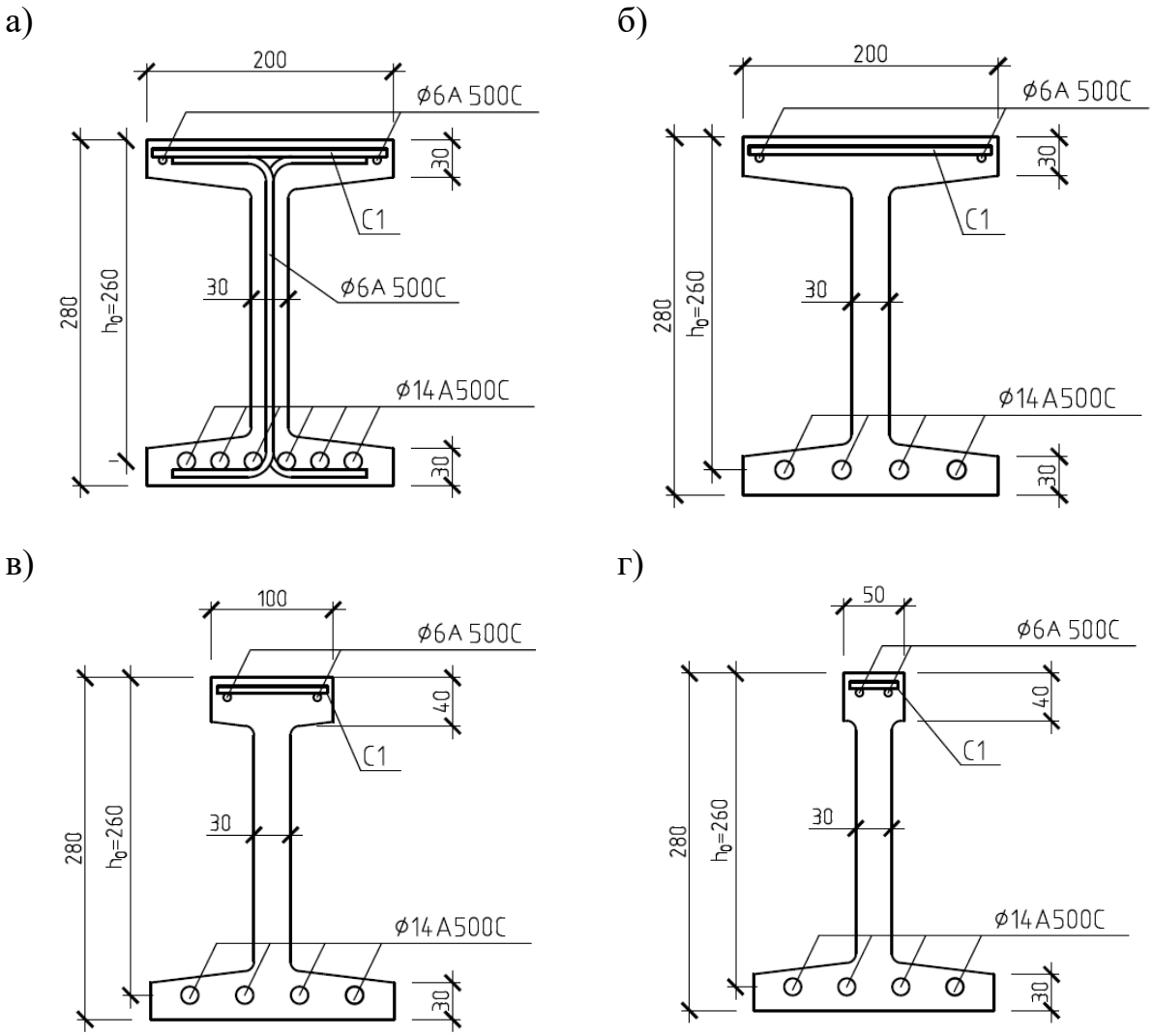


Рисунок 2.17 – Поперечные сечения балок
а) балки №1-4, 9-12; б) балки № 5, 8, 13, 14; в) балка № 6; г) балка №7.

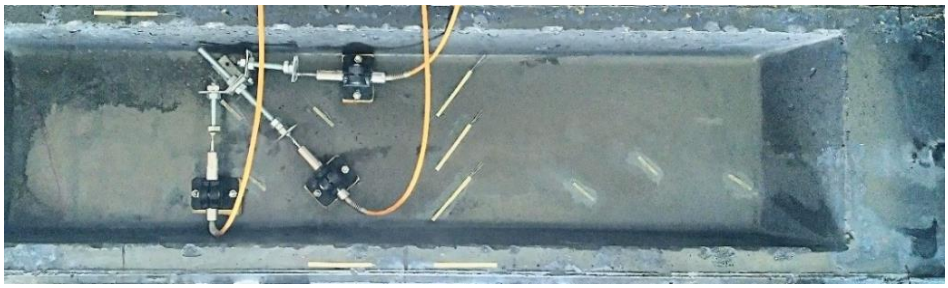


Рисунок 2.18 – Схема расстановки средств измерений

2.7 Программа исследования прочности тонких стенок двутавровых балок со стержневым композитным армированием

Экспериментальные исследования прочности тонких стенок двутавровых балок с поперечным армированием из АКП выполнены по программе, приведенной в таблице 2.8.

Балки нагружали по трем схемам с расстоянием a от груза до опоры 1,6, 2,5 и $3{,}2h_0$. Параметр a/h_0 являлся ключевым и поэтому был принят в качестве основного признака группировки образцов. Остальные варьируемые параметры внутри групп включали угол α наклона стержней к продольной оси балок (45 и 90°) и коэффициент поперечного армирования μ_{sw} (0,4…1,3%), изменяемый диаметром стержней и их шагом. Во второй и третьей группах предусматривалось по две эталонные балки [57].

Образцы нагружали двумя симметрично приложенными сосредоточенными силами. Программа испытаний включала 28 балок: 4 эталонные балки с поперечным армированием из проволоки Вр500 и 24 – с поперечной базальтокомпозитной арматурой (рисунок 2.19).

Результаты испытаний послужили основой для обоснования расчетных положений, определения параметров и оценки точности инженерных и численных методов расчета прочности тонких стенок балок с поперечной стальной и композитной арматурой (пп. 3.4 и 3.5).

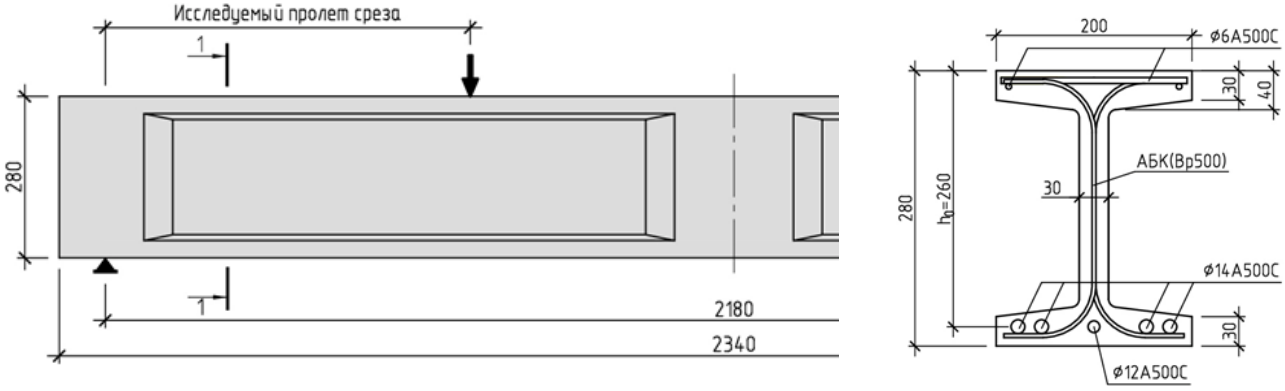


Рисунок 2.19 – Продольный профиль и сечение балок

Таблица 2.8 – План экспериментальных исследований прочности тонких стенок, армированных композитными стержнями [57]

Группа балок	Шифр балки	Тип попер. арм.	Шаг попер. арм., мм	Диам. попер. арм., мм	μ_{sw}, %	α, град.	$E_s(E_f)$, МПа	Вр. сопрот. попер. арм, МПа
Группа 1 a/h_0=1,6	Б1	АБК	105	4	0,4	90	65916	1305,7
	Б2		60	4	0,7			
	Б3		94	6	1,0			
	Б4		72	6	1,3			
	Б5		148	4	0,4	45		
	Б6		84	4	0,7			
	Б7		133	6	1,0			
	Б8		102	6	1,3			
Группа 2 a/h_0=2,5	Б9		105	4	0,4	90		
	Б10		60	4	0,7			
	Б11		94	6	1,0			
	Б12		72	6	1,3			
	Б13		148	4	0,4	45		
	Б14		84	4	0,7			
	Б15		133	6	1,0			
	Б16		102	6	1,3			
	Б11Э	Вр500	53	4,5	1,0	90	169650	665,0
	Б12Э		41	4,5	1,3			
Группа 3 a/h_0=3,2	Б17	АБК	105	4	0,4	90	65916	1305,7
	Б18		60	4	0,7			
	Б19		94	6	1,0			
	Б20		72	6	1,3			
	Б21		148	4	0,4	45		
	Б22		84	4	0,7			
	Б23		133	6	1,0			
	Б24		102	6	1,3			
	Б19Э	Вр500	53	4,5	1,0	90	169650	665,0
	Б20Э		41	4,5	1,3			

2.8 Отличия исследований работы стержневой композитной арматуры в наклонных сечениях прямоугольных балок

Программа исследований работы наклонных сечений, армированных композитными стержнями, включала 8 испытаний (таблица 2.9). Для всех испытаний был принят единый пролет среза a/h_0 = 2,5.

Поперечное армирование в исследуемых приопорных зонах балок 1 и 2 состояло из базальтопластиковых хомутов диаметром 4 мм (рисунок 2.20, а), а в эталонных балках 3 и 4 – из стальных хомутов из проволоки Вр-1 диаметром 5 мм. Базальтопластиковые хомуты были изготовлены ООО «НЗК» (г. Новосибирск) из одной партии арматуры по нашим чертежам [68].

Таблица 2.9 – План экспериментальных исследований наклонных сечений, армированных композитными стержнями [68]

№ балки	Шифр пролета среза	Хомуты	a/h_0	α, град.	Шаг хомутов	μ_{sw}
1	О1-В-К-80	∅4 АБК	2,5	90	80	0,31
	О2-В-К-100	∅4 АБК	2,5	90	100	0,25
2	О3-Н-К-60	∅4 АБК	2,5	45	60	0,42
	О4-Н-К-75	∅4 АБК	2,5	45	75	0,34
3	О5-В-В-80	∅5 Вр-1	2,5	90	80	0,47
	О6-В-В-100	∅5 Вр-1	2,5	90	100	0,38
4	О7-Н-В-60	∅5 Вр-1	2,5	45	60	0,63
	О8-Н-В-75	∅5 Вр-1	2,5	45	75	0,50

Для измерения деформаций проволоки и базальтопластиковой арматуры на хомуты по ожидаемой траектории образования критической наклонной трещины были наклеены тензорезисторы (рисунок 2.20, в).

а) б) в)

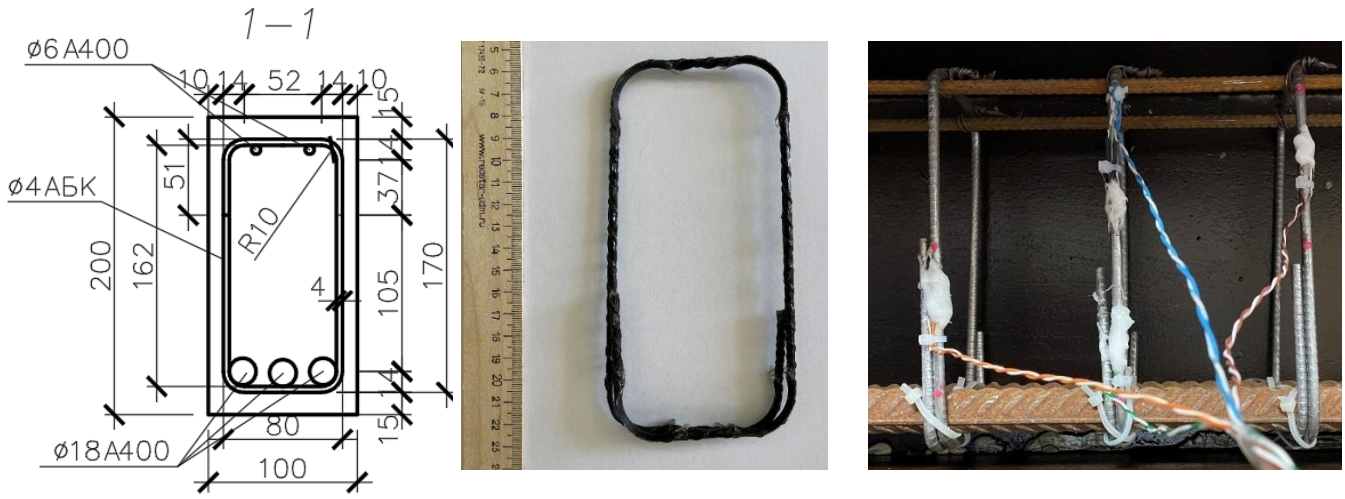


Рисунок 2.20 – Армирование опытных образцов: а) поперечное сечение балок; б) хомут из АБК; в) тензорезисторы на хомутах

2.9 Особенности методики испытаний опытных образцов

Для проведения испытаний использовали испытательный стенд оригинальной конструкции (патент РФ № RU 163303 U1) с установкой балок в перевернутом положении (рисунок 2.21, а). Так как для СВПБ-балок существенный интерес представляет работа после достижения максимальной нагрузки, испытания проводили при контроле перемещений нагружающего органа (следящая нагрузка). Этот режим нагружения был реализован при помощи механического домкрата грузоподъемностью 100 т (рисунок 2.21, б), шток которого с помощью системы редукторов перемещался с минимальной скоростью около 0,6 мм/мин. Управление нагружением осуществляли дистанционно с пульта, оснащенного цифровым индикатором, позволяющим регулировать скорость перемещения штока [57, 67].

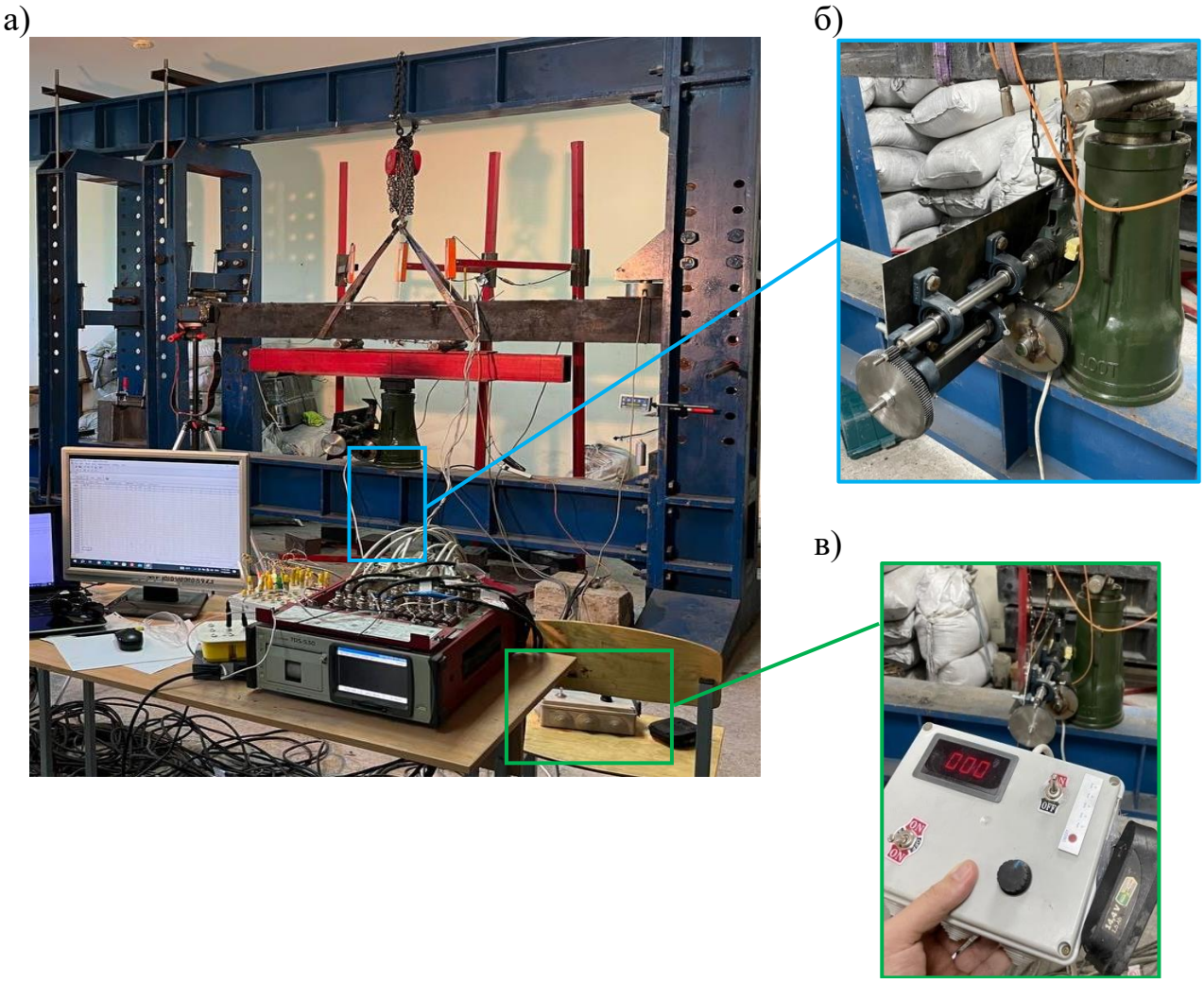


Рисунок 2.21 – Испытание моделей балок (а) следящей нагрузкой от механического домкрата (б) с контролем скорости подъема штока (в)

При двухстадийных испытаниях требовалось приложение как сохраняемой части нагрузки с фиксированным значением с пролетом среза $(a/h_0)_1$, так и возрастающей нагрузки до разрушения балок с пролетом среза $(a/h_0)_2$. Существующая замкнутая стальная рама лаборатории была использована в качестве основы для рычажной установки (рисунок 2.22). Поэтапное нагружение осуществлялось последовательной укладкой заранее взвешенных грузов на стальную платформу, подвешенную к свободному концу рычага [58]. На представленную установку был получен патент РФ № RU 163303 U1.

а) б)

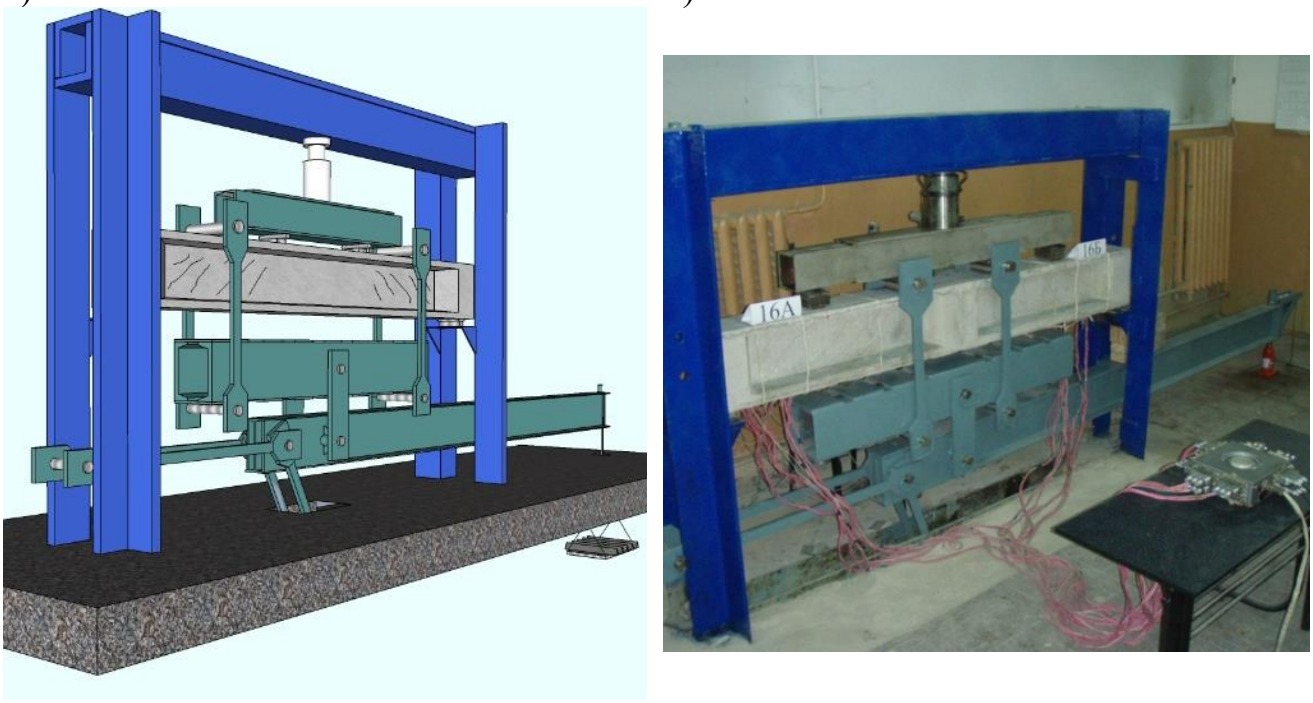


Рисунок 2.22 – Трехмерная схема испытательной (а)
и фактическое исполнение (б) рычажно-рамной установки

2.10 Выводы по главе 2

1. ***Проведен цикл системных комплексных экспериментальных исследований*** изгибаемых конструкций из СВПБ и АКП для выявления особенностей их работы при действии изгибающего момента и поперечной силы, а также определения параметров и обоснования расчетных положений, необходимых для разработки методов расчета.

2. ***Разработана и применена система оригинального экспериментального оборудования – универсальные опалубочные и рычажно-рамные установки –***

для изготовления и испытания изгибаемых элементов прямоугольного и двутаврового сечений с СВПБ и АКП, получено 4 патента РФ.

3. ***Предложена новая схема оптимизации состава СВПБ с последовательным «наращиванием» компонентов*** при выборе их оптимальных соотношений для получения бетона и сталефибробетона с прочностью на сжатие и растяжение выше 150 и 14 МПа соответственно.

4. ***Рекомендована новая методика испытаний композитной арматуры для имитации ее работы в наклонной трещине со сдвигом ее берегов*** в зоне действия поперечных сил.

3 НОВЫЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ЦИФРОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

3.1 Предлагаемые общие принципы расчетной оценки НДС конструкций из СВПБ и АКП при различных силовых воздействиях на основе цифровых технологий

К расчету изгибаемых железобетонных элементов применен комплексный подход, использующий три группы цифровых расчетных инструментов (рисунок 3.1): конечно-элементные, нейросетевые и регрессионные [55].

Для конечно-элементных расчетов по нормальным и наклонным сечениям *прямоугольных балок* применена хорошо зарекомендовавшая себя модель пластического деформирования с накоплением повреждений (*англ.* Concrete Damage Plasticity или сокр. CDP), реализованная в программном комплексе ABAQUS.

В расчете на поперечные силы балок *прямоугольного сечения* наклонная трещина выделяет приопорную часть в отдельный блок, объединенный с остальной частью балки участком бетона над наклонной трещиной, а также продольной и поперечной арматурой [58]. То есть рассматривается НДС этих компонентов вместе с другими факторами – такими как проекция наклонной трещины, нагельный эффект арматуры, силы зацепления и т. д.

Расчет же *двутавровых балок* происходит по принципиально иной схеме – здесь определяющим для сопротивления поперечным силам является НДС стенки. Она представляет собой мембранный элемент с равномерно распределенным вертикальным армированием, защемленный в относительно жестких полках и работающий в условиях плоского напряженного состояния. После образования трещин параллельно нарастают напряжения в бетоне и хомутах, а соотношение их прочностных характеристик и пролет среза загружения определяют форму разрушения. В связи с этим в расчетах на поперечную силу двутавровых балок целесообразно применять деформационные модели, позволяющие производить

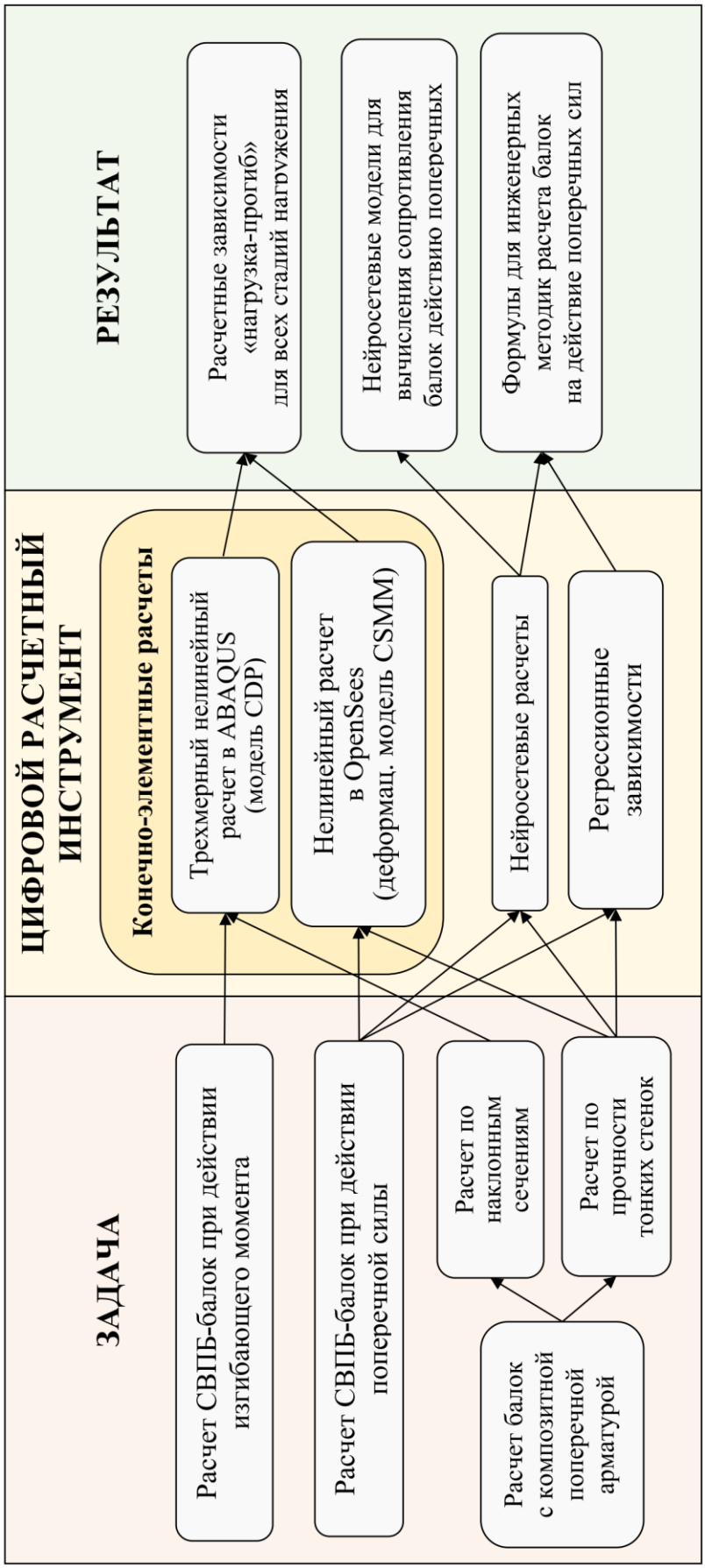


Рисунок 3.1 – Схема комплексного подхода к расчету конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов на основе цифровых технологий

расчет железобетонных элементов при плоском НДС [58]. В качестве такой принята модель Softened Membrane Model [181], внедренная в каркасное приложение OpenSees.

Отметим, что здесь требуется не только подробное описание КЭ-моделей, но также и их калибровка и доработка, выполненные нами при разработке методик конечно-элементных расчетов и представленные ниже в п. 3.4.

Сопротивление наклонных сечений и прочность стенок на приопорных участках балок зависят от размеров их сечений, прочности бетона, схемы нагружения (пролет среза), количества поперечной и продольной арматуры, угла наклона хомутов, прочностных характеристик арматуры [62], что затрудняет разработку физических моделей для инженерных методик расчета балок на поперечную силу. Поэтому в мире наиболее распространенным подходом стало получение эмпирических формул по результатам экспериментов.

Представленных в литературе вариантов эмпирических расчетных формул для вычисления сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил много, и принятые в разных нормах проектирования формулы сильно отличаются друг от друга, при этом некоторые из параметров в формулах норм не учтены, а их взаимозависимость формулами вообще не рассматривается.

Для исключения этих недостатков в качестве базовых подходов к расчету сопротивления балок поперечным силам нами предлагается применение инструментов машинного обучения и статистики, в частности нейросетевого и регрессионного анализа (п. 3.5), способных определять необходимые параметры на основании обобщения имеющихся примеров без явного программирования [62]**.**

3.2 Выбор базовых системных программных комплексов на основе МКЭ

Большинство программ, реализующих МКЭ в нелинейной постановке [329], используют типовые процедуры при построении модели – создание узлов, элементов, материалов; приложение нагрузок; решение нелинейных уравнений с использованием итерационных алгоритмов; запись результатов расчета [57].

Разработка всякий раз собственной компьютерной программы являлась бы чрезвычайно трудоемкой задачей, поэтому зачастую используются каркасные приложения (FEAP, ABAQUS, OpenSees), позволяющие лишь добавлять собственные типы элементов и диаграммы деформирования материалов. При этом объектно-ориентированные языки программирования, такие как C++ и Java, упрощают работу с приложениями по сравнению с функционально-ориентированными языками, такими как FORTRAN [57].

Для развития расчетов балок ***прямоугольного сечения*** нами использован программный комплекс ABAQUS, имеющий для железобетонных конструкций развитый функционал свойств материалов, возможность моделирования нелинейного поведения конструкций, создания сечений сложной геометрии, наглядной визуализации результатов расчета (деформаций, трещин, разрушения).

Расчетные конечно-элементные модели ***двутавровых балок*** построены нами с применением программной платформы OpenSees [187, 223], представляющей собой объектно-ориентированную систему с открытым кодом для разработки приложений, позволяющих производить КЭ-расчеты конструкций. Ее ключевыми качествами являются взаимозаменяемость компонентов и возможность внедрения новых компонентов без изменения существующего кода, а также способность к стабильному и эффективному решению нелинейных задач [70, 227].

В общей структуре *OpenSees* (рисунок 3.2) создание конечно-элементных моделей осуществляется в модуле *Model builder*, а расчет – в модуле *Analysis*. Модуль *Domain* играет роль центрального оператора процесса расчета (фиксирует состояние в моментах t и $t+dt$) и отвечает за хранение объектов после их создания. Выбранные величины в ходе расчета отслеживаются в модуле *Domain*, результаты отражаются в модуле *Recorder*. Все модули взаимосвязаны, исходя из лежащих в основе *OpenSees* принципов объектно-ориентированного программирования. Бóльшая часть программного кода *OpenSees* написана на языке *C++* [70, 227].

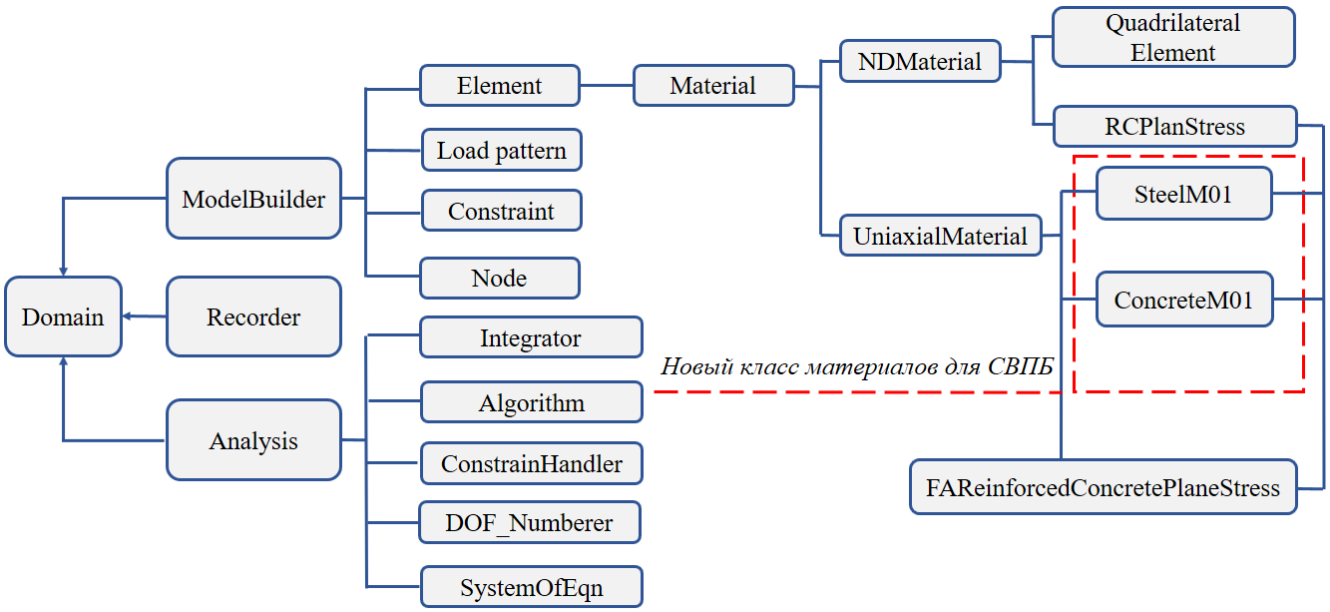


Рисунок 3.2 – Структура OpenSees с указанием новых классов материалов [70]

Таким образом, для развития методик конечно-элементных расчетов избраны базовые системные программные комплексы: для балок прямоугольного сечения – программный комплекс ABAQUS, для балок двутаврового сечения – программная платформа OpenSees, представляющие собой объектно-ориентированные системы с открытым кодом.

3.3 Базовые принципиальные подходы к расчетной оценке НДС балок прямоугольного сечения

3.3.1 Модель пластичности CDP с накоплением повреждений и ее параметры для сверхвысокопрочного бетона

Все компоненты предлагаемых КЭ-моделей в ABAQUS – бетон, арматура и опоры – задаются в виде трехмерных деформируемых твердых тел.

Бетон описывается моделью пластического деформирования с накоплением повреждений (Concrete Damage Plasticity или CDP) с модифицированной поверхностью текучести Друкера – Прагера [212]. Развитие поверхности текучести определяется эквивалентными пластическими деформациями при растяжении $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ и сжатии $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$. Потенциал пластического течения и поверхность текучести записывают с помощью двух инвариантов тензора напряжений – гидростатических напряжений $\bar{p}$ и девиаторной части $\bar{q}$ [86].

Расчетные напряжения заданы в виде

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \,, \tag{3.1}$$

где D_0^{el} – начальная матрица упругости.

Условие начала пластического течения (*англ.* yield function, функция текучести) бетона имеет вид

$$F = \frac{1}{1-\alpha}(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle) - \bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}\right) = 0, \tag{3.2}$$

Здесь $\alpha = \frac{\sigma_{b0}-\sigma_{c0}}{2\sigma_{b0}-\sigma_{c0}};\ 0 \le \alpha \le 0{,}5; \beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}\right)}(1-\alpha) - (1+\alpha);\ \gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1},\ \hat{\bar{\sigma}}_{\max}$ – максимальные главные расчетные напряжения; σ_{b0} и σ_{c0} – соответственно двухосные и одноосные сжимающие напряжения в начале пластического течения; K_c – отношение вторых инвариантов тензоров напряжений в меридиональных сечениях; $\bar{\sigma}_t\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}\right)$ и $\bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}\right)$ – зависимости пластических деформаций от одноосных напряжений.

Потенциал пластического течения неассоциированный, записывается в виде:

$$G = \sqrt{(\epsilon\sigma_{t0}\tan\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi, \tag{3.3}$$

где σ_{t0} – растягивающие напряжения при разрушении; ϵ – эксцентриситет потенциала течения; ψ – угол дилатансии, откладываемый в плоскости *p*-*q*.

Уровень НДС бетона в модели представлен в численном выражении коэффициентами деградации (накопления повреждений) d_c и d_t, принимающими значения от нуля до единицы (разрушения материала) [86].

Параметры модели *CDP* ϵ, μ, K_c, σ_{b0}/σ_{c0} и ψ задают наряду с диаграммами нелинейного деформирования бетона при сжатии и растяжении [86]. Вопросу назначения величин этих параметров для тяжелого бетона посвящено немало работ, однако для СВПБ значения этих параметров иные. Так, отсутствие крупного заполнителя в СВПБ снижает действующие по трещинам силы зацепления, а наличие фиброво армирования обеспечивает возможность работы бетона на растяжение после образования трещин [140].

Произведем калибровку модели CDP путем выделения и фильтрации наиболее значимых параметров с целью ее адаптации для СВПБ.

Функция пластического потенциала (красная линия на рисунке 3.3) при высоких уровнях сжимающих напряжений асимптотически приближается к линейному потенциалу текучести (черная линия на рисунке 3.3) и пересекает гидростатическую ось под прямым углом. *Эксцентриситет* ϵ определяет форму поверхности пластического потенциала в этой области. Как видно, при $\epsilon = 0$ функция пластического потенциала (3.4) становится линейной

$$G = \bar{q} - \bar{p}\tan\psi. \tag{3.4}$$

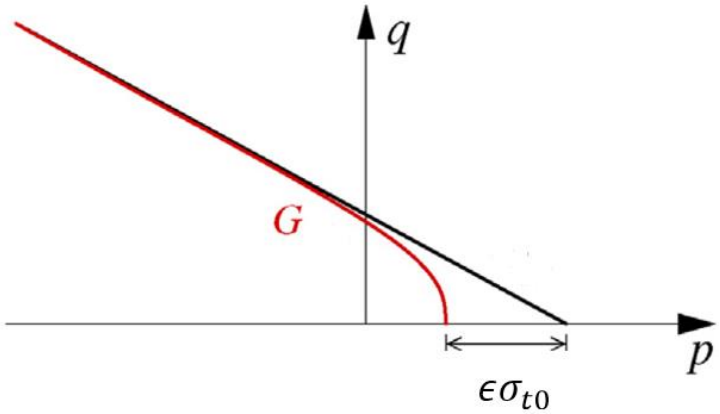


Рисунок 3.3 – Иллюстрация влияния параметра ϵ
на пластический потенциал [308]

Параметр вязкости μ введен в законы деформирования для улучшения сходимости при расчетах, моделирующих поведение разупрочняющихся материалов, к числу которых относится и бетон [129]. Параметр устанавливает время релаксации модели как для вязкопластичной системы. В [182] показано, что увеличение μ приводит к выполаживанию ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона при сжатии.

Влияние *коэффициента* K_c проиллюстрировано на девиаторном сечении (рисунок 3.4, а [237]): при $K_c = 1$ сечение круглое, $K_c < 1$ – принимает форму криволинейного треугольника. Для обеспечения выпуклости поверхности должно выполняться условие $0{,}5 \le K_c \le 1$. По умолчанию в ABAQUS принимается значение $K_c = 2/3$. Форма поверхности текучести при плоском НДС показана на рисунке 3.4, б.

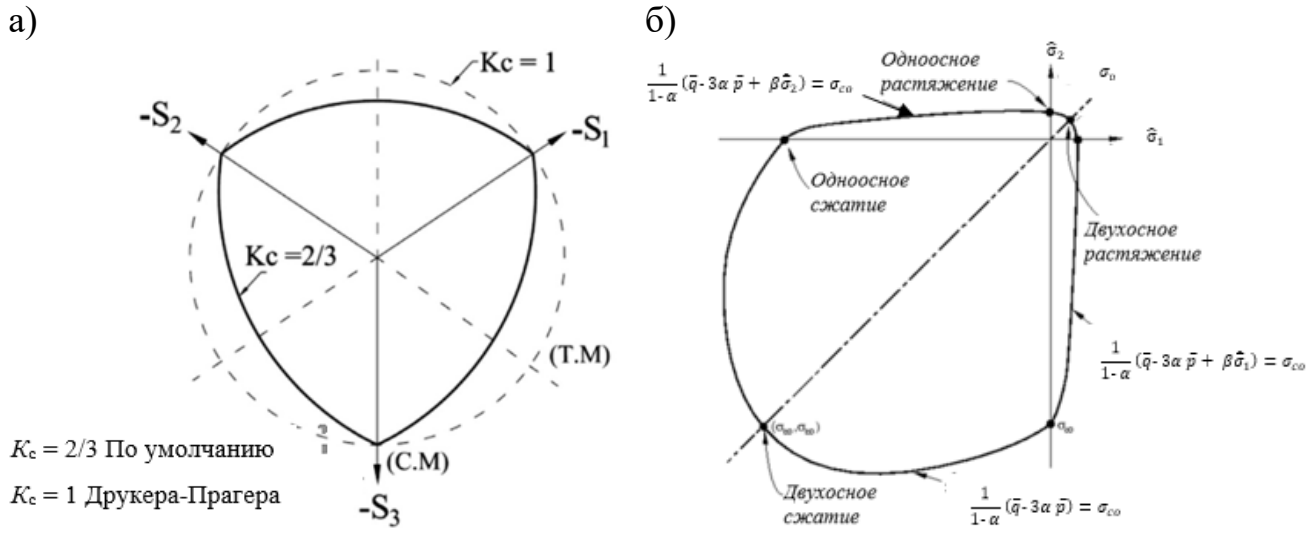


Рисунок 3.4 – Поверхности текучести [237] в девиаторном сечении (а) и в условиях плоского напряженного состояния (б)

Параметр σ_{b0}/σ_{c0} является отношением напряжений, соответствующих началу текучести при равнозначном двухосном сжатии и при одноосном сжатии бетона. Как правило, исследователи при моделировании принимают установленное в *ABAQUS* по умолчанию значение $\sigma_{\mathrm{b0}}/\sigma_{\mathrm{c0}} = 1{,}16$. В литературных источниках встречаются рекомендации по назначению этого параметра. Так, в работе [242] на основании анализа большого массива статистических данных предложено выражение:

$$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1{,}5(f_c')^{-0.075}. \qquad (3.5)$$

Варьирование величины σ_{b0}/σ_{c0} в пределах 1–1,32 в работе [254] при моделировании колонн заметного влияния на результаты расчета не оказало.

В бетоне *дилатансию* обычно связывают с развитием основной массы микротрещин [129]. При сжатии объем бетона сначала уменьшается, однако при нагрузке (0,75…0,85) R_{b} начинает возрастать [10]. Неупругая дилатансия на стадии упрочнения вступает в противоречие с ассоциированным законом течения. Поверхность пластического потенциала должна иметь форму, отличную от поверхности нагружения, т. е. для бетона необходимо применение неассоциированного закона течения.

В [148] функция пластического потенциала, взятая за основу модели *CDP*, имеет вид

$$\mathrm{G_{LF}} = \sqrt{2J_2} + \alpha_{LF} I_1 = \sqrt{2/3}q + 3\alpha_{LF} p, \tag{3.6}$$

где α_{LF} – коэффициент дилатансии.

В варианте модели *CDP*, реализованном в ABAQUS [129], задается угол дилатансии

$$\psi = \arctan 3{,}6742\alpha_{LF}. \tag{3.7}$$

В таблице 3.1 приведены данные из работ, где модель *CDP* была применена для СВПБ. Как видно, значения всех параметров модели CDP, за исключением K_c, варьируются в достаточно широких диапазонах.

Нами выполнена оценка влияния значений параметров для СВПБ (рисунок 3.5) на результаты расчета на примере моделирования балки В-2 из работы [126] с содержанием фиброво́го μ_{fv} = 2% и продольного стержневого μ_s = 2,75% армирования. Значения параметров *CDP* были приняты для охвата крайних значений из диапазонов таблицы 3.1: $\psi = 10$ и 56°, $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1{,}07$ и 4,0, $\epsilon = 0$ и 0,2, $\mu = 0$, 1x10^{-6} и 1x10^{-4}.

Как видно из рисунка 3.5, г, повышение μ от 0 до 1x10^{-4} привело к росту максимальной нагрузки на 8% и соответствующего прогиба на 48%. Расчетами наших балок [56] установлено, что лучшая сходимость опытных и расчетных результатов достигается при μ = 1x10^{-4}. Различия в результатах расчетов выявлены лишь на финальной стадии работы балок, характеризующейся пластичной работой бетона. Исходя из этого, для дальнейшего моделирования СВПБ-балок будем применять вязкопластичную регуляризацию модели *CDP*, задавая μ = 1x10^{-4}

Влияние параметров ϵ, σ_{b0}/σ_{c0} и ψ на графики прогибов балок проявляется незначительно и только на этапах, близких к разрушению (рисунок 3.5, а–в). До нагрузки, составляющей около 67% графиков прогибов, полученные при любых значениях параметров, практически неразличимы. Тем самым, значения этих параметров можно принять по аналогии с любым исследованием из таблицы 3.1 исследований без дополнительной калибровки.

Таблица 3.1 – Значения параметров модели CDP для сверхвысокопрочного бетона по исследованиям различных авторов

Источник	Параметр					Примечание
	ϵ	μ	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}	ψ, º	
[140]	0–0,2	*0*	*2/3*	*1,16* – 4,0	15–55	Выполнено моделирование стандартных испытаний СВПБ на сжатие. Калибровкой подобраны значения параметров ϵ,ψ, σ_{b0}/σ_{c0}.Лучшие результаты получены при ϵ=0,1 (значение по умолчанию), $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 3{,}0$и ψ = 55º.
[126]	*0,1*	*0*	*2/3*	*1,16*	15	Работа содержит результаты численных исследований работы на поперечную силу трех полноразмерных двутавровых СВПБ-балок.
[271]	*0,1*	*0*	*2/3*	1,1	56	Выполнено моделирование стандартных испытаний СВПБ (Ductal®) на сжатие и растяжение. Параметры модели *CDP* подобраны калибровкой.
[237]	*0,1*	*0*	*2/3*	1,1	10	В работе исследована возможность расчетов СВПБ-конструкций при кратковременных динамических воздействиях с использованием модели CDP. Из всех параметров значительное влияние на результаты расчетов оказал только угол ψ. Наиболее близкими к опытам оказались результаты моделирования с ψ =10º. Авторы объясняют это тем, что СВПБ обладает плотной микроструктурой и, следовательно, получает меньшие объемные деформации в сравнении с обычным бетоном.
[326]	*0,1*	*0*	*2/3*	*1,16*	*30*	Выполнено моделирование стандартных испытаний на сжатие и растяжение образцов СВПБ с фибрами и без них. Поведение СВПБ при осевом сжатии и растяжении описано четырехзвенными диаграммами состояния. Для параметров ϵ, μ, K_c, σ_{b0}/σ_{c0} и ψ приняты значения по умолчанию (без калибровки).
[182]	*0,1*	$1\text{x}10^{-6}$ – $25\text{x}10^{-4}$	*2/3*	*1,16*	30–45	На примере моделирования тавровых СВПБ-балок произведена оценка влияния параметров μ и ψ на результаты расчетов. Повышение μ привело к росту расчетной несущей способности. С повышением ψ несущая способность также возрастала, но в меньшей степени.
[167]	*0,1*	*0*	*2/3*	*1,16*	33	Выполнено моделирование стандартных испытаний на сжатие и растяжение образцов СВПБ с разными типами фибр, а также СВПБ-колонн кольцевого сечения. Законы деформирования СВПБ при осевом нагружении описаны полиномами 4 и 6 степени.
[284]	*0,1*	$1\text{x}10^{-4}$	*2/3*	*1,16*	39	Выполнено моделирование четырех СВПБ-балок, испытанных авторами. Две из них разрушились по нормальным сечениям, две другие – по наклонным.
[131]	*0,1*	0,01	*2/3*	*1,07*	36	Авторы провели численные исследования работы на поперечную силу серий балок, отличавшихся пролетами среза нагружения и параметрами армирования.
[106]	*0,1*	*0*	*2/3*	*1,16*	36	
Примечание – *курсивом* записаны значения параметров, установленные в программе по умолчанию.						

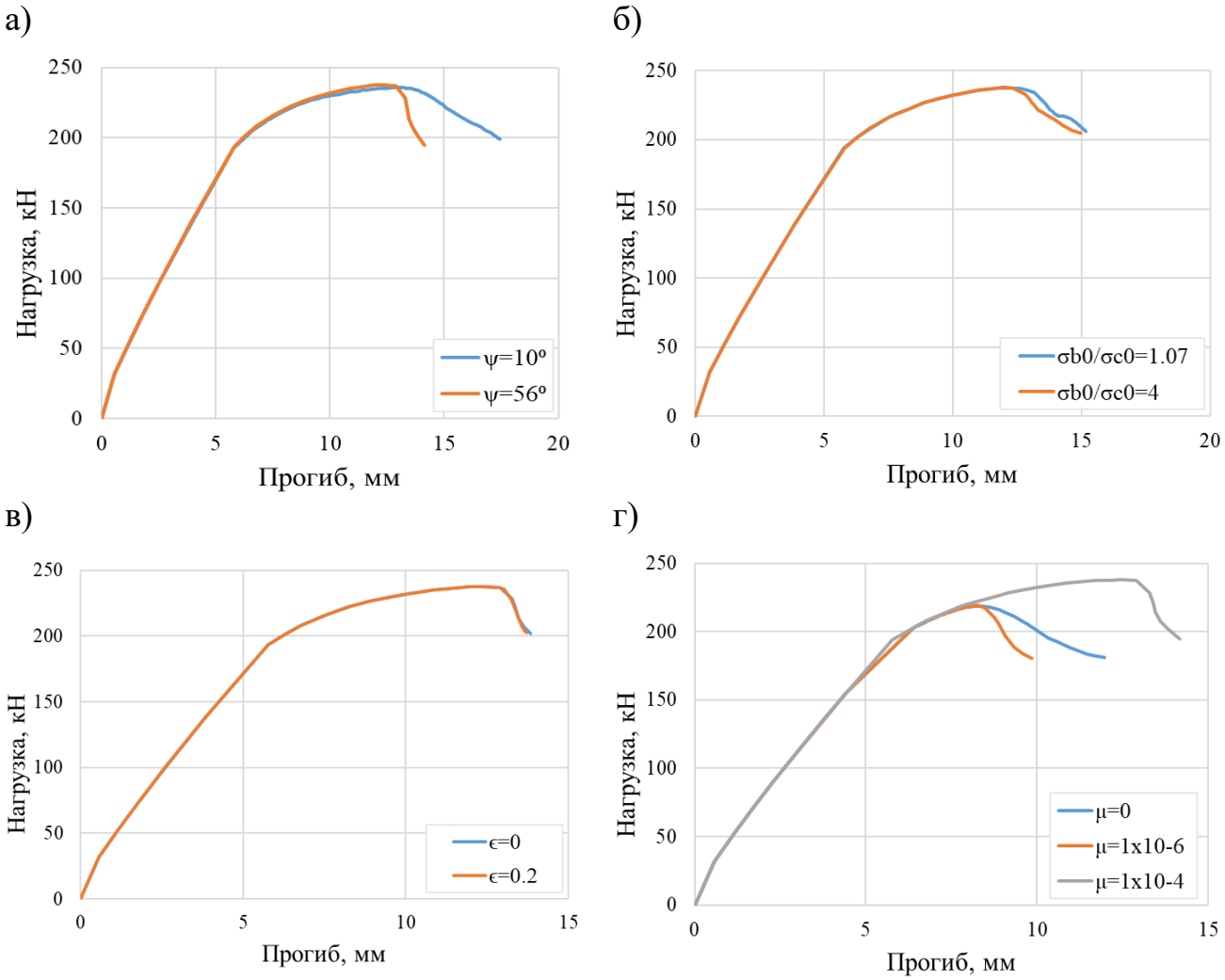


Рисунок 3.5 – Расчетные диаграммы деформирования балки В-2 из работы [126] при разных значениях ψ (а), σ_{b0}/σ_{c0} (б), ϵ (в) и μ (г)

3.3.2 Особенности расчетных диаграмм деформирования СВПБ и АКП

По сравнению с обычным тяжелым бетоном ***работа СВПБ при сжатии*** характеризуется более развитым линейным участком в начале диаграммы «напряжения-деформации» $\sigma_b - \varepsilon_b$, искривляющимся незадолго до достижения вершины. Эта особенность практически не зависит от максимального размера зерен заполнителя [144]. Начальный модуль упругости E_b, как правило, находится в диапазоне 45–55 ГПа. Отмечается, что добавление фибр практически не меняет характер восходящей ветви, но существенно меняет нисходящую ветвь диаграммы деформирования.

В [140] сопоставили результаты испытаний СВПБ с фибрами семи видов с результатами моделирования в ABAQUS с заданными законами деформирования $\sigma_b - \varepsilon_b$ по предложениям [304, 313, 328]. Лучшее совпадение результатов было

получено при применении комбинированной диаграммы с восходящей ветвью по [159] и ниспадающей ветвью по [249]:

Стадия С1 $$\sigma_b = E_b\varepsilon_b(1-\alpha), \quad (3.8)$$

где $\alpha = ae^{\frac{\varepsilon_b E_b}{bR_b}} - a$; a=0,011; b=0,44.

Стадия С2 $$\sigma_b = R_b - M*(\varepsilon_b - \varepsilon_{b0}), \quad (3.9)$$

гдеR_b и ε_{b0} – максимальное напряжение в вершине диаграммы сжатия бетона и соответствующая ему деформация; $M = 7061{,}5(RI) - 0{,}411$; RI – параметр фибрового армирования СВПБ, $RI = \mu_{fv}(l/d)$; $E_b = 3840\sqrt{R_b}$ [86].

Как видно, рост нелинейных деформаций в (3.8) учтен понижением начального модуля упругости на коэффициент (1 – α), уменьшающийся с ростом деформаций.

В качестве рабочих диаграмм сверхвысокопрочного бетона с фибрами примем зависимости (3.8) и (3.9). Для восходящей ветви диаграмм сверхвысокопрочного бетона без фибр также примем выражение (3.8), а для нисходящей ветви диаграммы – линейную функцию [326]:

Стадия С3 $$\sigma_b = R_b\left[1 - \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{b,ult} - \varepsilon_{b0}}\right], \quad (3.10)$$

где $\varepsilon_{b,ult}$ – предельные деформации СВПБ при сжатии.

В качестве примера зависимости (3.8) – (3.10) представлены в графическом виде на рисунке 3.6 для бетонов с прочностью на сжатие 120 МПа.

Работу на растяжение сверхвысокопрочного бетона *без фибр* зададим диаграммой, учитывающей наличие растягивающих напряжений в бетоне после образования трещин в армированных элементах (рисунок 3.7) [44, 86]. Испытанием на растяжение в [251] получили опытные зависимости $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ сверхвысокопрочного бетона при разных коэффициентах армирования:

Стадия Т1 до образования трещин $$\sigma_{bt} = \frac{\sigma_{bt}^{cr}}{\varepsilon_{bt}^{cr}}\varepsilon_{bt}. \quad (3.11)$$

Стадия Т2 после образования трещин $$\sigma_{bt} = \sigma_{bt}^{cr}\alpha e^{-\beta\left(\frac{\varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{bt}^{cr}}\right)}, \quad (3.12)$$

где σ_{bt}^{cr} и ε_{bt}^{cr}– растягивающие напряжения и деформации при образовании трещин.

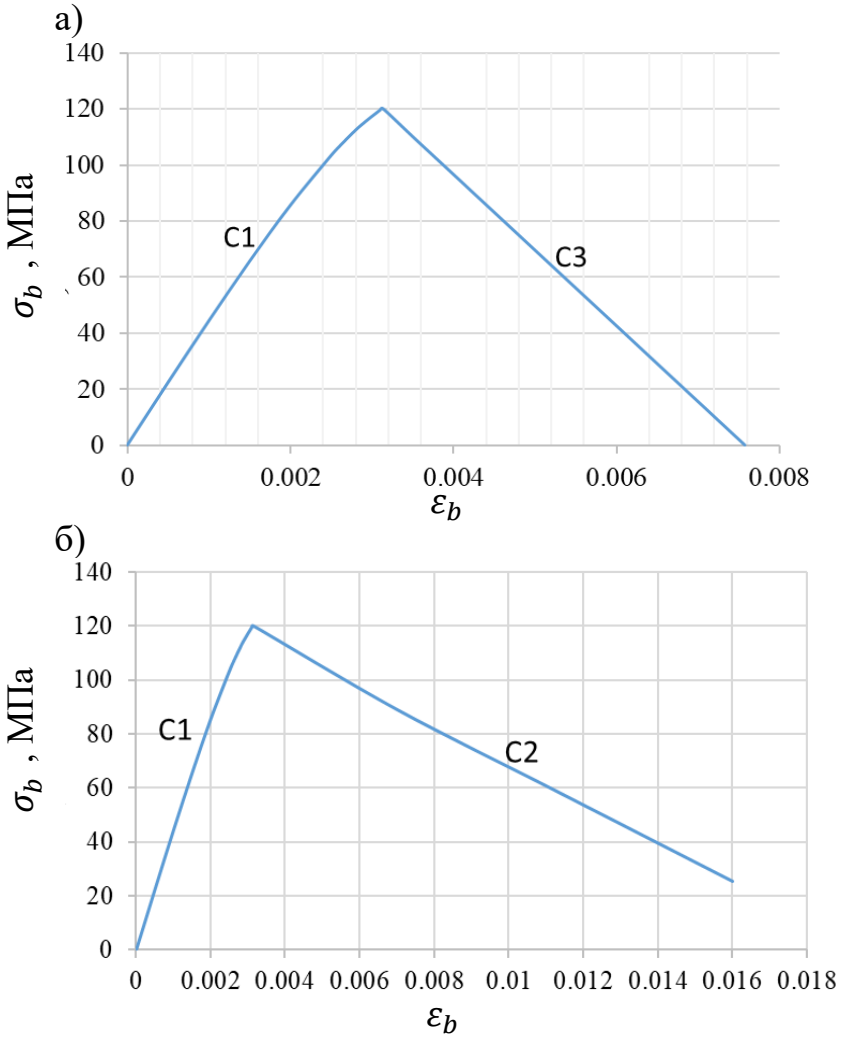


Рисунок 3.6 – Диаграммы деформирования сверхвысокопрочного бетона без фибр (а) и с фибрами (б) при сжатии



Рисунок 3.7 – Зависимость удлинения от растягивающих усилий ЕКБ-ФИБ для армированного бетонного элемента

Зависимость параметров α и β от коэффициента продольного армирования (рисунок 3.8) описывается линейными регрессиями:

$$\alpha = -0{,}01016\,\rho + 1{,}6478;\ \beta = -0{,}0268\,\rho + 0{,}3198.$$

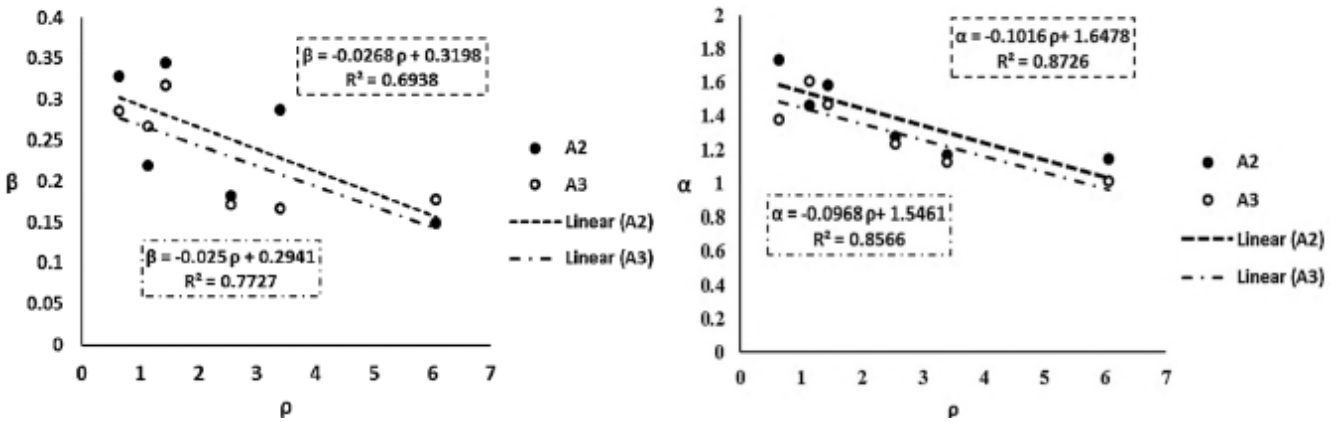


Рисунок 3.8 – Зависимость α и β
от коэффициента продольного армирования [251]

Приведенная аналитическая зависимость представлена на рисунке 3.9 для сверхвысокопрочного бетона с прочностью на растяжение 5,0 МПа.

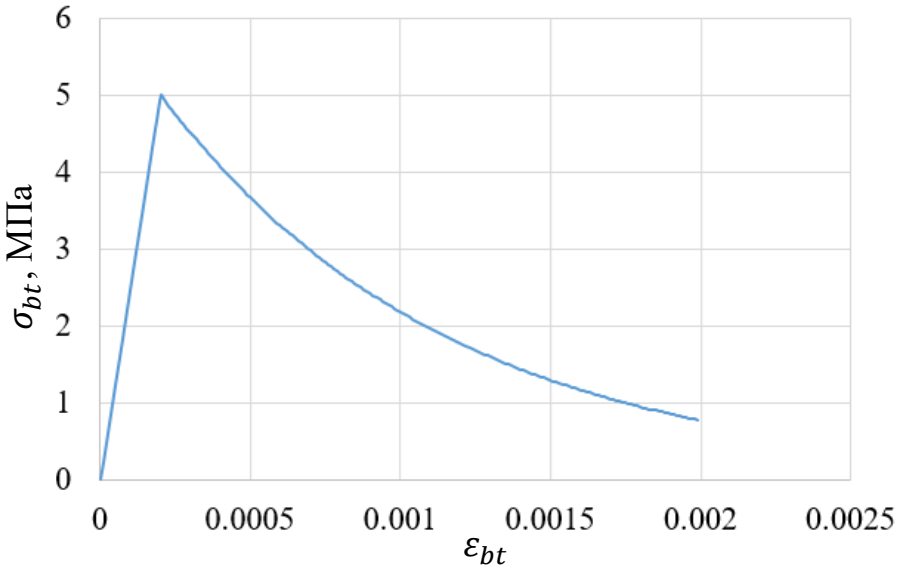


Рисунок 3.9 – Диаграмма деформирования
сверхвысокопрочного бетона без фибр при растяжении

Наибольшую трудность представляет описание диаграммы деформирования *сверхвысокопрочного бетона с фибрами* при растяжении [86]. Обычно величина сопротивления растяжению, с учетом пересекающих трещину фибр, зависит от методики испытаний, и выбор оптимальных методов определения сопротивления растяжению СВПБ – предмет многих экспериментальных исследований [163, 194 и др.].

Общего метода определения сопротивления СВПБ в растянутой зоне конструкций на сегодня нет [272].

Предлагается калибровка диаграммы $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ растянутого СВПБ подбором координат параметрических точек диаграммы [86], обеспечивающих лучшее совпадение результатов расчета и испытаний, приняв за основу [170]:

Стадия Т1 при $0 < \varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{bty}$ $\sigma_{bt} = E_b' \varepsilon_{bt}$; (3.13)

Стадия Т2 при $\varepsilon_{bty} < \varepsilon_{bt} \leq \varepsilon_{btpk}$ $\sigma_{bt} = E_b'' \varepsilon_{bt}$; (3.14)

Стадия Т3 при $\varepsilon_{bt} > \varepsilon_{btpk}$ $\sigma_{bt} = E_b''' \varepsilon_{bt}$, (3.15)

где $E_b' = \frac{\sigma_{bty}}{\varepsilon_{bty}}$; $E_b'' = \frac{\sigma_{btpk} - \sigma_{bty}}{\varepsilon_{btpk} - \varepsilon_{bty}}$; $E_b''' = \frac{-\sigma_{btpk}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{tpk}}$; $\sigma_{bty} = 0{,}2FF \cdot \sqrt{R_b}$; σ_{bty} и ε_{bty} – напряжения при условной текучести растянутого сталефибробетона и соответствующие им деформации; σ_{btpk} и ε_{btpk} – максимальное напряжение в вершине диаграммы растяжения и соответствующая ему деформация; $\varepsilon_{max} = 0{,}04$ – предельные деформации сталефибробетона при растяжении; $FF = \left(L_f / D_f\right)\mu_{fv}$ – параметр фибрового армирования (в отсутствие фибр равны нулю); L_f и D_f – длина и диаметр фибр [44, 86].

Испытания на осевое растяжение требуют применения специальных зажимов, обеспечивающих передачу усилия к образцу без эксцентриситета и концентрации напряжений. В то же время испытания на растяжение при изгибе могут быть легко реализованы с использованием стандартных испытательных прессов, без необходимости в сложных устройствах для приложения нагрузок. С учетом этого, максимальные напряжения диаграммы предлагается назначать согласно СП 360.1325800 по испытаниям призм на изгиб $\sigma_{btpk} = \frac{3 * F_{el} * l}{2 * b * h_{sp}^2} * K_{fel}$, где F_{el} – максимальная нагрузка; b, l – ширина и длина призмы; h_{sp} – расстояние между вершиной надреза и верхней гранью образца; $K_{fel} = 0{,}6$ – коэффициент учета неупругих деформаций в сталефибробетоне растянутой зоны сечения [67, 86].

Деформации ε_{btpk}, соответствующие напряжениям σ_{btpk} определяются калибровкой конечно-элементной модели [86]. Остальные характеристические точки диаграммы $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ назначаются по формулам (3.13)–(3.15).

Зависимости (3.13)–(3.15) представлены на рисунке 3.10 для СВПБ с прочностью на растяжение 9,2 МПа.

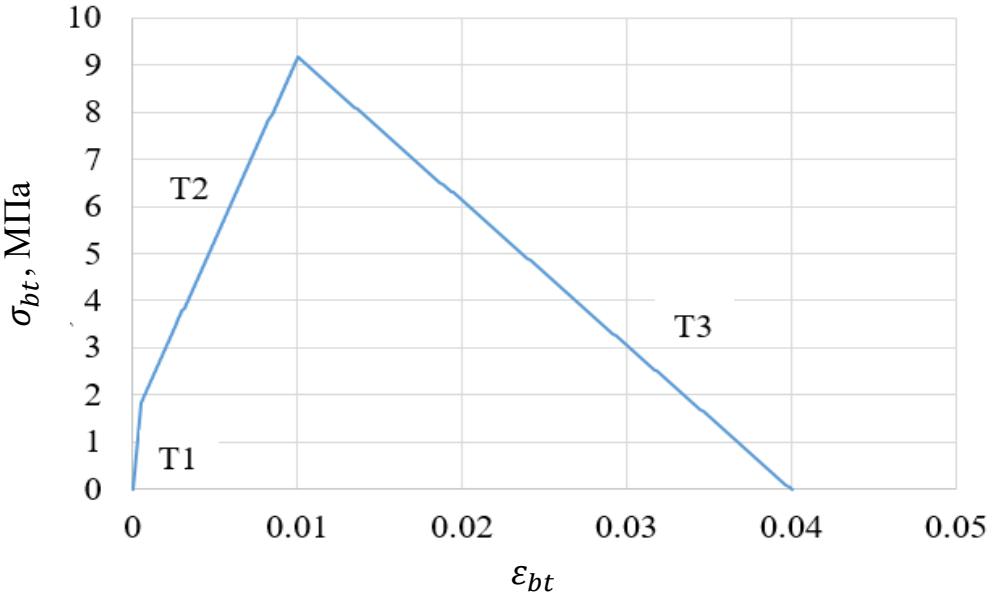


Рисунок 3.10 – Диаграмма деформирования
сверхвысокопрочного бетона с фибрами при растяжении

В качестве усредненной диаграммы деформирования *стальной арматуры в СВПБ* приняты [171]:

Стадия Т1 при $\varepsilon_s \le \varepsilon_n$ $\sigma_s = E_s\varepsilon_s.$ (3.16)

Стадия Т2 при $\varepsilon_s > \varepsilon_n$

$$\sigma_s = \sigma_y\left[(1-0{,}096FF)(0{,}91-2B)+(0{,}2FF+1)(0{,}02+0{,}25B)\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y}\right], \quad (3.17)$$

где $E_{T1} = E_s$; $E_{T2} = E_s(0{,}2FF+1)(0{,}02+0{,}25B)$;

$$\varepsilon_n = \varepsilon_y\frac{(1-0{,}096FF)(0{,}91-2B)}{(1-(0{,}2FF+1)(0{,}02+0{,}25B))};$$

$B = \frac{1}{\mu}\left(\frac{\sigma_{bt}^{cr}}{\sigma_y}\right)^{1{,}5}$; $\sigma_{bt}^{cr} = 0{,}31\sqrt{R_b}$; ε_s – деформации арматуры; ε_n – то же, при достижении арматурой в бетоне предела текучести; E_s – модуль упругости арматуры; FF – см. формулу (3.15); σ_s и ε_s – напряжения в арматуре и соответствующие им деформации; σ_y и ε_y – предел текучести и соответствующие ему деформации при стандартных испытаниях; σ_{bt}^{cr} – сопротивление бетона растяжению; μ – коэффициент армирования в рассматриваемом направлении [67].

На рисунке 3.11 показана построенная по формулам (3.16) и (3.17) диаграмма для арматуры с пределом текучести 530 МПа.

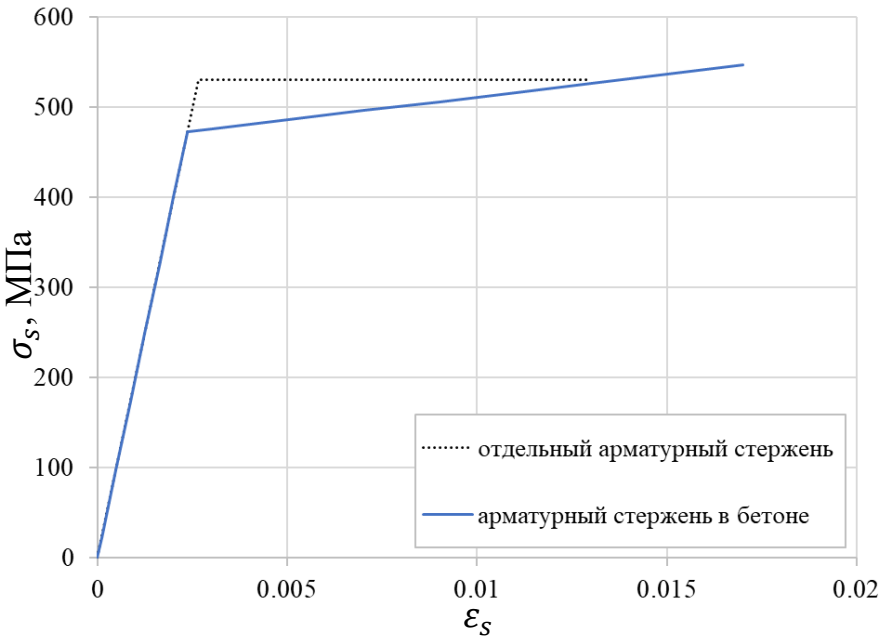


Рисунок 3.11 – Усредненная диаграмма деформирования арматуры

Особый интерес при моделировании представляет задание параметров АКП, пересекаемой наклонными трещинами. Здесь необходимо учитывать различие деформативных свойств АКП в разных направлениях (п. 1.4.4). Для этого в ABAQUS были использованы объемные КЭ с типом задания параметров материала «инженерные константы» [82], позволяющим назначать различные значения модуля упругости в трех направлениях (рисунок 3.12) [71]. Модуль упругости в направлении волокон АКП принимали по результатам испытаний на осевое растяжение, в двух оставшихся направлениях – по данным [203].

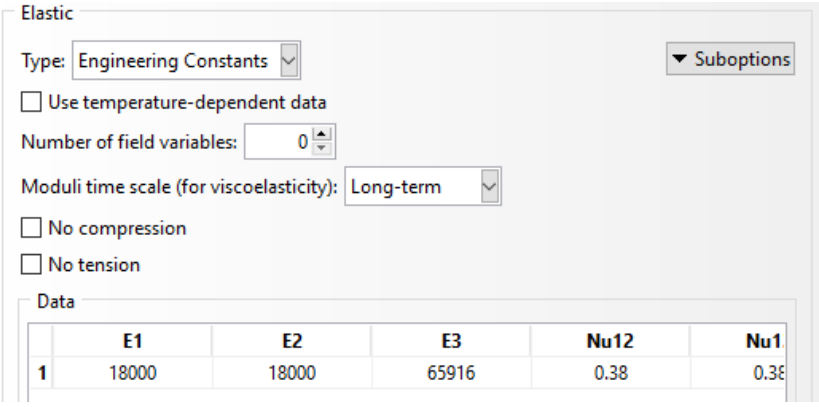


Рисунок 3.12 – Характеристики АКП при их моделировании объемными КЭ

Таким образом, определены рациональные модели сверхвысокопрочного бетона и фибробетона и композитной арматуры и обоснованы способы назначения их параметров для конечно-элементных расчетов балок прямоугольного сечения.

3.4 Особенности базовых принципиальных подходов к расчетной оценке НДС балок двутаврового сечения из СВПБ и с поперечной АКП

3.4.1 Преимущества деформационной модели CSMM для расчета плоского НДС

Для моделирования работы под нагрузкой тонких стенок железобетонных балок применим деформационную модель с фиксированным углом Cyclic Softened Membrane Model (CSMM), описывающую НДС железобетонного элемента с касательными и нормальными напряжениями совокупностью уравнений равновесия и совместности деформаций и законов деформирования материалов [218, 219].

Уравнения равновесия, совместности деформаций и законы деформирования материалов в модели C*SMM* записаны в системах координат *l–t* (направления продольного и поперечного армирования) и *1–2* (направления приложенных главных напряжений). При этом используются как одноосные средние относительные деформации в направлении этих осей ($\overline{\varepsilon_1}$, $\overline{\varepsilon_2}$, $\overline{\varepsilon_l}$ и $\overline{\varepsilon_t}$), так и двухосные (ε_1, ε_2, ε_l и ε_t), учитывающие коэффициент Пуассона [58].

Модель CSMM интегрирована в OpenSees следующими классами материалов:

1) *Одноосный материал для бетона ConcreteZ01*. Реализован в соответствии с циклической диаграммой CSMM для бетона (рисунок 3.13), задаваемой:
на стадии *C1* при $0 \le |\bar{\varepsilon}| \le |\zeta\varepsilon_{b0}|$

$$\sigma_b = (D\zeta R_b - \sigma_{bcT4})\left[2\left(\frac{\bar{\varepsilon}}{\zeta\varepsilon_o}\right) - \left(\frac{\bar{\varepsilon}}{\zeta\varepsilon_o}\right)^2\right] + \sigma_{bcT4}, \qquad (3.18)$$

где $D = 1 - 0{,}4\frac{\varepsilon_b'}{\varepsilon_o} \le 1{,}0$; ε_b' – максимальные деформации сжатия, перпендикулярные рассматриваемому направлению; σ_{bcT4} – напряжения в точке *TD* (рисунок 3.13) в конце стадии *T4*; *D* – параметр, отражающий влияние растягивающих и сжимающих напряжений по площадкам, нормальным к рассматриваемому направлению [58].

Коэффициент разупрочнения ζ [177] – наиболее важный параметр, определяющий свойства железобетона с трещинами при сжатии, и представляет

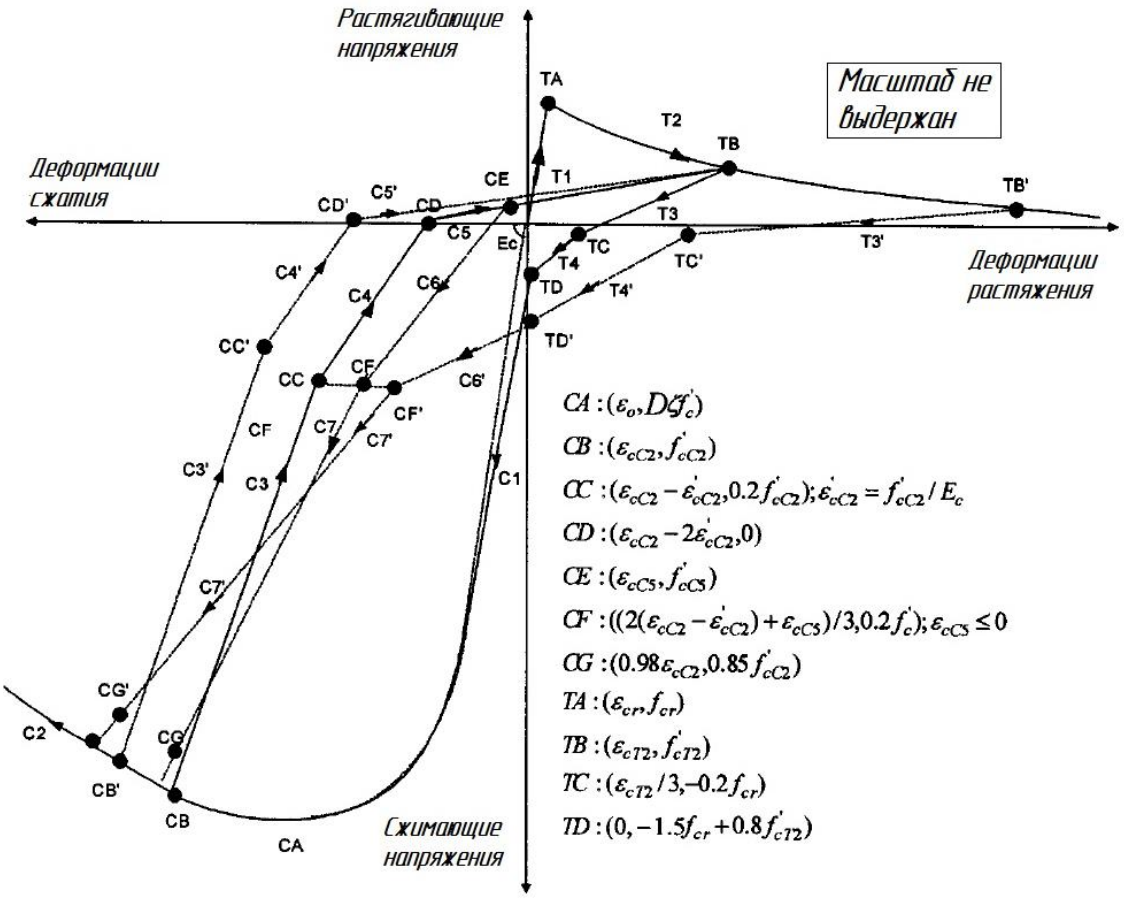


Рисунок 3.13 – Циклическая диаграмма деформирования бетона модели CSMM [218]

собой функцию: одноосных деформаций растяжения $\overline{\varepsilon_1}$, прочности бетона на сжатие R_b и угла $\beta = \alpha_1 - \alpha_r$

$$\zeta = f_1(\overline{\varepsilon_1}) f_2(R_b) f_3(\beta), \tag{3.19}$$

где $f_1(\overline{\varepsilon_1}) = \frac{1}{\sqrt{1+400\overline{\varepsilon_1}}}$; $f_2(R_b) = \frac{5{,}8}{\sqrt{R_b}} \le 0{,}9$; $f_3(\beta) = 1 - \frac{|\beta|}{24^0}$; $\beta = \frac{1}{2} arctg \frac{\gamma_{12}}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}$.

на стадии *C2* при $|\overline{\varepsilon}| > |\zeta\varepsilon_o| \sigma_b = D\zeta R_b \left[1 - \left(\frac{\overline{\varepsilon}/\varepsilon_o - 1}{4/\zeta - 1}\right)^2\right]$; (3.20)

на стадии *T1* при $0 \le \overline{\varepsilon} < \varepsilon_{btcr}$ $\sigma_{bt} = E_b \overline{\varepsilon}$; (3.21)

на стадии *T2* при $\overline{\varepsilon} > \varepsilon_{btcr}$ $\sigma_{bt} = \sigma_{bt}^{cr} \left(\frac{\varepsilon_{btcr}}{\overline{\varepsilon}}\right)^{0,4}$; (3.22)

на стадиях *C3–C7* и *T3–T4* при разгрузке / повторной загрузке

$$\sigma_b = \sigma_{b,i} + E_{cc}(\overline{\varepsilon_i} - \overline{\varepsilon}), \tag{3.23}$$

где $\sigma_{b,i}$ и $\overline{\varepsilon_i}$ – средние напряжения и средние одноосные деформации в бетоне в момент изменения направления загружения; $E_{cc} = \frac{\sigma_{b,i} - \sigma_{b,i+1}}{\overline{\varepsilon_i} - \overline{\varepsilon_{i+1}}}$; $\sigma_{b,i+1}$ и $\overline{\varepsilon_{i+1}}$ – средние напряжения и одноосные деформации в бетоне в конце рассматриваемой стадии [58].

Относительные деформации $\overline{\varepsilon}$ при растяжении определяются на участке, включающем несколько трещин. Поэтому они, по существу, представляют собой средние деформации арматуры. Под средними растягивающими напряжениями в бетоне понимают среднюю разницу между напряжениями в арматуре в сечении с трещиной и между трещинами. Таким образом, модель позволяет напрямую учесть влияние осевой жесткости арматуры на работу мембранного элемента [58].

2) *Одноосный материал для арматуры SteelZ01*. Диаграмма деформирования арматуры в бетоне (рисунок 3.14) отличается от диаграммы при испытании на растяжение, так как является зависимостью средних деформаций $\overline{\varepsilon_s}$ от средних напряжений σ_s. В модели CSMM [177] предлагается двухлинейная диаграмма σ_s – $\overline{\varepsilon_s}$ с переломом в точке с абсциссой ε'_y, соответствующей наступлению текучести арматуры в бетоне

$$\varepsilon'_y = \sigma'_y / E_s, \tag{3.24}$$

где $\sigma_y{}'$ – средние напряжения в арматуре в бетоне, соответствующие пределу текучести, $\sigma'_y = (0{,}93 - 2B)\sigma_y$; B – см. формулу (3.17); σ_y – предел текучести арматуры [58].

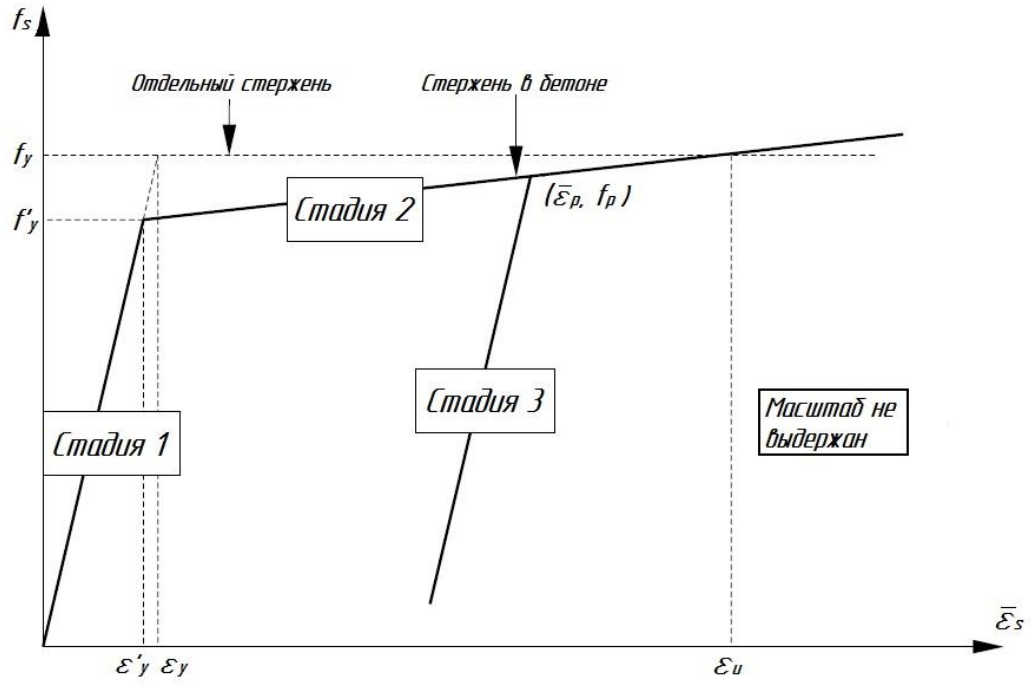


Рисунок 3.14 – Двухлинейная диаграмма деформирования арматуры [160]

Диаграмма f_s–$\overline{\varepsilon_s}$ описывается выражениями [177]:

на стадии 1 при $\overline{\varepsilon_s} \le \varepsilon'_y$ $$\sigma_s = E_s\overline{\varepsilon_s}, \quad (3.25)$$

на стадии 2 при $\overline{\varepsilon_s} > \varepsilon'_y$ $$\sigma_s = \sigma_y\left[(0{,}91 - 2B) + (0{,}02 + 0{,}25B)\frac{\overline{\varepsilon_s}}{\varepsilon_y}\right], \quad (3.26)$$

где ε_y – деформации арматуры, соответствующие пределу текучести;

на стадии 3 $$\sigma_s = \sigma_p - E_s(\overline{\varepsilon}_p - \overline{\varepsilon_s}), \quad (3.27)$$

где σ_p, $\overline{\varepsilon}_p$ – соответственно напряжения и деформации, с которых начинается разгрузка.

3) *Двумерный материал для железобетона RCPlaneStress.* Может быть присвоен четырехугольному плоскому конечному элементу для моделирования работы мембранного железобетонного элемента при плоском напряженном состоянии. Компонентами RCPlaneStress являются представленные ранее материалы бетона и арматуры. Тангенциальная матрица жесткости материала имеет вид

$$D = [T(-\theta_1)][D_c][V][T(\theta_1)] + \sum_i[T(-\theta_{si})][D_{si}][T(\theta_{si} - \theta_1)][V][T(\theta_1)], \quad (3.28)$$

где θ_1 – угол между осями координат *x-y* элемента и координатами *1-2* приложенных главных напряжений; $[T(\theta_1)]$ и $[T(-\theta_1)]$ – матрицы преобразования соответственно из координат *x-y* элемента в координаты *1-2* приложенных главных напряжений и наоборот; $[D_c]$– одноосная тангенциальная матрица жесткости бетона; $[V]$ – матрица, преобразующая двухосные деформации в одноосные; $[T(-\theta_{si})]$ – матрица преобразования из координат x_{si}-y_{si} арматуры в координаты *x-y* элемента; $[D_{si}]$ – одноосная тангенциальная матрица жесткости арматуры; $[T(\theta_{si} - \theta_1)]$ – матрица преобразования из координат *1-2* в x_{si} -y_{si} [58].

3.4.2 Учет моделью CSMM влияния трещин предшествующих загружений на сопротивление стенок двутавровых балок

В модели CSMM предполагается, что наклонные трещины формируются в направлении координат *1-2* главных приложенных напряжений. В результате неравного армирования в различных направлениях оси координат *r-d* напряжений в бетоне после образования трещин начинают отклоняться от осей координат *1-2*.

По берегам трещин наклонных полос в стенке балки начинают действовать касательные напряжения τ_{12}^{b}, которые с увеличением угла отклонения $\beta = \alpha_1 - \alpha_r$ возрастают, ослабляя стенку. Этот эффект в модели CSMM учитывается формулой (3.19) для коэффициента разупрочнения ζ множителем $f_3(\beta) = 1 - \frac{|\beta|}{24^0}$.

Согласно [162, 207 и др.] в случае загружения с относительно большим пролетом среза зона разрушения располагается на участке, прилегающем к нагрузке, то есть в сечении с бóльшим значением изгибающего момента. В наших опытах наличие трещин, образовавшихся при приложении нагрузки с малым или средним первоначальным пролетом среза, ослабляет зону стенки на ближнем к опоре участке по сравнению с участками, свободными от действия поперечных сил на предварительной стадии. В результате полученные картины разрушения свидетельствуют о том, что при испытаниях с $(a/h_0)_2 = 3{,}2$ наступление разрушения наиболее вероятно в зоне с трещинами в пределах $(a/h_0)_1$ [58].

Проанализируем двутавровую балку, загружаемую по схеме (рисунок 3.15):

1) с малым пролетом среза прикладывается сосредоточенная нагрузка F_1, достаточно большой для формирования развитой системы трещин;

2) нагрузка F_1 снимается;

3) нагрузка F_2 прикладывается с бóльшим пролетом среза.

На этой стадии определим три оси координат для мембранного элемента стенки в пределах $(a/h_0)_1$: ось d главных сжимающих напряжений в бетоне, ось 2 главных приложенных к элементу сжимающих напряжений и ось b, соответствующая направлению трещин предварительной стадии.

Если не принимать во внимание имеющиеся трещины, то фиксированный угол в этой зоне (как и в остальных) должен быть принят равным α_2. В свою очередь коэффициент разупрочнения ζ должен включать угол β равный в этом случае $\alpha_2 - \alpha_d$. Однако фактическое направление трещин в этой зоне имеет угол наклона α_b. Угол отклонения β_b имеет значение, превышающее значение β, и, как следствие, $f_3(\beta_b) = 1 - \frac{|\beta_b|}{24^0} < f_3(\beta) = 1 - \frac{|\beta|}{24^0}$. Вследствие этого, бетонные распорки, имеющие угол наклона α_b, находятся под воздействием касательных

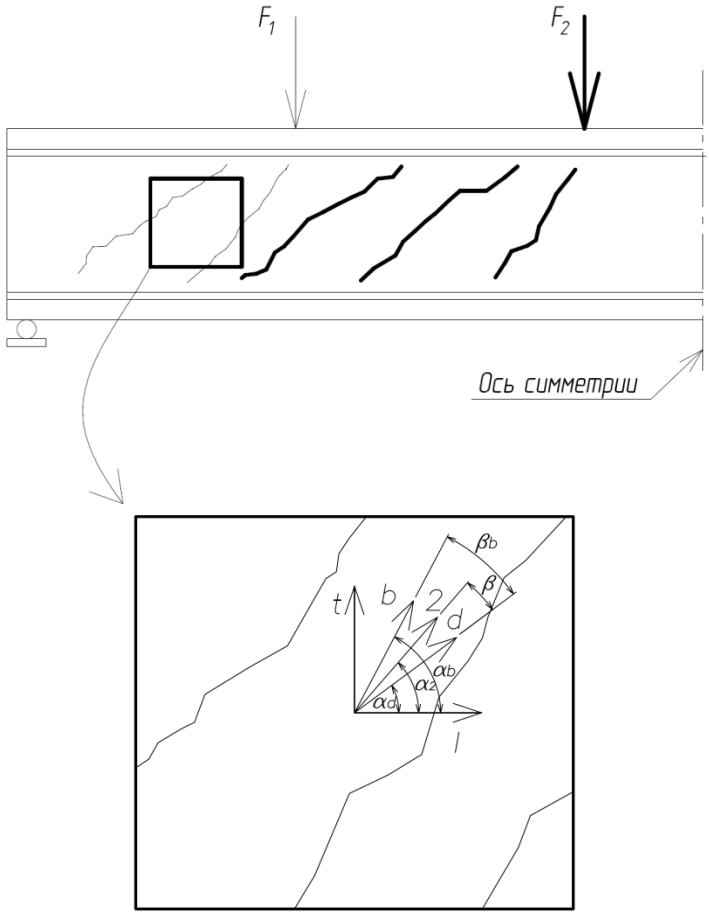


Рисунок 3.15 – Фрагмент железобетонного элемента стенки

напряжений бóльших, чем если бы угол наклона составлял α_2. Коэффициент разупрочнения в этом случае приобретает меньшее значение, понижая максимальное значение прочности ζR_b в законе деформирования бетона с трещинами при сжатии. Аналогичные выводы можно получить при рассмотрении случая с $(a/h_0)_2 < (a/h_0)_1$.

Таким образом, с позиции деформационных моделей с фиксированным углом предыстория загружения – наличие в стенке наклонных трещин – снижает прочность стенки. Представленные теоретические рассуждения подтверждаются результатами опытов (п. 5.4.1) [58].

3.4.3 Диаграммы деформирования материалов для конечно-элементных расчетов плоского НДС двутавровых балок из СВПБ и с поперечной АКП

Описанные в п. 3.4.1 расчетные материалы непригодны для моделирования работы СВПБ-балок, так как в их основе лежат законы деформирования для

обычного бетона без фибрового армирования. Поэтому для задач нашего исследования в OpenSees были введены следующие материалы (рисунок 3.2):

– одноосный расчетный материал для сверхвысокопрочного бетона *ConcreteM01*;

– одноосный расчетный материал для арматуры *SteelM01* [44].

В код программы на портале *GitHub* [219] внесены соответствующие дополнения инструментами интегрированной среды для разработки программного обеспечения *Microsoft Visual Studio*. Затем произведена сборка программы в исполняемый файл с расширением *.exe*.

Диаграммы деформирования *сверхвысокопрочного бетона и фибробетона при сжатии* взяты по [309] и дополнены коэффициентами разупрочнения по [154]:

$$\text{Стадия С1 при } \bar{\varepsilon}_2 \le \zeta\varepsilon_{b0} \qquad \sigma_2^b = \zeta R_b[2\bar{\varepsilon}_2/\zeta\varepsilon_{bo} - (\bar{\varepsilon}_2/\zeta\varepsilon_{bo})^2]; \tag{3.29}$$

$$\text{Стадия С2 при } \zeta\varepsilon_{b0} \le \bar{\varepsilon}_2 \le \varepsilon_{20} \quad \sigma_2^b = \zeta R_b\left[1 - \left(\frac{(1-\lambda_{rs})(\bar{\varepsilon}_2/\zeta\varepsilon_{bo})}{\varepsilon_{20}-\zeta\varepsilon_{bo}}\right)\right]; \tag{3.30}$$

$$\text{Стадия С3 при } \bar{\varepsilon}_2 \ge \varepsilon_{20} \qquad \sigma_2^b = \lambda_{rs}R_b, \tag{3.31}$$

где σ_2^b – сжимающие напряжения в бетоне; $\bar{\varepsilon}_2$ – одноосные деформации сжатия по оси 2; ζ – коэффициент разупрочнения [44].

Величину ε_{20} можно рассчитать по формуле:

$$\varepsilon_{20} = \frac{(0{,}65-\lambda_{rs})R_b}{0{,}0103} + \frac{0{,}65R_b}{E_b}, \tag{3.32}$$

где λ_{rs} – отношение остаточной прочности к пиковой R_b.

Касательные модули упругости будут в этом случае равны:

$$E_{b0} = 2R_b/\varepsilon_{bo}; E_{b1} = E_{b0}(1 - \bar{\varepsilon}_2/\zeta\varepsilon_{bo}); \quad E_{b2} = \frac{\zeta R_b(\lambda_{rs}-1)}{\varepsilon_{20}-\zeta\varepsilon_{bo}} \tag{3.33}$$

Коэффициент разупрочнения является функцией трех аргументов:

$$\zeta = f(R_b)f(\bar{\varepsilon}_1)Wf \le 0{,}9, \tag{3.34}$$

где $f(R_b)$ – см. формулу (3.19); $f(\bar{\varepsilon}_1) = \frac{1}{\sqrt{\frac{1+400\bar{\varepsilon}_1}{\eta'}}}$; $\eta' = \frac{\mu_t\sigma_{ty}-\sigma_t}{\mu_\ell\sigma_{\ell y}-\sigma_\ell} \le 1{,}0$; $W_f = 1 + 0{,}2FF$; σ_l и σ_t – нормальные напряжения, действующие на мембранный элемент в направлении осей l и t (направления расположения продольной и поперечной арматуры); μ_t и μ_l – коэффициенты поперечного и продольного армирования; σ_{ly} и

σ_{ty} – усредненные напряжения в продольной и поперечной арматуре при наступлении текучести; FF – см. формулу (3.15); W_f – коэффициент для учета влияния фибр.

На рисунке 3.16 в графическом виде представлен закон деформирования, описанный выражениями (3.29)–(3.31) для СВПБ с R_b = 150 МПа и ζ=1.

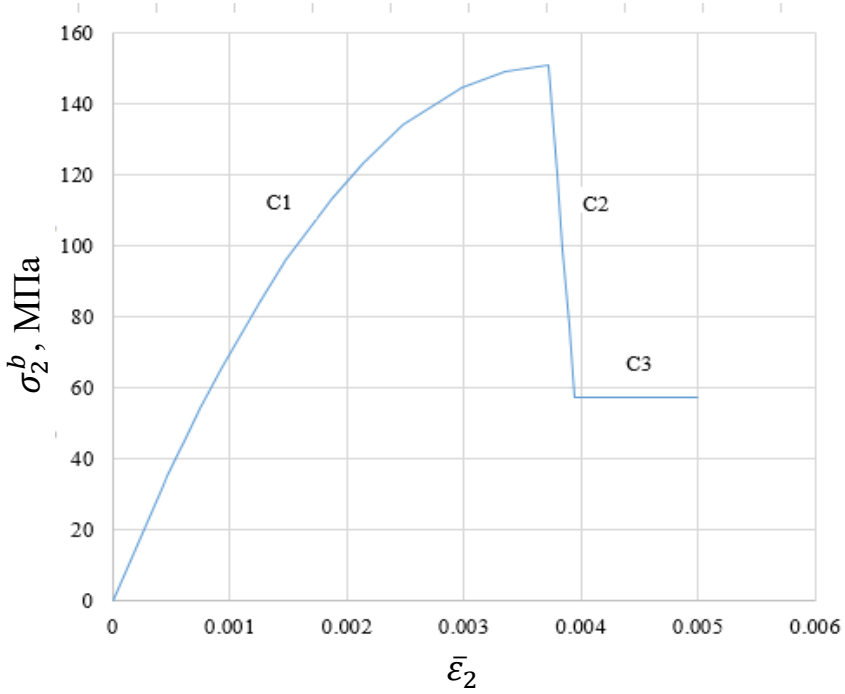


Рисунок 3.16 – Диаграмма деформирования СВПБ при сжатии

Для сверхвысокопрочного бетона с фибрами и без них диаграммы деформирования при растяжении принимались соответственно по предложениям [171] и [251], приведенным в п. 3.3.2. Диаграммы деформирования арматуры в составе СВПБ назначались по [171].

Для композитной арматуры в конечно-элементных моделях двутавровых балок в OpenSees принята линейная диаграмма деформирования

$$\sigma_f = E_f \bar{\varepsilon}_f, \tag{3.35}$$

где σ_f и $\bar{\varepsilon}_f$ – напряжения и усредненные деформации в АКП соответственно, E_f – модуль упругости АКП [18].

Таким образом, определены рациональные модели сверхвысокопрочного бетона, фибробетона, композитной арматуры и обоснованы способы назначения их параметров для конечно-элементных расчетов балок двутаврового сечения и модели сопротивления их тонких стенок приопорных зон.

3.5 Применение цифровых технологий для развития методов расчета конструкций в зоне действия поперечных сил и изгибающих моментов

3.5.1 Особенности применения искусственного интеллекта в расчетах строительных конструкций

Наряду с традиционными методами численного моделирования в задачах расчета строительных конструкций в последнее время все более широкое применение находят инструменты искусственного интеллекта [198, 211]. Они представляют собой совокупность алгоритмов, позволяющих вычислительным системам имитировать интеллектуальные функции человека и находить решения сложных задач на основе обработки и анализа данных.

Среди современных технологий искусственного интеллекта (рисунок 3.17) важное место занимает машинное обучение [11], используемое для выявления закономерностей в данных и построения прогнозных моделей. В отличие от классических расчетных методов, основанных на явной математической формализации физических процессов, алгоритмы машинного обучения способны выявлять сложные нелинейные зависимости между входными и выходными параметрами системы, математическое описание которых затруднительно. Практическое использование методов машинного обучения в строительной

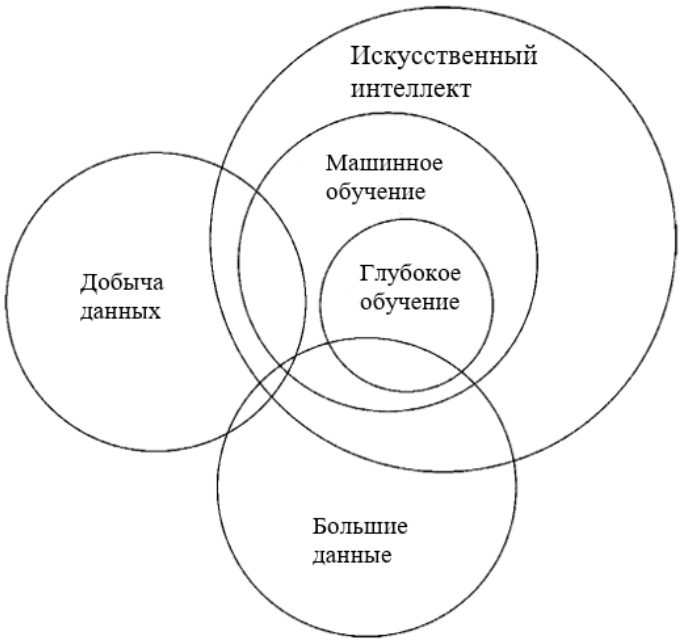


Рисунок 3.17 – Иллюстрация взаимосвязей вычислительных методов ИИ [263]

отрасли охватывает широкий круг задач, включая оценку технического состояния конструкций, обработку результатов мониторинга, выбор рациональных проектных решений, прогнозирование свойств материалов и оценку надежности [193, 263].

К числу инструментов машинного обучения относятся *искусственные нейронные сети (ИНС)*, представляющие собой вычислительные модели, воспроизводящие принципы работы биологических нейронных систем. Базовыми элементами таких моделей являются искусственные нейроны, осуществляющие обработку входных сигналов и передачу результатов другим элементам сети [121]. Нейроны соединены между собой взвешенными связями, совокупность которых формирует структуру (архитектуру) нейронной сети. В процессе обучения параметры этих связей – весовые коэффициенты – последовательно корректируются на основе обучающих данных в соответствии с выбранным алгоритмом. Это позволяет сети адаптироваться к анализируемым данным и строить модель, аппроксимирующую зависимость между входными и выходными параметрами [244]. Архитектура ИНС определяется числом слоев нейронов и характером их соединений. При прогнозировании несущей способности конструктивных элементов часто применяют нейронные сети с архитектурой однослойного персептрона [6, 84, 220, 244]. В некоторых исследованиях ИНС используют в качестве моделей-заместителей (surrogate models), аппроксимирующих результаты более трудоемких конечно-элементных расчетов.

Следует отметить, что применение ИНС требует наличия представительных обучающих выборок и не всегда позволяет непосредственно интерпретировать физическую природу выявленных зависимостей. Тем не менее такие методы позволяют эффективно решать задачи, для которых использование детерминированных расчетных моделей затруднено вследствие высокой сложности рассматриваемой системы [14].

Одним из направлений применения ИНС в расчете строительных конструкций является прогнозирование сопротивления железобетонных балок поперечной силе [62, 109, 228]. Целесообразность использования ИНС

обосновывают тем, что разрушающая поперечная сила зависит от большого числа параметров, а опытные данные зачастую обладают существенным разбросом [186].

В [90] построили две нейросетевые модели для прогнозирования разрушающих поперечных сил для сталефибробетонных балок, отличающиеся количеством входящих величин (предикторов). Модель с бóльшим числом предикторов показала лучшие результаты [62].

Авторы [81] обучили ИНС на базе данных из 430 испытаний на поперечную силу сталефибробетонных балок и получили очень высокую точность расчета.

В [213] апробировали гибридные модели машинного обучения с двумя методами оптимизации – непрерывного генетического алгоритма (*RCGA*) и светлячкового алгоритма (*FFA*). Результаты первого показали более высокий коэффициент корреляции – $R = 0{,}9771$.

Авторы [123] использовали алгоритм оптимизации поиска атомов для подбора весов и смещений ИНС, примененной для прогнозирования сопротивления поперечной силе фибробетонных балок. Алгоритм построен на принципах молекулярной динамики, чтобы ИНС избегали локальных минимумов, обеспечивая сходимость глобального решения [62].

Но исследований, использующих искусственный интеллект для расчета сопротивления стенок по наклонным бетонным полосам, нет. В отдельных работах инструменты машинного обучения были использованы для прогнозирования прочности наклонных сечений балок с композитной поперечной арматурой [137] и СВПБ-балок [284], например, для прогнозирования поведения СВПБ-балок при работе на поперечную силу по схеме из двух этапов: классификация формы разрушения и прогнозирование несущей способности. Для первого используют метод опорных векторов, метод k-ближайших соседей и ИНС, для второго – генетическое программирование.

В [233] применили метод случайного леса для оценки значимости факторов влияния на сопротивление СВПБ-балок поперечной силе. Для прогнозирования сопротивления предложено использовать метод опорных векторов и градиентного бустинга [62].

Аналогичный подход представлен в [94]. Регрессия опорных векторов в сочетании с генетической оптимизацией показала высокую точность прогнозирования прочности наклонных сечений балок из обычного и сверхвысокопрочного бетонов в [176, 186].

В исследовании [316] базовые и ансамблевые алгоритмы машинного обучения применены к базе данных испытаний СВПБ-балок на поперечную силу с разными формами сечений, преднапряженной и ненапрягаемой арматурой. Интерпретацию результатов моделей машинного обучения производили по *SHAP*.

При построении искусственной нейронной сети необходимо определить ее архитектуру – число слоев и количество нейронов в каждом из них. Одновременно в процессе обучения подбираются значения весовых коэффициентов и смещений, обеспечивающие минимизацию ошибки модели. В задачах прогнозирования несущей способности строительных конструкций для скрытых и выходного слоев применяются сети как с линейными, так и с нелинейными функциями активации [84].

Если в сети используются нелинейные функции активации, то аналитическое определение минимума функции ошибки, характеризующей расхождение между требуемым и полученным результатом, невозможно. Поэтому обучение сводится к итерационному поиску такого набора параметров сети, при котором ошибка принимает наименьшее значение. Этот поиск выполняется в пространстве весовых коэффициентов и смещений на основе последовательной корректировки их значений.

Наиболее распространенным способом настройки параметров сети является алгоритм обратного распространения ошибки. Обучение при этом выполняется поэтапно; отдельные шаги обычно называют эпохами или циклами. Завершение обучения может быть связано либо с достижением заданного числа эпох, либо с уменьшением ошибки до требуемого уровня. Дополнительным критерием для остановки служит отсутствие дальнейшего улучшения результатов или рост ошибки на проверочных данных.

Существенным ограничением при обучении ИНС является переобучение [13]. В случае его наступления сеть не выявляет общие закономерности, а в значительной степени подстраивается под особенности обучающей выборки, что снижает качество прогноза для новых данных. Для контроля переобучения используют данные, не участвующие в обучении сети. Проверка в ходе настройки выполняется на тестовой выборке, а окончательная оценка качества модели – на контрольной.

В нашей работе обучение ИНС выполним на совокупности данных, включающей результаты собственных экспериментальных исследований и аналогичных испытаний, представленные в работах других авторов. Это позволит сформировать представительную выборку с широким диапазоном значений рассматриваемых параметров.

Используем один из наиболее популярных программных продуктов для нейронных сетей STATISTICA Neural Networks (StatSoft), встроенный в набор других аналитических средств программы, что позволяет использовать общие исходные данные для различных методов анализа [62]. Отметим также, что нейросетевые методы мы применим в сочетании с регрессионными.

3.5.2 Регрессионный и нейросетевой анализ влияния независимых переменных на сопротивление тонких стенок изгибаемых конструкций

Выборка составлена из данных по результатам 44 испытаний тавровых и двутавровых балок, разрушившихся из-за раздробления бетона стенок. Образцы различаются как по своим характеристикам, так и по величинам разрушающих нагрузок, значения которых отличаются до порядка. При такой неоднородности данных целесообразна их нормализация. Параметры входного и выходного слоев нормировались по формуле $\tilde{x}_i = \frac{x_i - \bar{x}_i}{\sigma_i}$ [57].

Входной слой ***искусственных нейронных сетей*** состоял из 7 независимых переменных: относительного пролета среза a/h_0 (x_1), угла наклона стержней поперечного армирования α (x_2), толщины стенки b (x_3), рабочей высоты h_0 (x_4), прочности бетона R_b (x_5), коэффициента поперечного армирования μ_{sw} (x_6) и модуля упругости поперечной арматуры E (x_7); выходной слой – переменную Q_{exp} (y) [62].

Количество испытаний более чем в 5 раз превышало количество независимых переменных, что являлось достаточным для обеспечения их статистической значимости. Проценты обучающей, тестовой и контрольной партий принимали стандартными – 70, 15 и 15% соответственно. Архитектурой ИНС служил многослойный персептрон с одним промежуточным слоем, содержащим от 1 до 20 нейронов. При построении сети испробован набор функций активации нейронов (линейная, логарифмическо–сигмоидная и т. д.). Количество циклов обучения (эпох) принято равным 1000. В качестве алгоритма обучения всех ИНС применяли BGFS – квазиньютоновский метод численной оптимизации, предназначенный для нахождения локального максимума/минимума функций. Для минимизации среднеквадратической ошибки задействована функция ошибок SOS (Sum Of Squares) $E(w_{ij}) = \sum(y_i - y_i')^2$, где y_i и y_i'– соответственно выходное и требуемое значение i-го нейрона выходного слоя [62].

На рисунке 3.18 приведены параметры сформированных ИНС. Выбор окончательной сети из набора, предложенного пакетом SNN, выполнялся по критерию минимума ошибки на контрольной выборке с учетом результатов, полученных на обучающей и тестовой выборках. Точность прогнозирования разрушающей нагрузки оценивали по графическому сопоставлению расчетных и опытных значений, а также по относительной погрешности.

а) б)

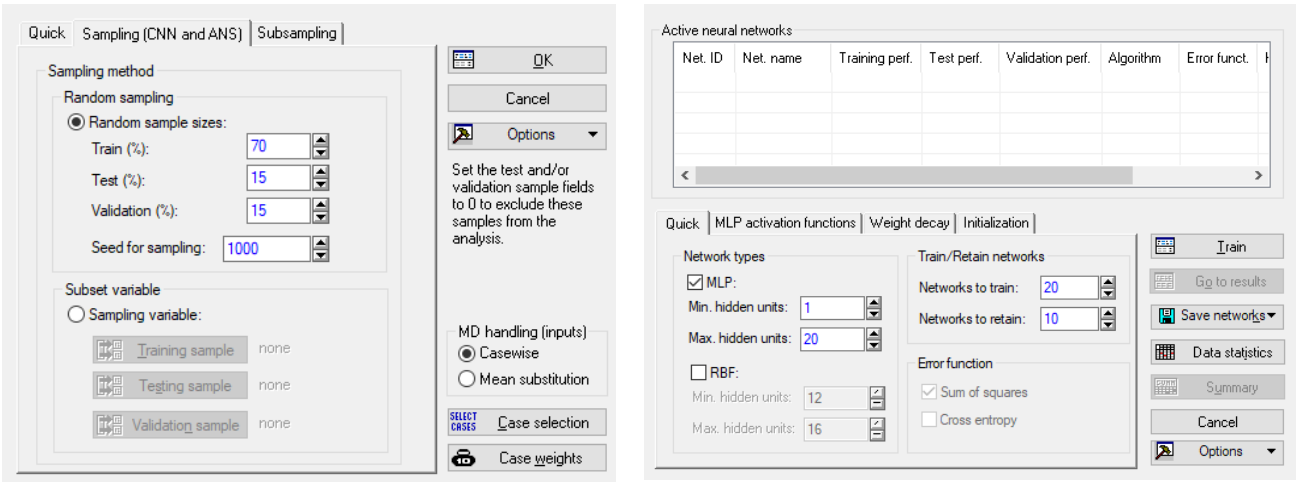


Рисунок 3.18 – Основные этапы создания ИНС
а) распределение входных данных; б) выбор архитектуры ИНС для многослойного персептрона и его обучения [57]

Анализ взаимосвязей между процессами и факторами требует применения специализированных математических методов. Среди них широкое распространение получил ***регрессионный анализ***, позволяющий количественно оценить влияние независимых переменных (факторов-предикторов) на исследуемую зависимую величину (результирующий отклик) [34].

Данный метод дает возможность:

- определить степень воздействия каждого фактора на конечный результат;
- выявить тесноту корреляционных связей между параметрами;
- построить прогностические модели на основе установленных зависимостей.

При исследовании факторов, влияющих на сопротивление стенок, регрессионный анализ сочетали с корреляционным. Последний позволял оценить направление и степень статистической связи между параметрами. В работе рассматривались модели множественной регрессии. Как показывают экспериментальные данные, сопротивление стенок определяется совокупным влиянием конструктивных характеристик и параметров нагружения, при этом соответствующие зависимости чаще всего являются нелинейными [16, 35, 56].

Множественная нелинейная регрессионная модель создана с применением ИНС [62]. Анализом общей чувствительности ИНС инструментами программы SNN выявляли независимые переменные, имеющие наибольшее влияние на расчетное значение Q_{exp}. Затем проводили разведочный анализ данных на предмет наличия выбросов и незначимых данных построением тернарного графика с помощью сплайн-интерполяции. При корреляционном анализе полученных параметров оценивали значимость коэффициентов корреляции и наличие мультиколлинеарности (существенной связи между самими независимыми переменными). Программа STATISTICA позволяет получить матрицу с парными коэффициентами корреляции r для всех сочетаний переменных. Для независимых переменных парные коэффициенты корреляции должны быть значимыми (по шкале Чеддока [7, 79] если $0{,}1<|r|<0{,}3$ – связь практически отсутствует, $0{,}3<|r|<0{,}5$ – слабая, $0{,}5<|r|<0{,}7$ – заметная, $0{,}7<|r|<0{,}9$ – высокая, $0{,}9<|r|<1{,}0$ – весьма высокая или

сильная). Мультиколлинеарность при этом должна иметь несущественное значение (оценивается при помощи парного коэффициента корреляции).

Визуальный анализ поверхности тернарного графика, построенного для наиболее значимых фактор-аргументов и зависимой переменной, дает возможность выбрать спецификацию регрессионной модели. Интерполяция сплайнами позволяет уточнить вид регрессии. На практике предпочтение отдается более простым видам функций, так как они в лучше поддаются интерпретации и требуют меньшего объема наблюдений.

Регрессионный анализ и разработку формулы для прочности стенки, применимой в инженерных расчетах, производили в модуле Nonlinear Estimation. Регрессии выстраивали пошагово. В модель включали (или исключали из нее) переменные с наибольшим (наименьшим) вкладом на данном шаге. Такой подход позволял остановиться на шаге, при котором коэффициент детерминации еще не наибольший, однако все переменные модели уже являются значимыми.

Аппроксимацию функций выполняли методом наименьших квадратов. В каждом случае оценивали множественный коэффициент корреляции, слагаемые регрессий последовательно корректировали в уравнениях до достижения *p*-уровня (вероятности отклонения гипотезы о значимости частного коэффициента корреляции для каждой) величины 0,05.

Для оценки качества построенных регрессионных уравнений проводили анализ остатков, являющийся одним из самых важных элементов подобных анализов [7, 79]. Если на получаемых гистограммах остатки имеют близкие к нормальным законы распределения, то исследуемые зависимости следует считать адекватными. По полученным статистическим показателям отбирали регрессию, показавшую наиболее близкую связь между предиктором и откликом [62].

Качество регрессионных моделей оценивали по относительной погрешности расчета; результаты, классифицированные как выбросы, при этом не учитывали. Дополнительно зависимости проверяли на результатах испытаний, не использованных при построении нейронной сети и регрессии.

При выборе вида зависимости исходили из необходимости последующего ее представления в форме, удобной для инженерных расчетов. В случае упрощения итоговой формулы качество регрессии повторно анализировали по гистограммам остатков и с помощью дисперсионного анализа. При этом *F*-критерий Фишера, характеризующий адекватность уравнения, должен был являться значимым на уровне 0,05. Степень приближения множественного коэффициента корреляции и коэффициента детерминации к единице рассматривали как показатель тесноты связи между независимыми факторами и зависимой переменной [57].

3.5.3 Методика нейросетевого анализа силового сопротивления наклонных сечений СВПБ-балок в зоне действия поперечных сил и изгибающих моментов

НДС приопорных участков двутавровых балок принципиально отличается от балок прямоугольного сечения [60]. В последних преобладают наклонные трещины, берущие начало от растянутой грани сечения. В двутавровых же балках трещины формируются в средней по высоте части стенки и распространяются по направлению к полкам. Для обеспечения эффективности нейросетей необходимо стремиться к применению плавной, однородной и непротиворечивой выборки [26]. Именно поэтому объединение прямоугольных и двутавровых балок в единую базу данных для машинного обучения является неоправданным.

Для прогнозирования прочности наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок без поперечного армирования нами выполнено обучение ***искусственных нейронных сетей*** [60]. Значительное время при создании нейронных сетей уходит на выбор переменных и оптимизацию архитектуры сети методом эвристического поиска. Задачу можно упростить, использовав для решения большинства практических задач всего одного промежуточного слоя.

Нами избрана архитектура в виде многослойного персептрона с одним промежуточным слоем (рисунок 3.19) как наиболее подходящая для моделирования нелинейной регрессии.

Входной слой ИНС включал 6 независимых переменных – параметров, влияющих на прочность наклонных сечений: относительный пролет среза a/h_0 (x_1), толщину стенки b_w (x_2), рабочую высоту h_0 (x_3), прочность бетона на растяжение при изгибе R_{tb} (x_4), коэффициент продольного армирования μ_s (x_5) и соотношение площадей полки и стенки A_f / A_w (x_6) [60].

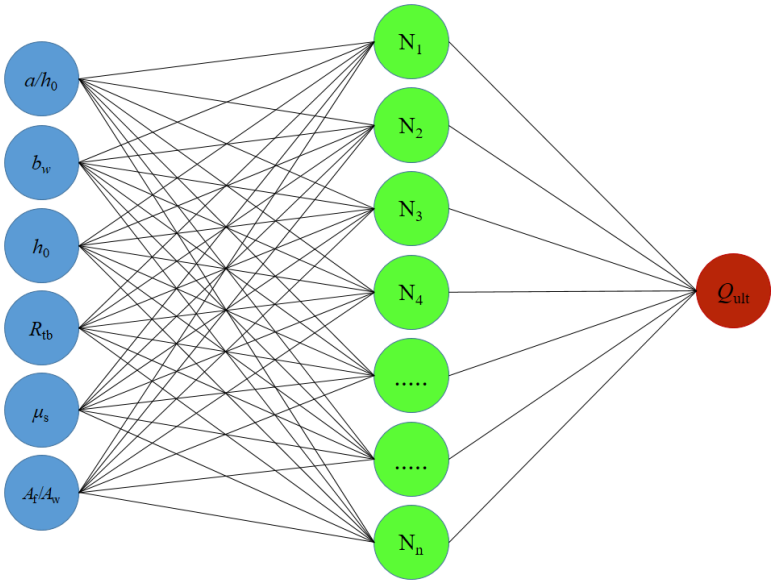


Рисунок 3.19 – Предлагаемая архитектура нейронных сетей

Выходной слой (рисунок 3.20) состоял из одной зависимой переменной – разрушающей поперечной силы Q_{ult} (y). При создании нейросетей также можно воспользоваться формулой для оценки числа нейронов в скрытых слоях (L):

$$\frac{N}{10} - n - m \le L \le \frac{N}{2} - n - m, \qquad ($$

где n – размерность входного сигнала; m – размерность выходного сигнала; N – число элементов обучающей выборки.

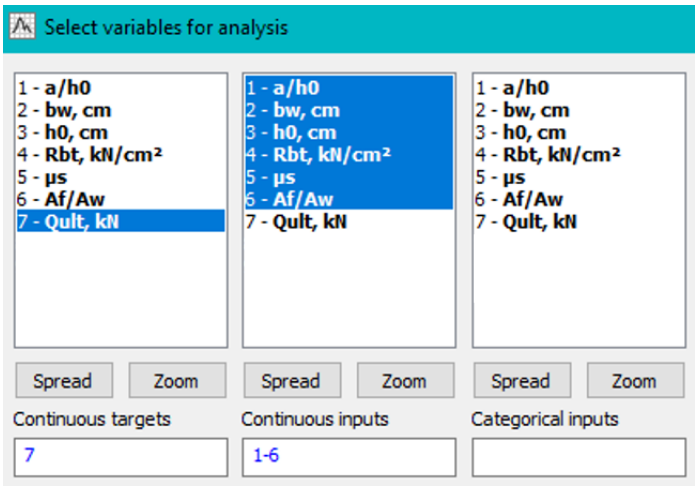


Рисунок 3.20 – Задание независимых и зависимых параметров в программе STATISTICA

Для количества нейронов в промежуточном слое назначен диапазон [1; 28]. Нейронные сети создавали в программе *STATISTICA.*

Признаки обучающего набора данных могут быть представлены в разных масштабах и изменяться в широких диапазонах. Для повышения скорости сходимости алгоритма обучения нейронной сети обрабатываемые значения нормализуют – преобразуют таким образом, чтобы они умещались в один диапазон (как правило от -1 до 1). Если не провести нормализацию, то входные данные будут оказывать дополнительное влияние на нейрон, что может привести к неверным решениям. После проведения расчетов выходные данные преобразуют обратно к исходным единицам измерения [220]. Ко всем переменным модели применена рекомендованная минимаксная нормализация [60]:

$$\tilde{x} = \frac{x - x_{min}}{x_{max} - x_{min}}. \quad (3.37)$$

Такой переход позволил привести все значения переменных в диапазон [0,1] и при этом сохранить их соотношения.

Одной из проблем, возникающих при создании нейронных сетей, является эффект «переобучения». Он заключается в том, что ошибки обучения на элементах обучающего множества оказываются очень малыми, но если на вход сети подавать новые данные, то погрешность существенно возрастает. Для преодоления эффекта переобучения исходные данные разбивали на выборки. Испытания из нашей выборки разбивали на две части: для обучающей партии – 80%, для тестовой – 20% (рисунок 3.21).

Модуль *Neural Networks* системы *STATISTICA* включает в себя процедуру, организующую поиск нужной конфигурации сети – построение и тестирование большого количества сетей с разными архитектурами и последующий выбор наилучшим образом подходящей.

Для обучения наших моделей был выбран реализованный в системе *STATISTICA Automated Neural Networks* квазиньютоновский метод *BFGS,* в отличие от ньютоновских методов не вычисляющий напрямую гессиан функции, и поэтому являющийся очень устойчивым и эффективным [60].

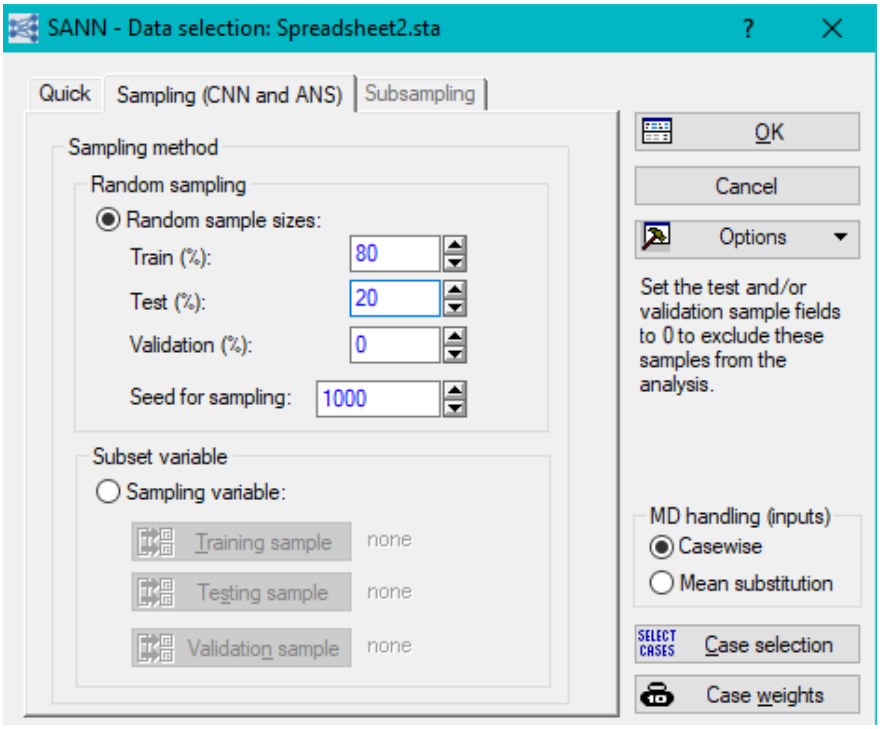


Рисунок 3.21 – Разделение исходных данных между обучающей и тестовой выборками

Инженерную методику расчета двутавровых СВПБ-балок получим из результатов ***регрессионного анализа*** с учетом структуры формул, принятых в нормах для расчета сопротивления наклонных сечений, в два этапа:

1. Получим регрессионную модель прочности балок без фибрового и стержневого поперечного армирования вида [59]

$$Q = Q_b = f(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6), \tag{3.38}$$

где x_1 (a/h_0), x_2 (b_w), x_3 (h_0), x_4 (R), x_5 (μ_l), x_6 (φ_f) – независимые фактор-аргументы. Последний введен для учета влияния сжатой полки и равен

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b_w).t_f}{b_w.h_0}, \tag{3.39}$$

здесь b_f, t_f – ширина и толщина полки.

На первом этапе в качестве исходной базы данных используем выборку, сформированную по опубликованным в литературе результатам испытаний прямоугольных и двутавровых балок из высокопрочного и сверхвысокопрочного бетона, не имеющих фибрового и стержневого поперечного армирования.

2. Приняв несущую способность балок, армированных фибрами и не имеющих стержневого поперечного армирования, равной

$$Q = Q_b + Q_f, \quad (3.40)$$

определим формулу для вклада фибр Q_f подбором параметров регрессионной модели вида

$$Q = y + f(x_1, x_2, x_3, x_4), \quad (3.41)$$

где y – вклад бетона Q_b, рассчитанный по формуле (3.38); x_1 (b_w), x_2 (h_0), x_3 (R_{bt}), x_4 (μ_l).

Для второго этапа используем базу данных, включающую результаты собственных и опубликованных другими авторами испытаний на поперечную силу тавровых и двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона с фибрами, но без стержневого поперечного армирования.

На обоих этапах построение регрессионных зависимостей выполним в одинаковой последовательности: сначала выберем вид функции, затем определим параметры модели, после чего оценим ее адекватность. Расчеты проведем с применением средств регрессионного анализа ПК STATISTICA [59].

Тем самым, предложены новые методы расчета разрушающих поперечных сил двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона и фибробетона со стальной и композитной поперечной арматурой с использованием инструментов нейросетевого прогнозирования. Определен рациональный состав входных параметров и выполнена проверка моделей на независимых выборках, что позволяет применять их для расчета сопротивления поперечной силе в широких диапазонах конструктивных параметров и схем нагружения.

Предложена методика построения регрессионных зависимостей для расчета сопротивления наклонных сечения СВПБ-балок и прочности тонких стенок балок со стальным и композитным поперечным армированием, определяющая порядок разведочного анализа данных, этапы построения регрессий, аппроксимации функции и оценки качества и точности регрессионных уравнений.

3.6 Пути проверки теоретических моделей экспериментальными и численными исследованиями конструкций из сверхвысокопрочных материалов

Под валидацией расчетной модели понимают процесс определения степени, в которой она является точным представлением рассматриваемой физической системы в рамках предполагаемого периметра ее использования [42]. Согласно ГОСТ Р 57700.25-2020 валидационный базис – это упорядоченная система данных, содержащая результаты натурных экспериментов и результаты компьютерного моделирования, которые позволяют доказать с заданной точностью соответствие компьютерной модели объекту моделирования.

Первичными данными для формирования валидационного базиса являлись результаты собственных экспериментальных (глава 2) и численных (глава 3) исследований, а также материалы исследований других авторов. Из совокупности данных по наборам критериев были образованы выборки, послужившие основой для обучения ИНС и расчета параметров уравнений регрессии (рисунок 3.22).

Начальным этапом в конечно-элементных расчетах являлось создание модели по известной геометрии, свойствам материалов, граничным условиям, армированию и пр. Последующей калибровкой моделей осуществляли их настройку и оптимизацию. Калибровка включала системное уточнение параметров материалов и геометрических характеристик моделей, минимизирующее разницу между опытными и теоретическими результатами.

Использованное программное обеспечение включало в себя фреймворк OpenSees, Microsoft Visual Studio (внедрение в код OpenSees новых материалов и его компиляция в исполняемый файл), ABAQUS, ANSYS, STATISTICA (построение численных моделей).

Для сопоставления результатов расчета (главы 5 и 6) по предлагаемым методикам с результатами экспериментальных исследований использовали различные инструменты статистики.

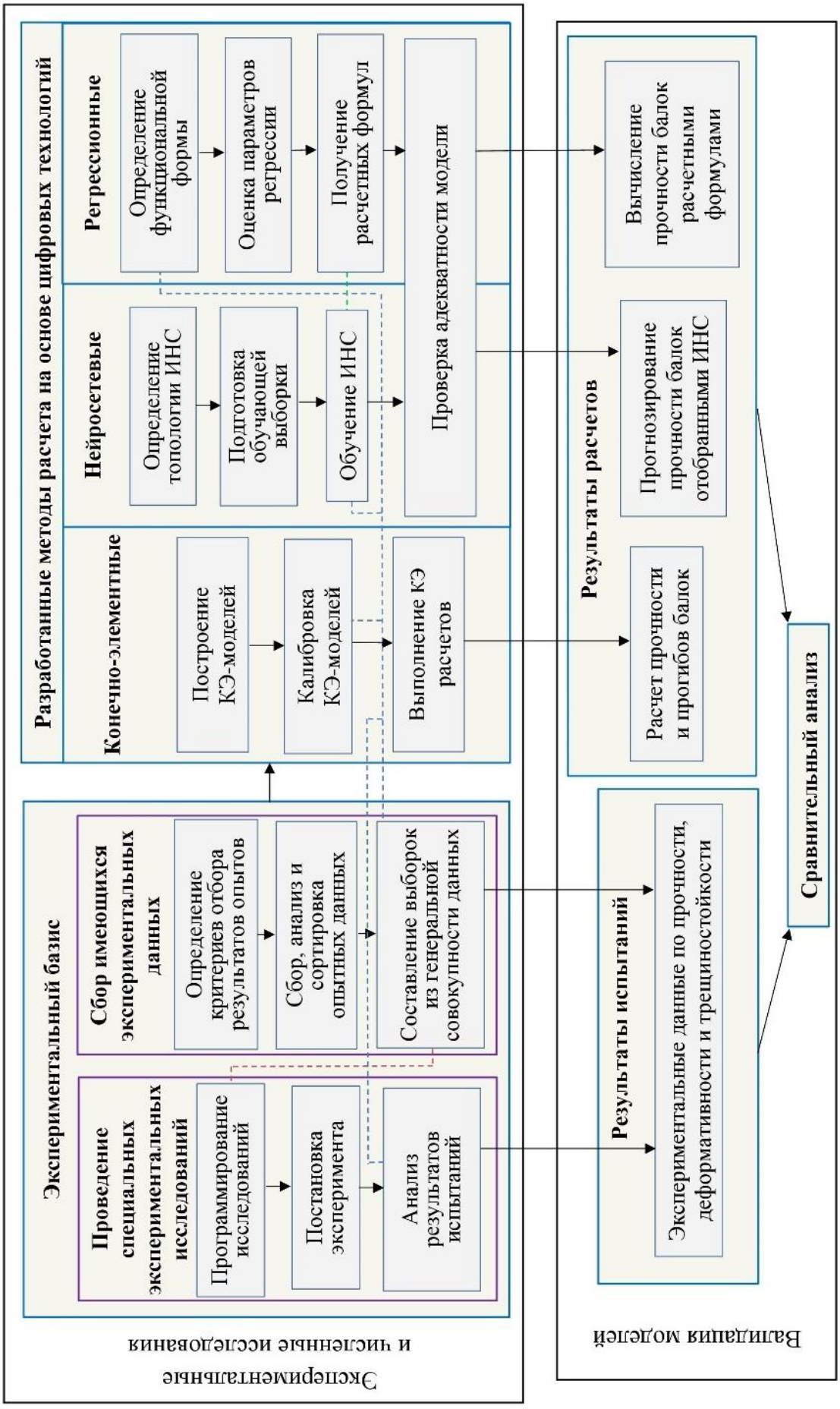


Рисунок 3.22 – Схема оценки достоверности предлагаемых методов расчета

3.7 Выводы по главе 3

1. Разработаны ***общие принципы конечно-элементной расчетной оценки НДС балок из сверхвысокопрочного бетона и балок с композитной арматурой*** при действии момента и поперечных сил, основанные на синтезе и развитии экспериментально обоснованных нелинейных деформационных моделей и рабочих диаграмм деформирования композитов.

2. Определены ***оптимальные деформационные модели сверхвысокопрочного бетона и фибробетона и композитной арматуры и обоснованы способы определения их параметров*** для конечно-элементных расчетов балок по нормальным и наклонным сечениям, сопротивления их тонких стенок в приопорных зонах.

3. Предложены ***новые методы расчета*** двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона и фибробетона, со стальной и композитной поперечной арматурой ***с применением инструментов нейросетевого анализа***. Определен рациональный состав входных параметров и выполнена нормализация признаков. Работоспособность и точность моделей подтверждены обучением и проверкой на раздельных выборках.

4. Предложена ***методика построения регрессионных зависимостей*** сопротивления наклонных сечений СВПБ-балок и прочности тонких стенок балок со стальным и композитным поперечным армированием, определяющая порядок разведочного анализа данных, этапы построения регрессий, аппроксимации функции и оценки качества и точности регрессионных уравнений.

5. Определена ***последовательность валидации разработанных численных моделей:*** этапы валидации и их синергия, порядок формирования.

4 ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

4.1 Программа и методика численных исследований КЭ-моделями сопротивления СВПБ-балок изгибающим моментам

Численные исследования работы СВПБ-балок на изгиб состояли из трех этапов (рисунок 3.22): построение КЭ-моделей согласно методике п. 3.3, их калибровка и численные расчеты.

Модели создавали в трехмерной постановке (рисунок 4.1). Для бетона и опорных пластин балок использовали восьмиугольные элементы C3D8R, для арматуры – стержневые элементы T3D2 [103]. Размеры сторон восьмиузловых конечных элементов составляли 0,5–2 см (в зоне чистого изгиба сетку сгущали). Моделирование арматурных каркасов соответствовало их фактическому исполнению в опытных образцах (рисунок 4.2). Свойства материалов – обычного тяжелого бетона, СВПБ, стальной и композитной арматуры – назначали в соответствии с диаграммами деформирования, приведенными в пп. 3.3.1 и 3.3.2.

При создании моделей взаимодействие арматуры и бетона обеспечивали наложением связи типа «встраиваемый элемент», между вспомогательными опорными элементами и бетоном – жесткой связью типа «поверхность – поверхность» [82].

На рисунке 4.1 показана одна из построенных моделей. Модель представлена целиком для наглядности, хотя расчет для экономии времени выполнялся для ее четверти с учетом симметрии. Нагружение осуществляли по принятой при испытаниях схеме [86].

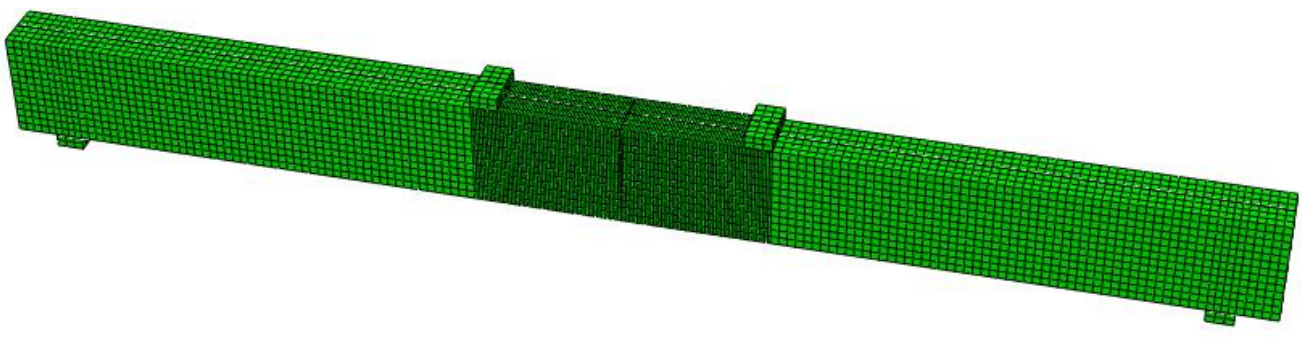


Рисунок 4.1 – Общий вид конечно-элементной модели

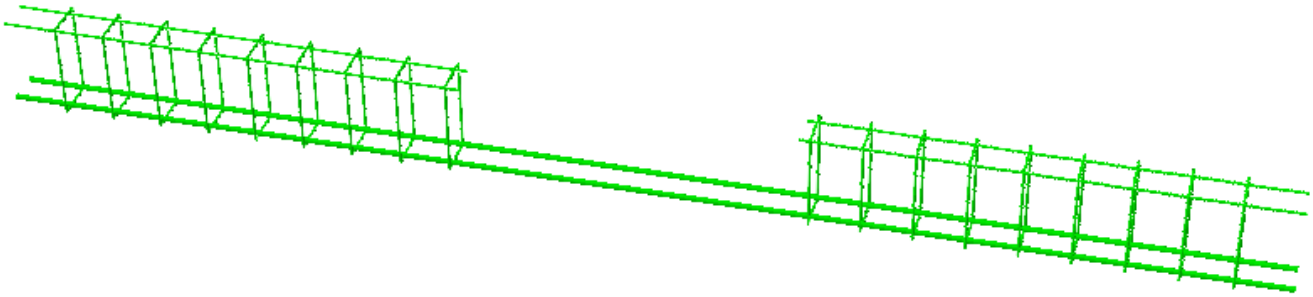


Рисунок 4.2 – Модель пространственного арматурного каркаса

В соответствии с п. 3.3.2 калибровка моделей СВПБ-балок заключалась в подборе координат параметрических точек диаграммы деформирования СВПБ при растяжении $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ так, чтобы расчетные деформации бетона в нормальных сечениях близко совпадали с фактическими деформациями, измеренными в ходе испытаний. Полученные диаграммы $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$ анализировали для выявления закономерностей и разработке рекомендаций по выполнению расчетов СВПБ-балок. Для моделирования была составлена выборка из результатов испытаний СВПБ-балок, включавшая наши экспериментальные данные (п. 3.4), а также материалы из работ [123, 295, 312, 317] с одиночным и двойным армированием, разными типами фибр и их сочетаний, объемным содержанием фибр в диапазоне μ_{fv} = 1–2%, коэффициентами продольного армирования – в диапазоне μ_s = 0,53–4,99%. Сопоставление результатов расчетов с экспериментальными данными приведено в пп. 5.3 и 6.1.

4.2 Особенности численных исследований КЭ-моделями сопротивления поперечным силам СВПБ-балок и балок с композитным армированием

4.2.1 Численные исследования работы тонких стенок балок из обычного бетона с применением КЭ-моделей

Первая часть численных исследований тонких стенок двутавровых балок на приопорных участках с применением деформационных моделей для плоского НДС [58] включала конечно-элементные расчеты балок *из обычного тяжелого бетона* (в т. ч. при двухстадийных загружениях с изменением пролета среза) со стальным и композитным поперечным армированием.

Калибровка КЭ-модели двутавровых железобетонных балок *со стальной поперечной арматурой* выполнена с использованием результатов испытаний работ [1, 2, 36, 253], а также эталонных балок наших экспериментальных исследований (п. 2.5). Опыты из работ других исследователей (таблица 4.1) охватывает широкие диапазоны коэффициента поперечного армирования стенки (μ_{sw} = 0,78–3,19%) и прочности бетона (R_b=16–40 МПа), сечения разной высоты с различными соотношениями размеров стенок и полок, распределением продольного армирования, загружения сосредоточенными и распределенными нагрузками [56].

Расчетную модель в OpenSees вводят в виде кода на языке программирования TCL. Стенки балок моделировали четырехугольными конечными элементами из расчетного железобетона FA Reinforced Concrete Plane Stress, реализующего модель CSMM. Вдоль продольной оси балки размер четырехугольных элементов назначался равным (0,7–0,8)h. Жесткое соединение полок и стенки реализовано объединением перемещений узлов элементов [58].

Таблица 4.1 – Характеристики испытанных балок из работ других авторов

Автор	Шифр балки	b, см	h_0, см	R_b, МПа	μ_{sw}, %	a / h_0	Отличительные особенности опыта
Алиев (1978)	БТ-II-1(а)	4,2	33,0	16	1,75	2	Стержни продольной арматуры имеют разную прочность
	БТ-II-1(б)	4,3	33,0	16	1,36	2	
	БО-II-3	4,5	33,0	18	1,63	2	
Балоян, Починок (1997)	Б-11/4/4/1/2А	2,8	26	20,5	1,75	2,5	Разноширокие полки; балка Б1-4/3/4/1/4В испытана равном. распред. нагрузкой
	Б1-4/3/4/1/4В	2,8	26	39,9	0,78	Равн. распр.	
Rangan (1991)	I-1	7,4	56,3	34,3	2,72	2,5	Относительно большие высота и толщина стенки
	I-2	7,4	56,3	28,4	1,53	2,5	
	I-3	6,3	56,3	29,3	3,19	2,5	
	I-4	6,4	56,3	33,5	1,77	2,5	
Абдуллаев и др. (2007)	БД-I-3	5,1	32,2	22,2	1,48	3	Симметричное продольное армирование балок в верхней и нижней полках
	БД-I-3д	5,2	32	20,8	1,46	3	

Верхние и нижние полки балок моделировали физически нелинейными объемными конечными элементами, способными работать под действием осевой силы и момента, тип сечения «fiber section». Для обеих полок использовался материал Concrete01 – бетон с диаграммой с двухзвенной ниспадающей ветвью по модели Кента-Скотта-Парка. Отдельно вводились дискретные арматурные стержни из материала Steel01 с двухлинейной диаграммой деформирования стали.

Коэффициент поперечного армирования элементов стенок соответствовал данным опытных образцов (таблица 4.1). В расчетном сечении небольшая часть продольных стержней полок (1/6–1/4) отнесена к продольному распределенному армированию стенки. Отношение площади этих стержней к площади поперечного сечения стенки принималось в качестве коэффициента продольного армирования элемента стенки. В качестве примера на рисунках 4.3 и 4.4 показаны расчетная модель для наших образцов, а также поперечное сечение образцов [253] и соответствующая им расчетная модель [58].

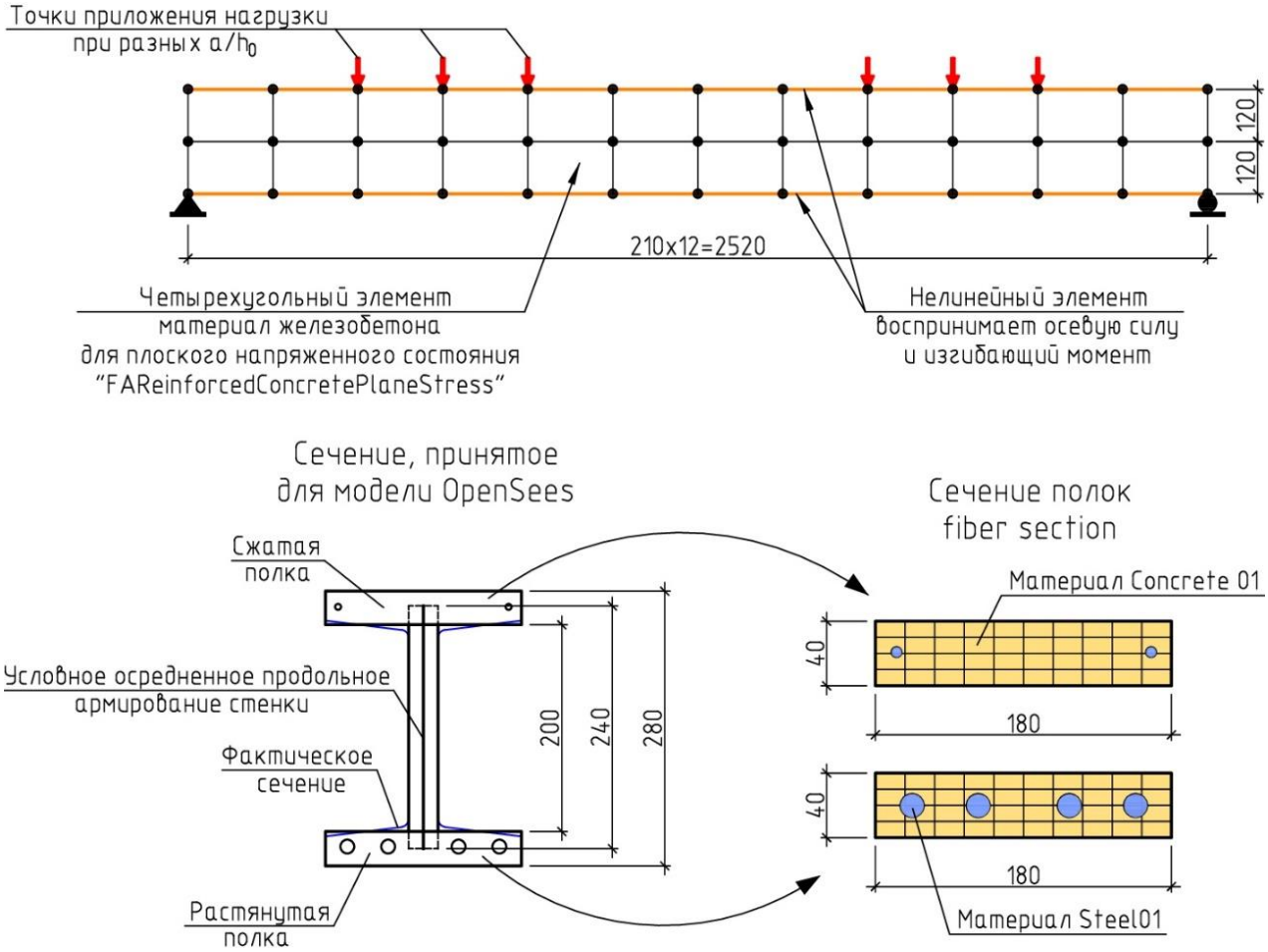


Рисунок 4.3 – Расчетная модель OpenSees для наших образцов

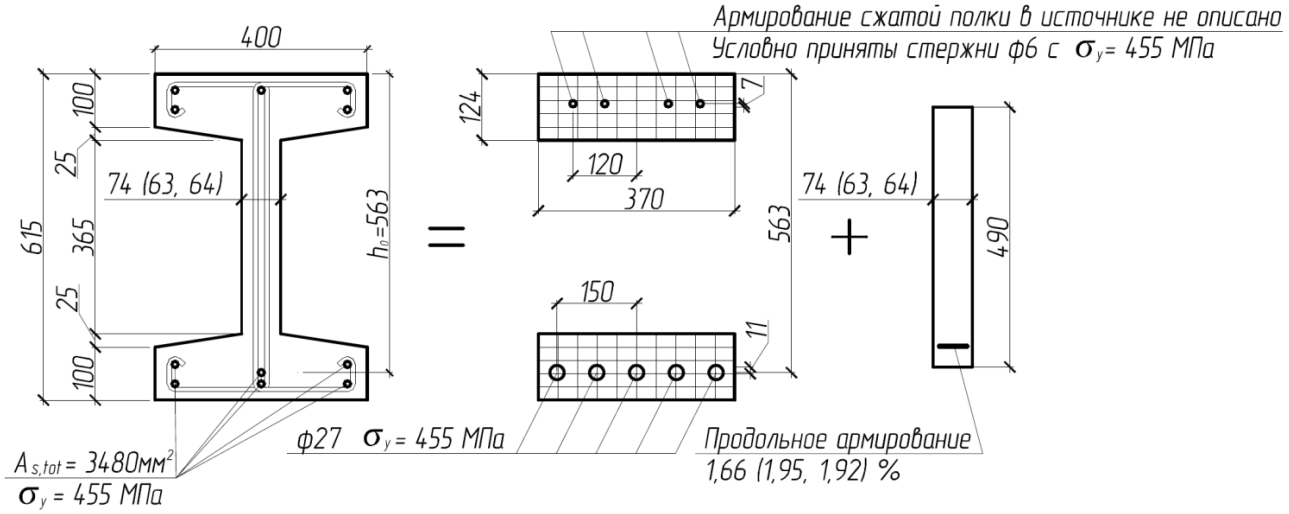


Рисунок 4.4 – Опытное и расчетное сечения балок из [253]

Полученные расчетные значения разрушающей поперечной силы близки к опытным – их соотношение составило 1,07 при коэффициенте вариации 0,06.

Влияние размера конечно-элементной сетки на результат расчета на сдвиг железобетонных элементов изучалось в [235, 329]. Разница между результатами расчета при разбиении конструкции на 4, 9 и 25 элементов получается пренебрежимо малой. Поэтому для уменьшения времени счета рекомендовано разбиение на относительно небольшое количество конечных элементов.

В таблице 4.2 приведены результаты расчета наших эталонных балок (п. 2.5) при разбиении стенок по вертикали на n=1, 2 и 4 элемента. Наилучшее совпадение расчетных Q_{os} и опытных Q_{test} разрушающих нагрузок наблюдается при разбиении стенки на 2 элемента по высоте. Кроме этого, расчет с n=4 занимает гораздо больше времени, чем с n = 2. Поэтому для дальнейших расчетов использовали модели с 2 рядами элементов по высоте стенки [58].

Калибровку расчетной модели двутавровых железобетонных балок с *композитной поперечной арматурой* [57] проводили на опытных образцах [203]. Коэффициент поперечного армирования балок, разрушившихся в результате раздробления бетона стенки, находился в пределах от 1,2 до 2,26%, прочность бетона – от 28,5 до 40,2 МПа. Поперечные сечения балок и составленной для них модели приведены на рисунке 4.5, конструктивные параметры – в таблице 4.3 [63].

Таблица 4.2 – Результаты расчета эталонных балок при разных размерах конечно-элементной сетки стенок

Шифр балки	Q_{exp}, кН	Q_{os}, кН			Q_{exp} / Q_{os}		
		n=1	n=2	n=4	n=1	n=2	n=4
Б1	88,7	100,8	91,8	85,0	0,88	0,97	1,04
Б8	66	80,2	72,8	66,6	0,82	0,91	0,99
Б13	86,6	93,9	83,8	74,8	0,92	1,03	1,16
Б16	85,6	96	86	76,9	0,89	1,00	1,11
Б19	52,1	67,5	58,2	53,8	0,77	0,90	0,97
Б27	62,92	71,7	64,4	60,1	0,88	0,98	1,05
Б24	61,94	69,4	61,7	55,1	0,89	1,00	1,12
Б28	78,1	74,4	70,4	62,6	1,05	1,11	1,25
		Среднее значение			0,89	0,99	1,09

Таблица 4.3 – Характеристики балок из [186]

Шифр балки	b, см	h_0, см	R_b, МПа	μ_{fw}, %	a/h_0
S1AN-1.3-2	10	57,2	36,1	1,2	3,5
S6BN-2.3-12	10	57,2	28,9	2,26	3,5
S9CN-1.3-18	10	57,2	35,4	1,2	3,5
S10CN-2.2-20	10	57,2	31,6	2,22	3,5

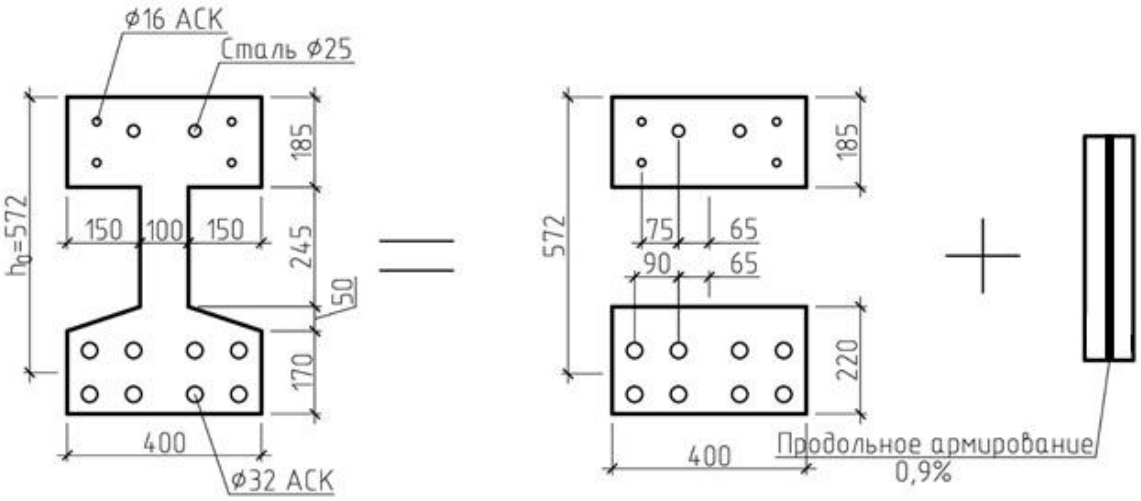


Рисунок 4.5 – Опытное и расчетное сечения балок из [186]

Коэффициент продольного армирования стенки в расчетных моделях назначался равным 0,9% (около 15% продольного армирования), поперечного композитного армирования был равен фактическому значению.

Модели балок после их калибровки показали высокую достоверность расчета. Среднее отношение опытных значений разрушающих поперечных сил к

расчетным составило 1,09 при стандартном отклонении и коэффициенте вариации соответственно 0,035 и 0,032 [57].

Откалиброванные модели проверяли расчетами балок, испытанных в наших экспериментальных исследований (п. 2.7). Результаты расчетов с сравнение их точности с расчетами по другим методикам приведены в пп. 5.4 и 6.2.

4.2.2 Напряженно-деформированное состояние СВПБ-балок двутаврового сечения при действии поперечных сил

Для расчета СВПБ-балок использовали ранее принятую конечно-элементную схему для балок из обычного бетона (рисунок 4.3), адаптировав ее в части моделей материалов. Четырехугольным изопараметрическим элементам стенок назначали разработанные в настоящем исследовании материалы ConcreteM01 и SteelM01, реализованные в программной среде OpenSees и предназначенные соответственно для моделирования поведения сверхвысокопрочного бетона и арматуры. В команде ConcreteM01 задаются номер материала в модели, предел прочности бетона при сжатии и соответствующие ему деформации, а также коэффициенты стержневого и фибрового. Команда SteelM01 включает номер материала, предел текучести арматуры, начальный модуль упругости, прочность бетона и коэффициент армирования [67].

Для калибровки модели были использованы результаты испытаний двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона, представленные в [215], [225] и [292]. Сечения балок приведены на рисунке 4.6, основные характеристики – в таблице 4.4. В рассмотренной выборке образцов прочность бетона при сжатии составляет 166 – 236 МПа, коэффициент стержневого поперечного армирования – 0,6 – 1,31%. Выборка включает балки с фибровым армированием (образцы №3–№5) и без него (μ_{fv} = 0, образцы №1 и №2) [44].

В результате калибровки уточняли параметры модели:

1. *Густота конечно-элементной сетки стенок балок*. Установлено, что расчетные графики прогибов балок оказываются наиболее близки к опытным при разбиении стенки на два элемента по высоте. Это согласуется с аналогичными

результатами, полученными нами при моделировании в *OpenSees* балок из обычного тяжелого бетона.

2. *Параметры нагружения*. Назначение шага нагружения модели играет важную роль, поскольку при слишком малых его значениях резко возрастает продолжительность вычислений, а при чрезмерно больших – нарушается сходимость решения. Выполненные численные эксперименты показали, что для предложенной конечно-элементной схемы наиболее целесообразно использовать шаг в пределах 0,0005–0,001 мм. Графики зависимости прогибов от нагрузки получали путем задания вертикальных перемещений узлам нижней полки расчетной модели в середине пролета.

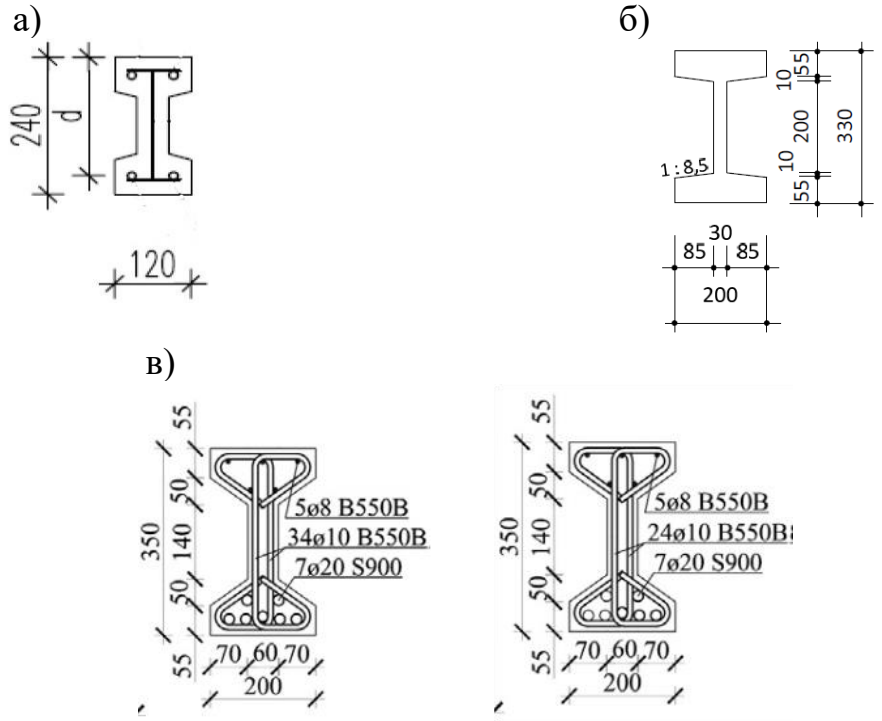


Рисунок 4.6 – Сечение балок других авторов, принятое для модели OpenSees, из работ [215] (а), [292] (б) и [225] (в)

Таблица 4.4 – Характеристики балок для калибровки модели [215, 225, 292]

№ п/п	Источник	Шифр балки	R, МПа	R_{bt}, МПа	μ_s, %	μ_{sw}, %	R_{sw}, МПа	μ_{fv}, %	a/h_0
1	[215]	TS2	103	7,02	1,4	1,3	500	0	1
2	[292]	Q1-B1-2	205	7,18	6,9	0,6	731	0	4
3	[225]	B15	170	7,8	5,1	1,31	690	2,0	3,55
4		B28	166	6,6	5,1	0,87	690	1,0	3,55
5		B36	170	6,6	5,1	1,31	690	1,0	3,55

На рисунке 4.7 опытные графики прогибов балок совмещены с расчетными, полученными при помощи откалиброванной модели.

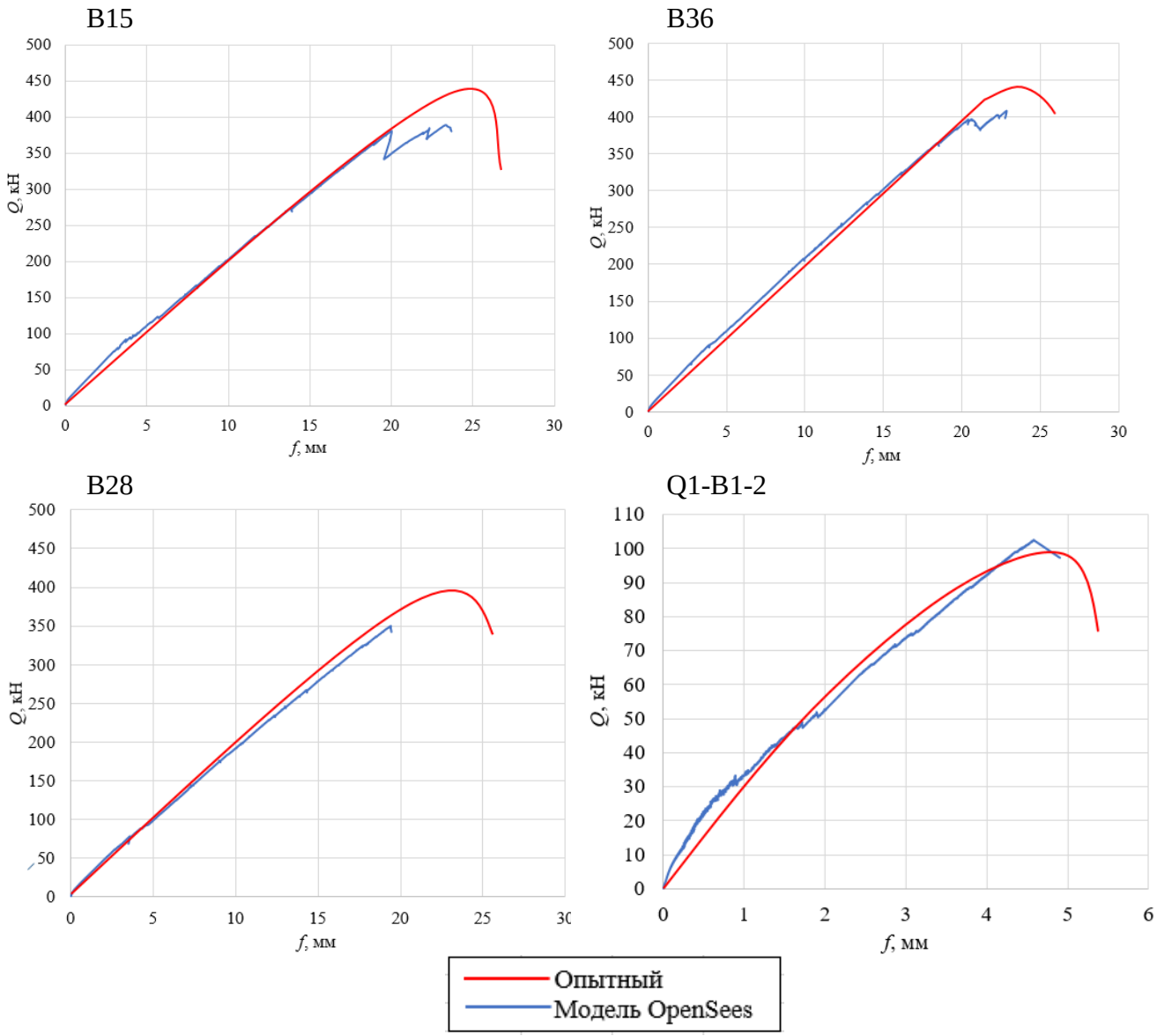


Рисунок 4.7 – Опытные и расчетные графики прогибов

Заключительный этап численных исследований предусматривал расчеты разработанной методикой конечно-элементного моделирования двутавровых СВПБ-балок, испытанных в экспериментальной части настоящей работы (пп. 2.6 и 5.5.1).

Анализ эффективности представленной методики в сравнении с существующими подходами расчета сопротивления наклонных сечений СВПБ-балок приведен в п. 6.2.2.

4.2.3 Особенности программы численных исследований КЭ-моделями НДС наклонных сечений прямоугольных балок, армированных композитными стержнями

Компьютерное конечно-элементное моделирование специальных образцов для исследования АКП в зоне пересечения наклонной трещиной (п. 2.3) проводили в трехмерной постановке в программном комплексе ANSYS Workbench. Общий вид КЭ-модели показан на рисунках 4.8–4.10. Положения стержней АБК и трещин принимали аналогично фактическим в опытах.

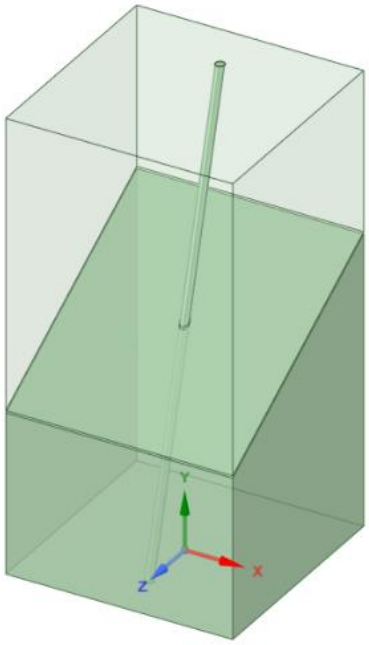


Рисунок 4.8 – Общий вид модели

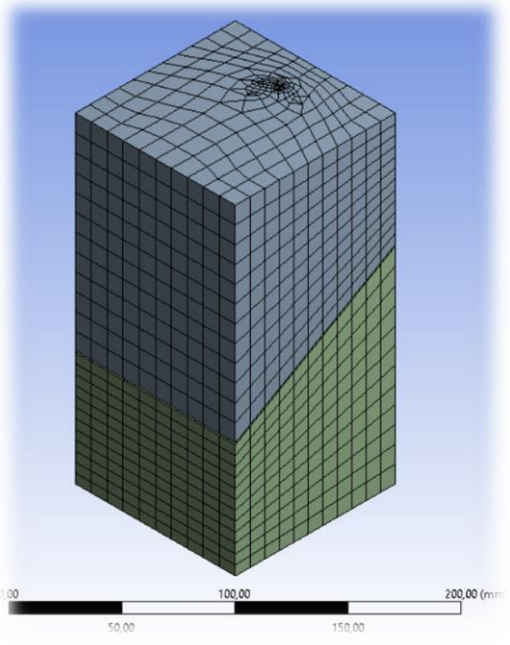


Рисунок 4.9 – Разбивка модели на конечные элементы

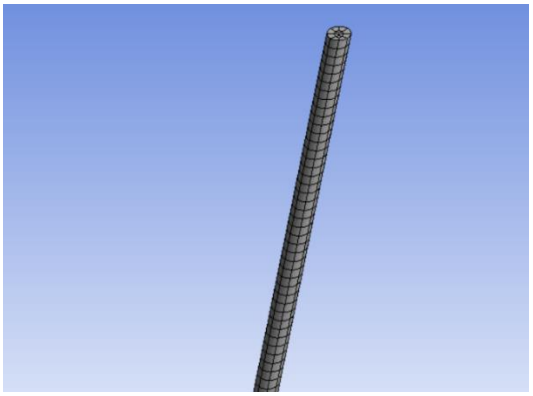


Рисунок 4.10 – Стержень в расчетной модели

Из представленных в ANSYS моделей бетона для нашего исследования применена модель [224], реализующая неассоциированный закон пластического течения. Так как в данной части работы моделирование проводили для сравнительной оценки НДС стержней, возникающего в испытанных образцах, то для арматуры были заданы параметры как для упругого изотропного тела.

Общая структура модели показана на рисунке 4.12. При моделировании связи в зоне изгиба стержня стремились к созданию односторонней связи в направлении, перпендикулярном оси стержня, т. е. к такой связи, которая бы передавала сжимающие напряжения от стержня бетону и не препятствовала отрыву стержня от бетона с противоположной стороны. Это решение было реализовано применением связи типа «rough» между конечными элементами стержня и призмы (рисунок 4.11). Связи трения не применяли, так как для задач моделирования проскальзывание стержня значения не имело.

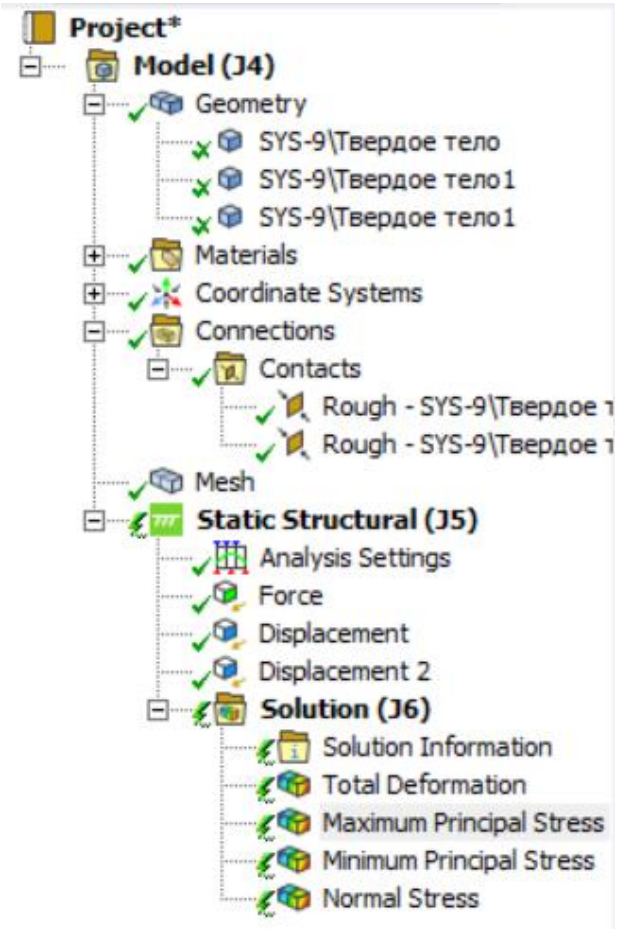


Рисунок 4.12 – Структура модели

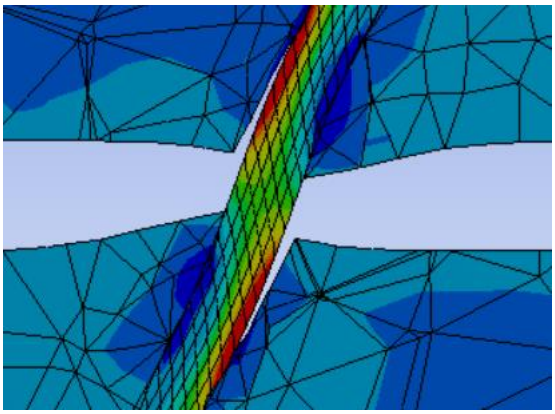


Рисунок 4.11 – Деформированное состояние тел в области пересечения стержня с трещиной

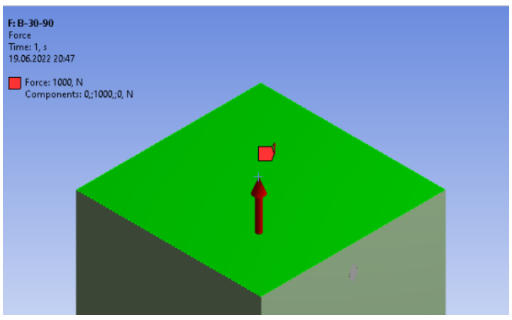


Рисунок 4.13 – Нагрузка, действующая на модель

Расчеты по представленной модели выполнены для всех испытанных образцов (п. 2.3). К расчетным моделям всех образцов прикладывали одинаковое растягивающее усилие 1 кН (рисунок 4.13). После расчета анализировали нормальные, максимальные и минимальные главные напряжения в стержнях (п. 5.2).

Расчетные КЭ-модели для прямоугольных балок с композитными хомутами создавали в ПК ABAQUS. Приняты восьмиузловые объемные конечные элементы (рисунок 4.14, а и б). При исследовании балок, разрушившихся по бетону над вершиной наклонной трещины, хомуты моделировали стержневыми КЭ, а в балках с разрушением из-за разрыва хомутов – объемными КЭ. Кроме того, во втором случае в исследуемой зоне задавали искусственную трещину, проведенную под углом, зафиксированным при испытаниях (рисунок 4.14, в). Диаграммы деформирования бетона и АКП назначены в соответствии с их описанием соответственно в пп. 3.3.1 и 3.4.3.

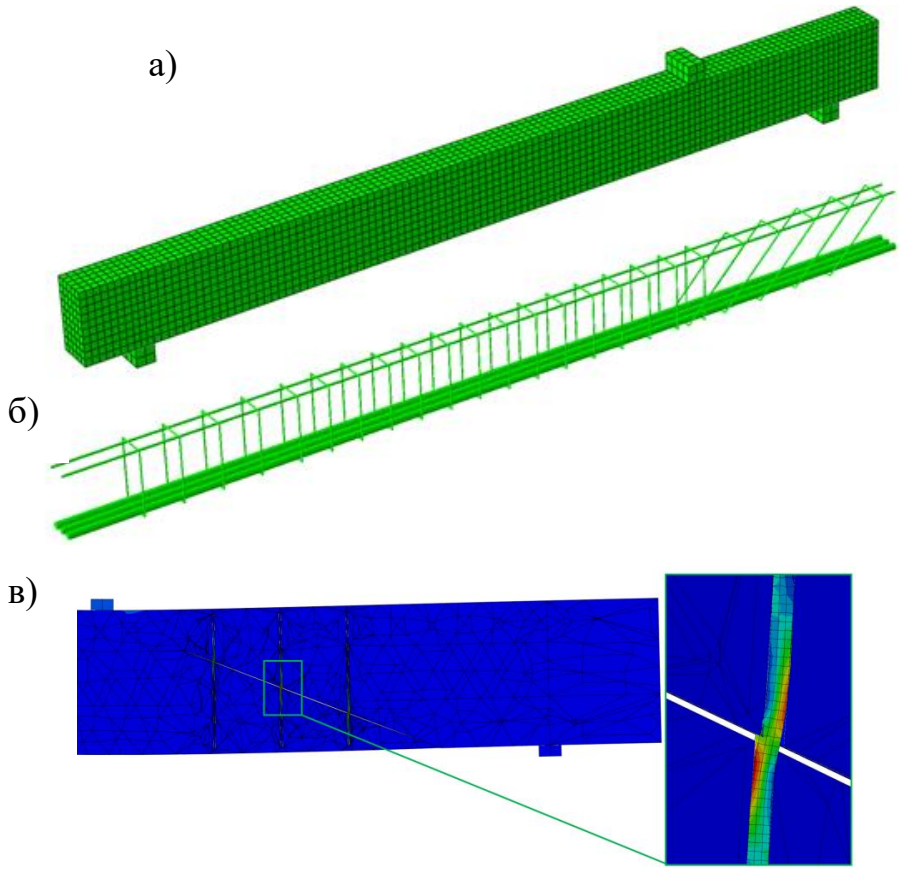


Рисунок 4.14 – Конечно-элементная модель балки (а), ее арматурного каркаса (б) и НДС стержня в пересечении с трещиной (в)

Численные исследования работы на поперечную силу с разрушением балок по бетону над наклонной трещиной включал моделирование наших образцов (п. 2.8), а также балок [183] и [302]. Численный анализ НДС с разрывом композитной поперечной арматуры выполнен для результатов наших испытаний двутавровых и прямоугольных балок и экспериментальных исследований, описанных в п. 4.2.1. Анализ и сравнение опытных и теоретических данных по прочности и деформативности образцов выполнен в пп. 5.4.2 и 6.2.1.

4.3 Создание выборок из экспериментальных работ для нейросетевых и регрессионных моделей сопротивления балок действию поперечных сил

Для построения нейросетевых и регрессионных моделей *для расчета прочности тонких стенок* по наклонным бетонным полосам, использовали выборку, приведенную в таблице А.1 приложения А. Она сформирована из результатов собственных экспериментальных исследований и данных из опубликованных работ других авторов [1, 209, 253].

В качестве выходного параметра назначали опытную разрушающую нагрузку $Q_{ИНС}$ (y). Принятый набор факторов-аргументов включал семь переменных: пролет среза a/h_0 (x_1) и конструктивные параметры балок α (x_2), b (x_3), h_0 (x_4), R_b (x_5), μ_{sw} (x_6). Согласно рекомендациям [7, 79], для обеспечения статистической значимости число наблюдений должно превышать число независимых переменных в 4–5 раз. Для рассматриваемой выборки это условие выполняется: она включает 44 результата испытаний, что в 5,5 раза больше числа принятых факторов [57].

Для обучения ИНС по методике, изложенной в п. 3.5.3, использовали выборку *по прочности наклонных сечений* двутавровых СВПБ-балок *без поперечной арматуры* (таблица А.2 приложения А), сформированную из результатов 70 испытаний: 6 собственных, описанных в п. 2.6, и 64 опытов, опубликованных другими авторами [103, 199, 208, 215, 225, 241, 291, 292, 293, 309, 320].

По разработанному алгоритму (п. 3.5.3) построены *регрессионные модели для выполнения инженерных расчетов двутавровых СВПБ-балок на действие поперечных сил* [67].

На *первом этапе* регрессионная зависимость получена для прочности балок без фибрового и стержневого поперечного армирования. Эта же величина будет выступать в роли вклада бетона Q_b при определении формул для балок с фибровым и поперечным стержневым армированием. Экспериментальная база данных для работы на этом этапе (таблица А.3 приложения А) включает результаты испытаний на поперечную силу прямоугольных и двутавровых балок из высокопрочного и сверхвысокопрочного бетонов без фибрового и стержневого поперечного армирования.

На *втором этапе* анализа регрессионная зависимость построена для СВПБ-балок, армированных фибрами, но не имеющих стержневого армирования наклонных сечений. Использованная при этом база данных (таблица А.4 приложения А) объединяет результаты собственных испытаний и других исследований сопротивления поперечной силе балок таврового и двутаврового сечений из сверхвысокопрочного бетона с фибрами без поперечной арматуры [67].

4.4 Выводы по главе 4

1. Для проверки разработанных методов расчета конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов с использованием цифровых технологий ***проведен цикл системных комплексных численных исследований*** изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений из СВПБ и АКП, включая порядок создания, оптимизации и калибровки моделей.

2. Построены ***пространственные конечно-элементные модели балок прямоугольного сечения в ПК ABAQUS для расчета по нормальным и наклонным сечениям*** с использованием принципа обратного моделирования – с идентификацией параметров по результатам испытаний – и заданием композитных стержней в наклонных трещинах со сдвигом берегов трехмерными элементами с ортотропными свойствами.

3. Разработана ***методика конечно-элементных расчетов двутавровых балок из СВПБ и балок с композитной поперечной арматурой на поперечную силу***, реализующая деформационные модели железобетона при плоском НДС в программном комплексе OpenSees, в который включены новые классы СВПБ и АКП материалов.

Созданы компьютерные программы для расчета двутавровых балок из СВПБ и АКП. Калибровкой по широкомасштабным опытным результатам определены оптимальные значения вариативных параметров КЭ-моделей с лучшей сходимостью опытных и теоретических данных.

4. ***Сформированы и структурированы представительные выборки экспериментальных исследований*** для построения нейросетевых и регрессионных моделей сопротивления балок из СВПБ и АКП при действии поперечных сил и их последующей проверки.

5 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАБОТЫ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

5.1 Характеристики разработанных составов сверхвысокопрочных бетонов и фибробетонов

Всего испытаны 26 вариантов стандартных кубов и призм (таблица 5.1), разделенных на группы (рисунки 5.1 и 5.2) в зависимости от составов [64]. В группе «*A*» – составы только с КП и различными Ц/П, в группах «*B*» и «*C*» – КП и МП с варьируемым содержанием МК, в группах «*D*» и «*E*» – КП и МК 2:1 с переменным количеством МК [64].

Таблица 5.1 – Удобоукладываемость бетонной смеси и прочность контрольных образцов [6]

№ состава	Расплыв конуса, мм	Прочность на растяжение при изгибе, МПа	Прочность на сжатие, МПа
1	215	3,62	50,69
2	215	2,51	49,61
3	**220**	**4,44**	**56,27**
4	222	3,95	47,05
5	219	3,98	48,79
6	230	4,60	134,61
7	190	6,09	142,80
8	180	5,59	115,24
9	180	5,74	134,68
10	180	5,60	123,91
11	210	5,64	125,33
12	185	7,49	135,51
13	180	5,69	125,02
14	220	5,57	120,64
15	230	4,91	133,95
16	235	5,01	134,13
17	240	7,34	141,35
18	230	5,18	127,78
19	**210**	**7,93**	**145,82**

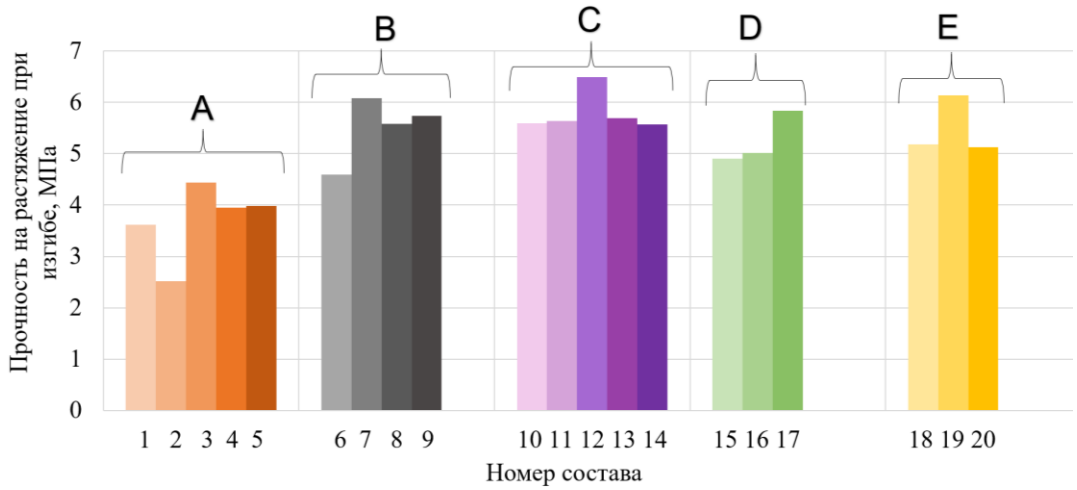


Рисунок 5.1 – Прочность на растяжение при изгибе бетонов без фибр [64]

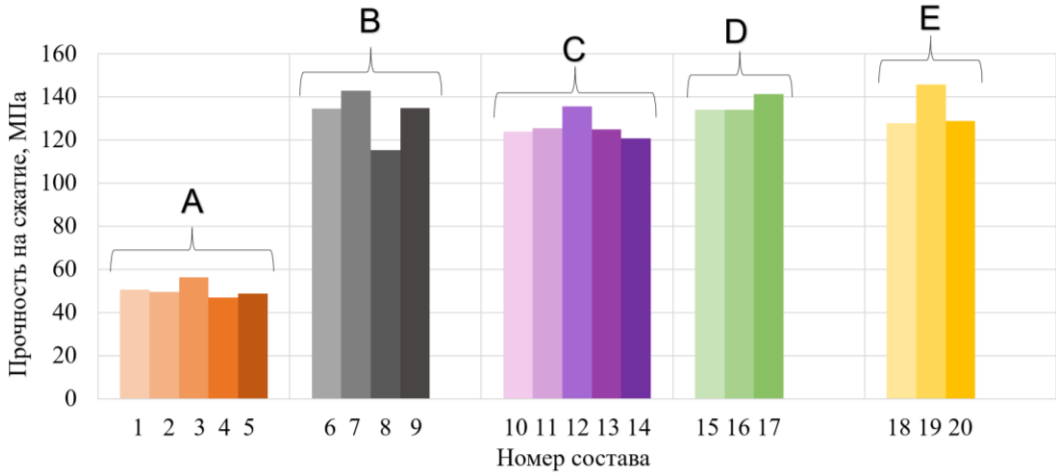


Рисунок 5.2 – Прочность на сжатие бетонов без фибр [64]

Для последующих исследований по итогам испытаний на стадии I выбран состав 3 с Ц/П = 1, показавший наиболее высокую прочность. Увеличение содержания МК не сопровождалось изменением прочности бетона (группы B–E). Наиболее высокие показатели были получены при отношении МК/Ц = 0,2: прочность при сжатии оказалась на 10% выше по сравнению с остальными группами, при растяжении — на 17%. Окончательного для стадии III был принят состав 19 с прочностью при сжатие 145,8 МПа, при растяжении – 6,13 МПа [64].

Рост прочности на сжатие с течением времени после температурно-влажностной обработки был незначительным (рисунок 5.3). Наибольшую разницу между значениями прочности в возрасте 7 и 28 суток – около 10% – показали образцы, изготовленные из состава №25, в остальных случаях – не более 4%. Для прочности на растяжение изменение во времени соответствовало аналогичной зависимости.

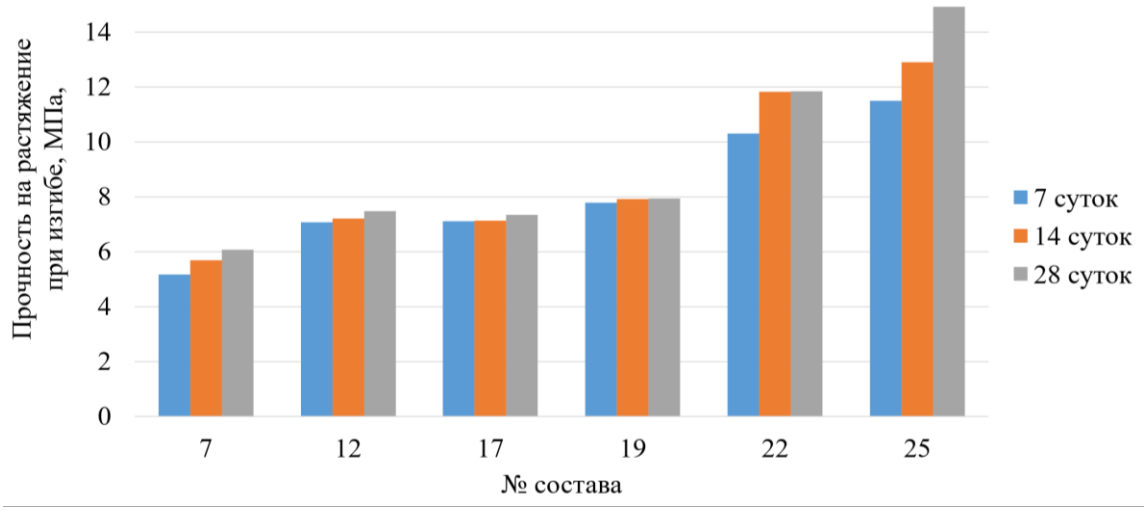


Рисунок 5.3 – Изменение во времени прочности бетонов на сжатие [64]

Добавление фибр существенно повысило прочность бетона на растяжение на III стадии в сравнении с образцами из состава №19, принятого за основу на II стадии. При содержании фибр μ_{fv} = 1% прочность на растяжение выросла в 1,3 и 2,3 раза у образцов с прямыми и волновыми фибрами соответственно. С другой стороны, прочность на сжатие увеличилась на 8–18% только при добавлении волновых фибр. Рост прочности на сжатие при добавлении прямых фибр даже при максимальной концентрации μ_{fv} = 2% не превысил 3%. Расплыв мини-конуса для составов с фибрами был 180–240 мм. Это значение подвижности бетона можно считать удовлетворительным для самоуплотняющегося СВПБ [92].

С увеличением μ_{fv} с 1 до 2% интенсивно росла прочность на растяжение у образцов с прямыми фибрами (рисунок 5.4, а) на 82%, а с волновыми фибрами – лишь 10%. Прочность на сжатие увеличилась с ростом содержания фибр на 2% в образцах с прямой и на 9% – с волновыми фибрами (рисунок 5.4, б). Следует отметить, что рост прочности во всех случаях был близок к линейному.

Прочность бетона с волновыми фибрами оказалась существенно выше, чем с прямой. По прочности на растяжение максимальные 79% получены при наименьшем μ_{fv} = 1% (образцы 21 и 24 в таблице 5.2). С ростом μ_{fv} разница в прочности на растяжение между образцами с прямыми и волновыми фибрами сокращалась и при μ_{fv} = 2% составила 8%, а по прочности на сжатие, напротив, уменьшилась: при μ_{fv} = 1 и 2% она составила соответственно 7 и 15% [64].

а) б)

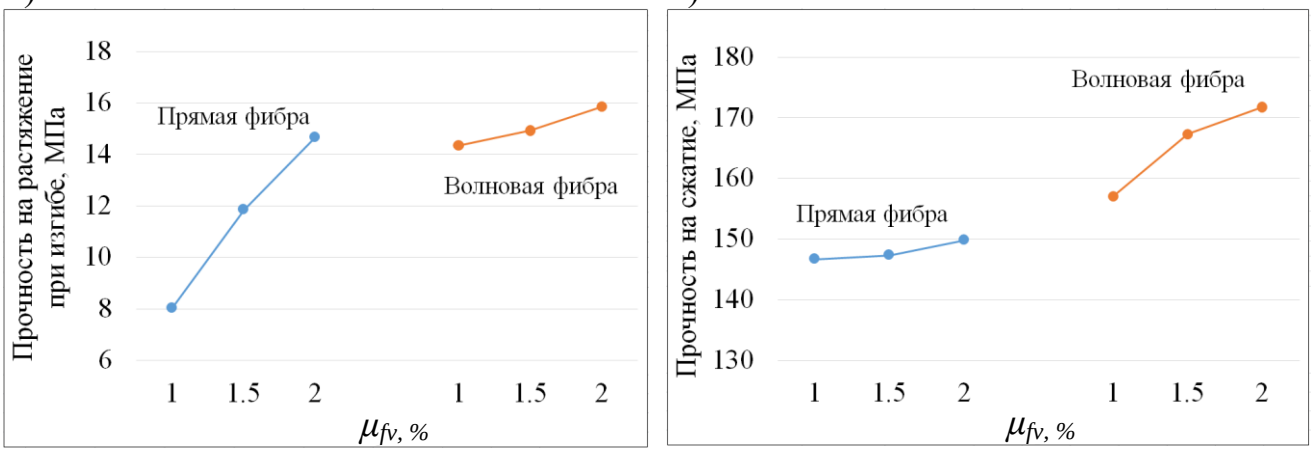


Рисунок 5.4 – Прочность бетона на растяжение при изгибе (а) и сжатии (б) при разном содержании фибр [64]

Таблица 5.2 – Результаты испытания образцов СВПБ

№ состава	R, МПа	R_b, МПа	E_0, МПа	$\varepsilon_0,\cdot 10^{-5}$	R_{tb}, МПа	R_{Fel}, МПа	R_{fbt3}, МПа
19	125	111,3	40530	310	7,93	–	–
21	145	120,1	43880	314	9,7	7,1	3,88
22	151	120,5	43930	316	11,85	12,08	7,648
23	153	122	43970	319	16,51	15,84	10,11
24	150	121	44260	314	13,4	11,55	8,21
25	156	123,5	44935	316	14,93	15,28	9,39
26	158	125	45220	317	25,1	23,62	19,78

Диаграммы развития прогибов и перемещений внешних граней надреза образцов при испытании на растяжение при изгибе являются одним из наиболее информативных средств оценки трещиностойкости фибробетонов [49]. На рисунке 5.5 показаны диаграммы деформирования, полученные в результате испытаний на остаточную прочность на растяжение при изгибе образцов-балок. По горизонтальной оси отложены значения перемещений внешних граней надреза a_f, мм, по вертикальной – нормальные напряжения, МПа, по формуле $\sigma = \frac{3Fl}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2}$, где F –нагрузка, кН; l – пролет (550 мм); b – ширина сечения (150 мм); h_{sp} – отрезок между вершиной надреза и верхней гранью образца (125 мм) [64].

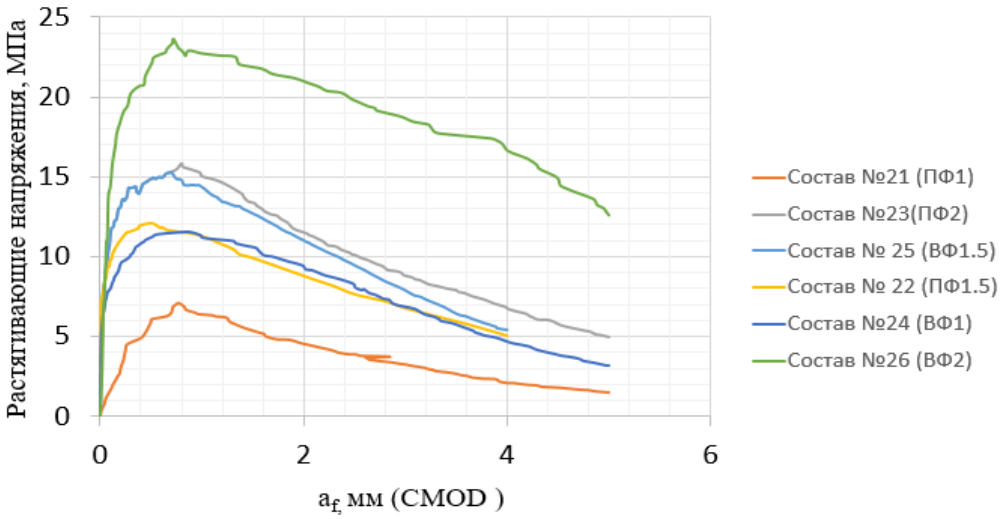


Рисунок 5.5 – Зависимость между напряжениями и перемещением внешних граней надреза

В таблицу 5.2 сведены физико-механические характеристики бетонов по составам №19 (μ_{fv} = 0), 21 (μ_{fv} = 1%, ПФ), 23 (μ_{fv} = 2%, ПФ), 24 (μ_{fv} = 1%, ВФ) и 26 (μ_{fv} = 2%, ВФ). Определение физико-механических характеристик производили испытаниями по методикам, описанным в п. 2.2.

5.2 Особенности результатов специальных экспериментальных исследований композитной арматуры

Оригинальные испытания образцов, имитирующих работу композитных стержней в наклонных сечениях (п. 2.3), имели шифры по параметрам наклонного сечения: вертикальное В или наклонное Н расположение хомутов, первая цифра – угол между трещиной и осью балки, вторая – угол между трещиной и равнодействующей в сечении. Все образцы разрушились вследствие разрыва стержней по искусственной трещине без признаков проскальзывания и выкалывания бетона вокруг стержня (рисунок 5.6).



Рисунок 5.6 – Испытанные опытные образцы

На рисунке 5.7 сопоставлены значения разрушающих усилий образцов, имитирующих НДС вертикальной и наклонной поперечной арматуры. На рисунках 5.8 и 5.9 показаны зависимости разрушающего усилия от угла между трещиной и осью балки.

В трех парах из семи рассмотренных разрушающее усилие для наклонного поперечного армирования было выше, чем для вертикального. Иная картина наблюдается лишь при наклонах трещины 30º и равнодействующего усилия 60º. В оставшихся случаях разница значений в парах невелика. Среднее отношение разрушающих усилий N_{ult} для наклонного и вертикального армирования по всем испытаниям составило 1,14.

На диаграмме выделена пара 45-90. Такое сочетание углов наклона трещины и угла наклона равнодействующей наиболее важно. Угол 45º соответствует наиболее вероятной траектории наклонных трещин, что отражено в модели ферменной аналогии зарубежных норм. Угол 90º соответствует направлению действия главных растягивающих напряжений. При таком сочетании углов разница N_{ult} в пользу наклонного армирования составила 47%.

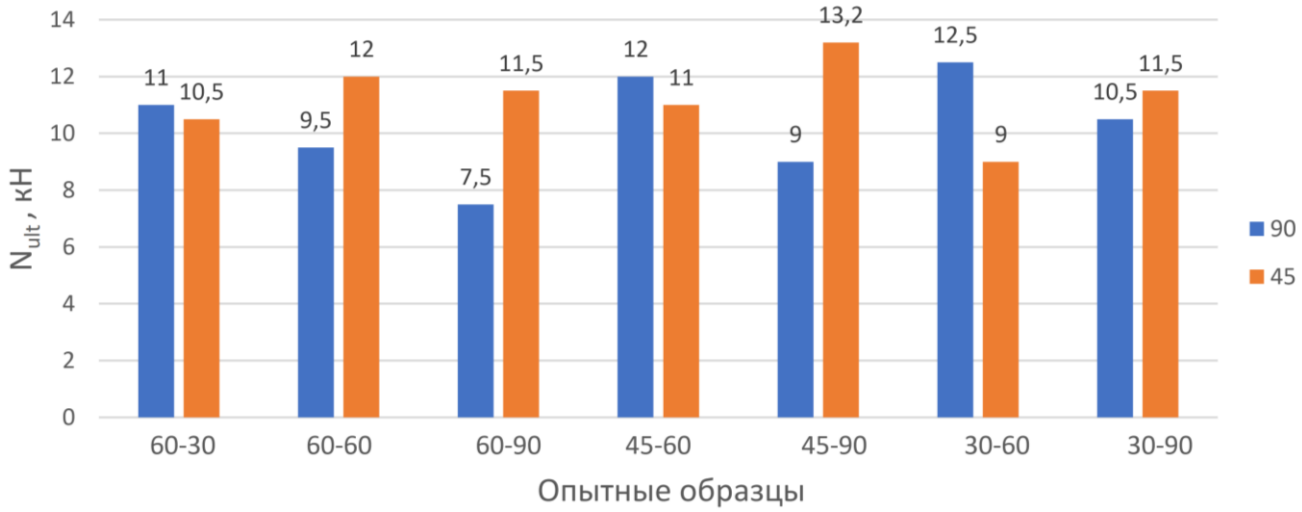


Рисунок 5.7 – Сравнение разрушающих усилий образцов для случаев с разными углами наклона поперечной арматуры

Для зависимости N_{ult} от наклона трещины для вертикального и наклонного армирования (рисунки 5.8 и 5.9) наблюдаются противоположные тенденции. В первом случае разрушающее усилие на всем диапазоне снижается (до 30%), во втором – возрастает (до 33%). С ростом пролета среза угол наклона косой трещины

имеет тенденцию к уменьшению. Поэтому полученные результаты также указывают на бóльшую эффективность наклонного армирования для наиболее часто встречающихся случаев средних (до $2h_0$) и больших (свыше $2h_0$) пролетов среза.

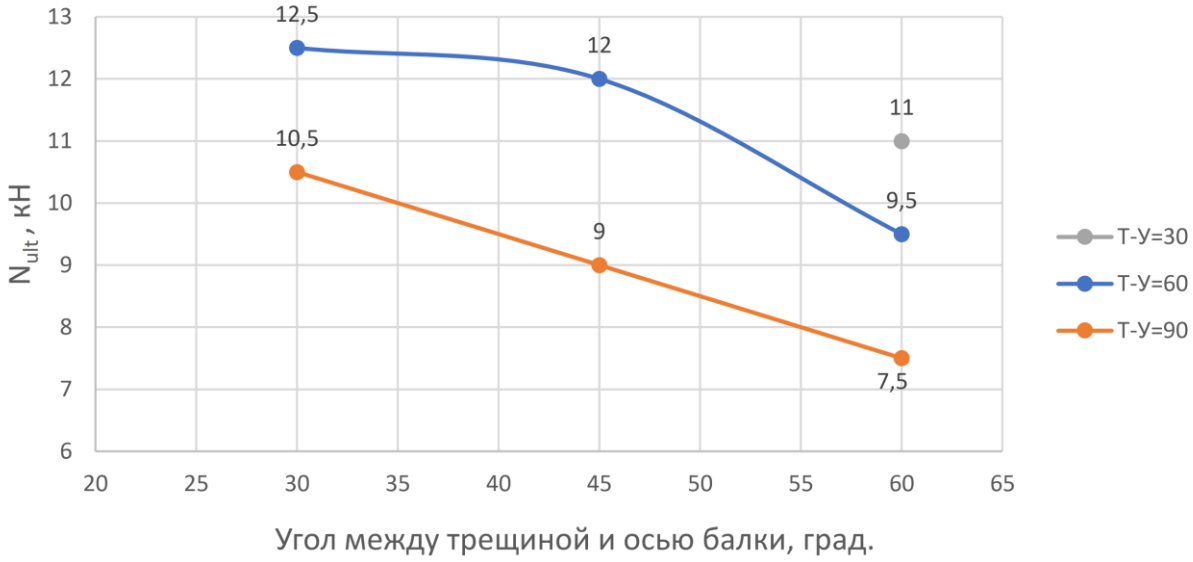


Рисунок 5.8 – Зависимость разрушающего усилия от угла между трещиной и осью балки для *вертикального* армирования

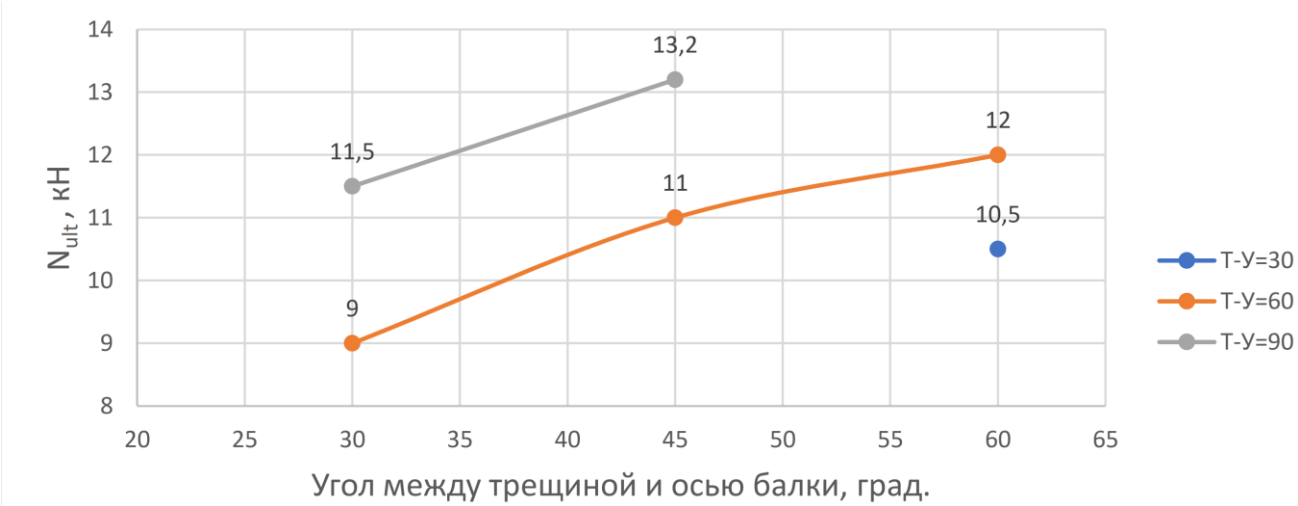


Рисунок 5.9 – Зависимость разрушающего усилия от угла между трещиной и осью балки для *наклонного* армирования

На рисунках в таблице 5.3 показаны примеры изополей нормальных, максимальных и минимальных главных напряжений в стержнях по расчетной модели, представленной в п. 4.2.3. К конечно-элементным моделям всех образцов прикладывали одинаковое растягивающее усилие 1 кН. В таблице 5.4 значения N_{ult} совмещены с расчетными максимальными и минимальными главными напряжениями в стержнях.

Таблица 5.3 – Примеры расчетных НДС АКП при имитации работы в наклонных сечениях

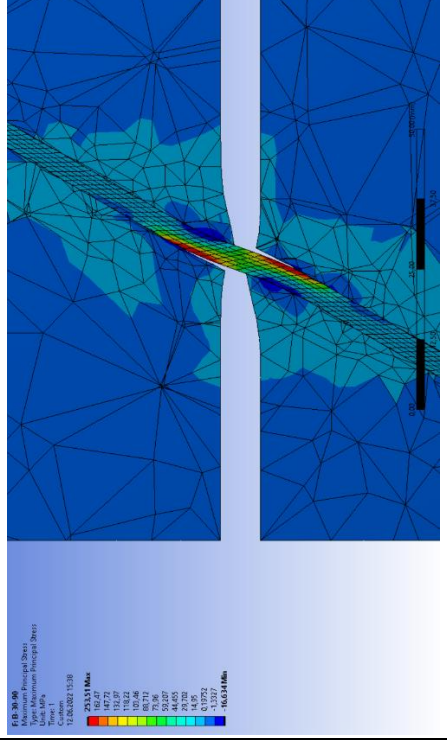
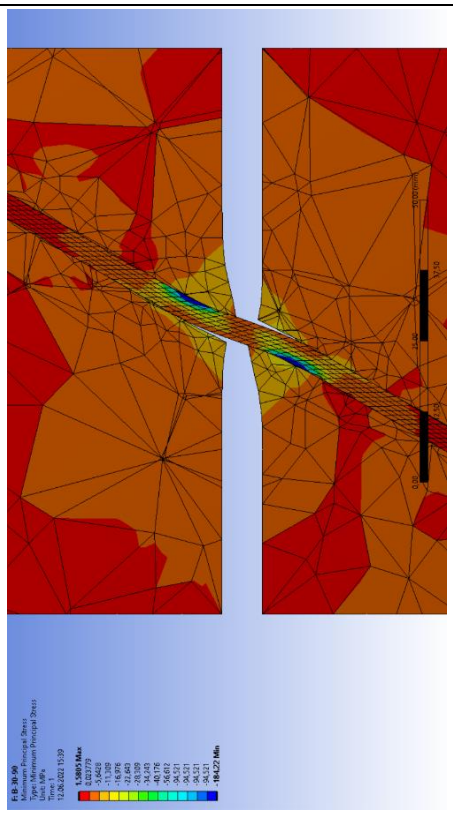
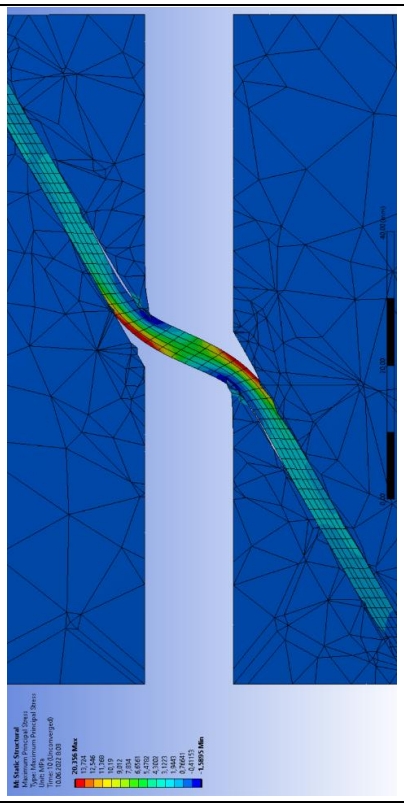
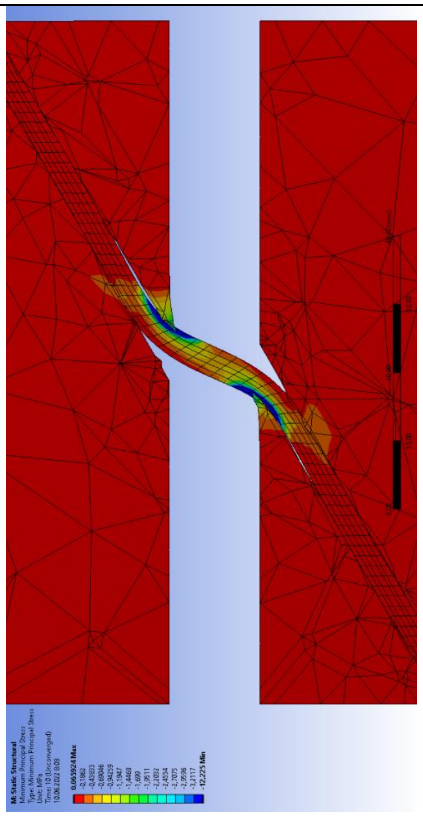
Шифр	Максимальные главные напряжения	Минимальные главные напряжения
В-30-90		
В-45-60		

Таблица 5.4 – Параметры образцов, результаты их испытаний и численного моделирования

Шифр образца	N_{ult}, кН	Угол наклона трещины, град	Усилие – стержень, град	Трещина – стержень, град	Усилие – трещина, град	Максимальные главные напряжения, МПа	Минимальные главные напряжения, МПа
В-30-60	12,5	30	0	30	60	87	-10
В-30-90	10,5	30	30	30	90	253	-187
В-45-60	12	45	15	45	60	205	-190
В-45-90	9	45	45	45	90	225	-83
В-60-30	11	60	0	60	30	92	-20
В-60-60	9,5	60	30	60	60	112	-34
В-60-90	7,5	60	60	60	90	215	-12
Н-30-60	9	30	45	75	60	380	-304
Н-30-90	11,5	30	15	75	90	182	-107
Н-45-60	11	45	30	90	60	263	-217
Н-45-90	13,2	45	0	90	90	82	-7,5
Н-60-30	10,5	60	45	105	30	301	-250
Н-60-60	12	60	15	105	60	252	-203
Н-60-90	11,5	60	15	105	90	182	-107

Максимальные главные напряжения возрастают с увеличением угла между направлением растягивающего усилия и направлением стержня (рисунок 5.10). Исходя из этого, более удачным следует считать расположение поперечной арматуры при минимальном угле между двумя этими направлениями. Однако из диаграммы видно, что на всем диапазоне этого угла достаточно равномерно располагаются точки, соответствующие как наклонному, так и вертикальному поперечному армированию. Следовательно, в этом отношении ни одна из этих схем армирования не оказывается выигрышной в сравнении с другой.

Иначе обстоит дело с углом между косой трещиной и стержнем (рисунок 5.11). Здесь опыты с балками с вертикальным и наклонным армированием оказываются четко разделенными на две группы с бóльшими значениями для балок с наклонным армированием. Однако угол между косой трещиной и стержнем не оказывает существенного влияния на величину максимальных главных напряжений: значения достаточно равномерны в диапазоне 100 – 300 МПа с одним лишь выбросом в бóльшую сторону.

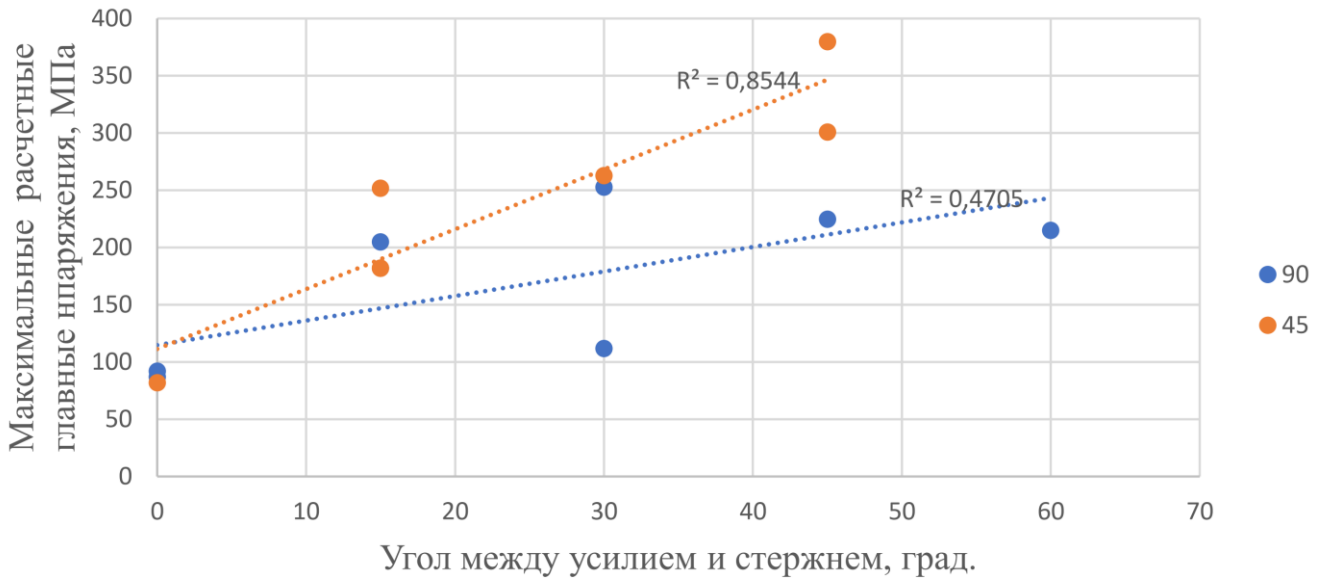


Рисунок 5.10 – Зависимость между расчетными максимальными главными напряжениями и углом между усилием и стержнем

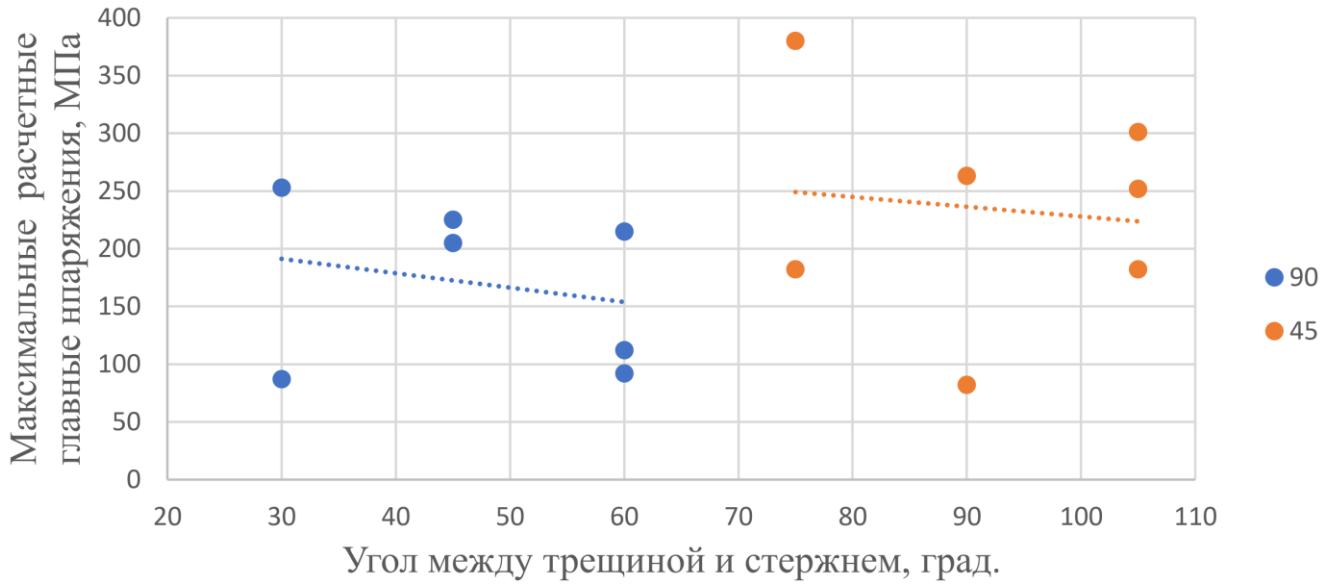


Рисунок 5.11 – Зависимость между расчетными максимальными главными напряжениями и углом между косой трещиной и стержнем

На точечной диаграмме (рисунок 5.12), построенной по таблице 5.4, видна обратная зависимость между расчетными максимальными главными напряжениями и опытными разрушающими усилиями, т. е. несущая способность снижается с увеличением главных напряжений, полученных компьютерным моделированием. Экспоненциальный тренд, построенный по точкам средствами EXCEL, близок к линейному с большим разбросом значений относительно тренда.

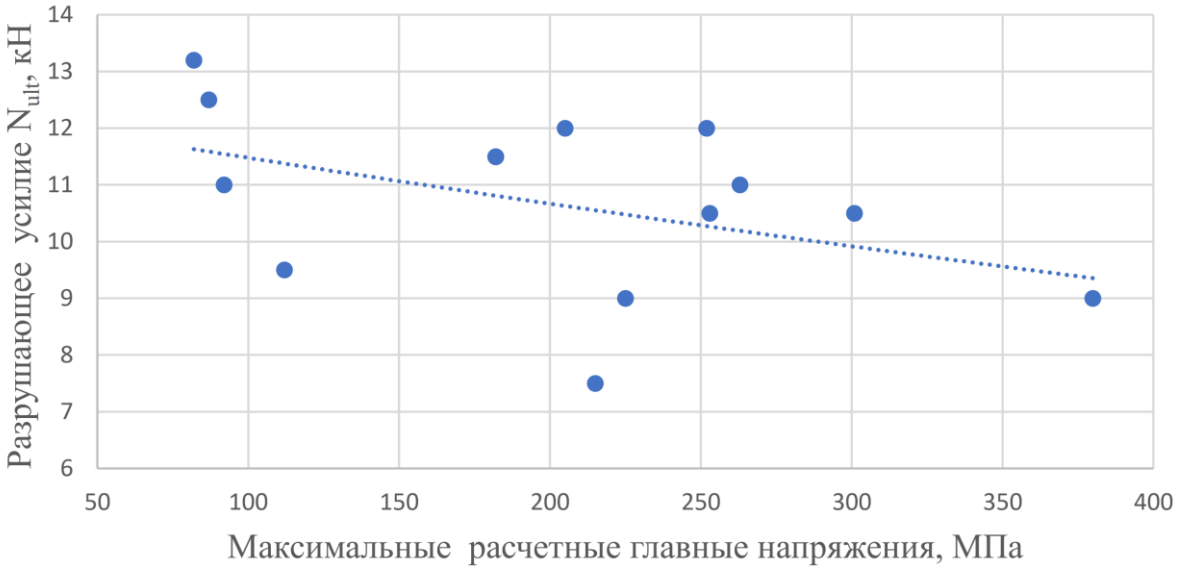


Рисунок 5.12 – Зависимость между расчетными максимальными главными напряжениями и опытными разрушающими нагрузками (без разделения по углам наклона арматуры)

На рисунке 5.13 диаграмма построена с разделением по цвету в соответствии с углами наклона поперечной арматуры в балках – 45° и 90° (цвета по таблице 5.4). Очевидно, что в верхней части диаграммы располагаются точки, соответствующие наклонным расположениям арматуры. Тем самым, при близких уровнях главных напряжений несущая способность наклонной поперечной арматуры оказывается более высокой, чем вертикальной.

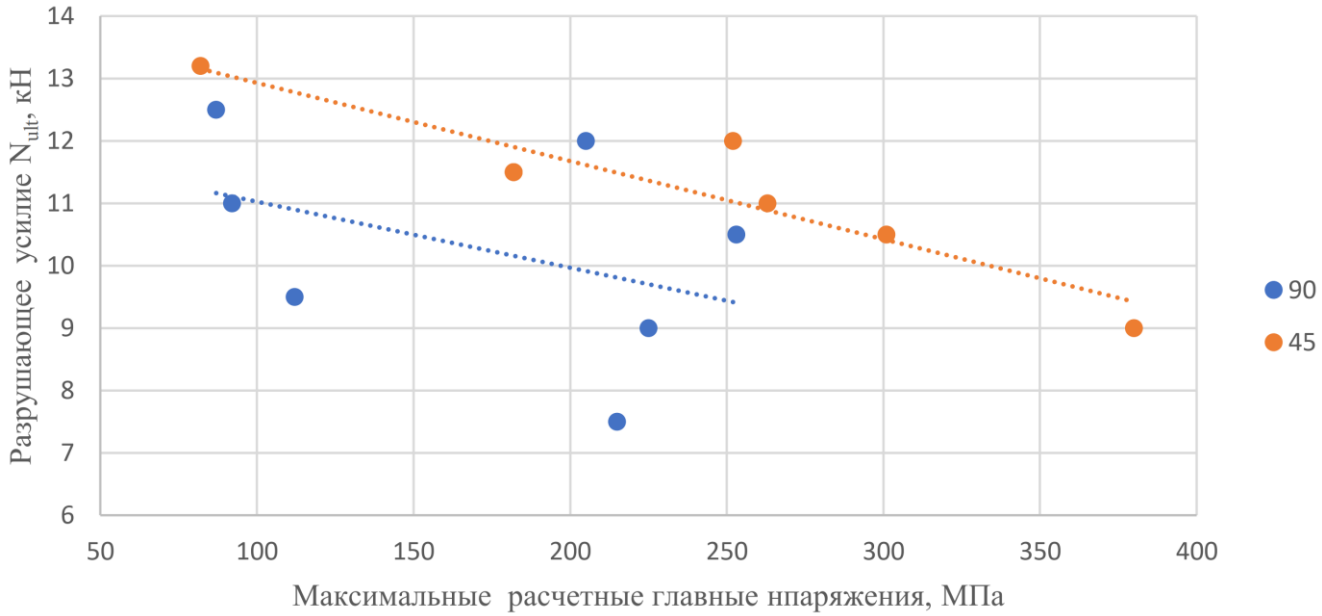


Рисунок 5.13 – Зависимость между расчетными максимальными главными напряжениями и опытными разрушающими нагрузками (с разделением по углам наклона арматуры)

5.3 Отличия прочности, жесткости и трещиностойкости СВПБ-балок

Разрушение балок групп 1, 2 и 3 (μ_s = 0,31, 0,87 и 2,56%) произошло вследствие раздробления бетона сжатой зоны после наступления текучести продольной арматуры. Во всех фибробетонных балках этих групп на поздних этапах нагружения одна из нормальных трещин начинала раскрываться интенсивнее – происходила локализация деформаций растянутой зоны, вызванная началом прогрессирующего выдергивания фибр в одном сечении (см. рисунок 5.14). Ближе к разрушению балок критическая трещина распространялась на высоту до 0,9h, в балках из группы 3 – до 0,7h. В балках группы 4 с μ_s = 5,13% (с фибровым армированием и без него), текучесть арматуры не наступила.

а)

б)

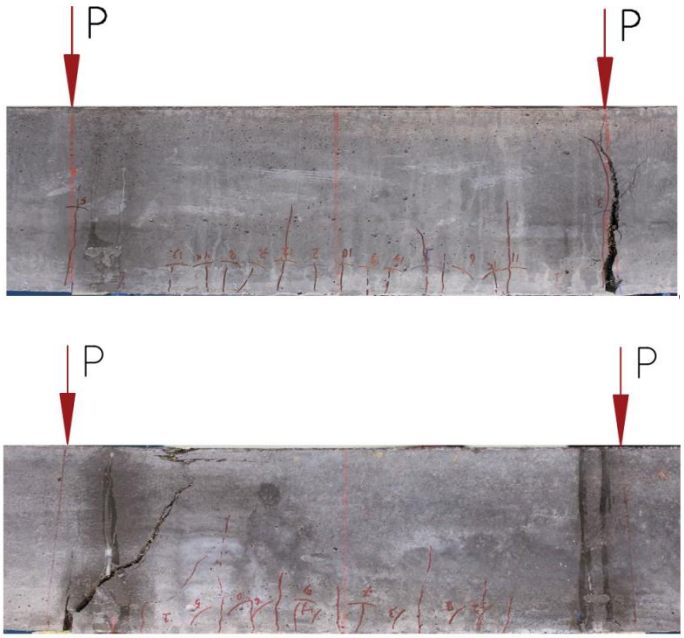


Рисунок 5.14 – Вид балок после разрушения: а) балка ВФ2-030; б) балка ПФ1-085

На примере графиков «момент-прогиб» (рисунок 5.15) эталонных балок без фибрового армирования (балки Ф0-…) и опытных балок с содержанием волновых фибр μ_{fv} = 1% (балки ВФ1-…) рассмотрен *характер поведения балок* при μ_s = 0,31, 0,87 и 2,56% (для балок с прямыми фибрами и другими значениями μ_{fv} наблюдаемые закономерности аналогичны) [53]. При μ_s = 2,56% сопротивление балок после локализации продолжало расти. При μ_s = 0,87% рост сопротивления на этой стадии был малозаметным. При μ_s = 0,31% сразу за локализацией трещин шло падение сопротивления, характеризуемое ниспадающей ветвью прогибов.

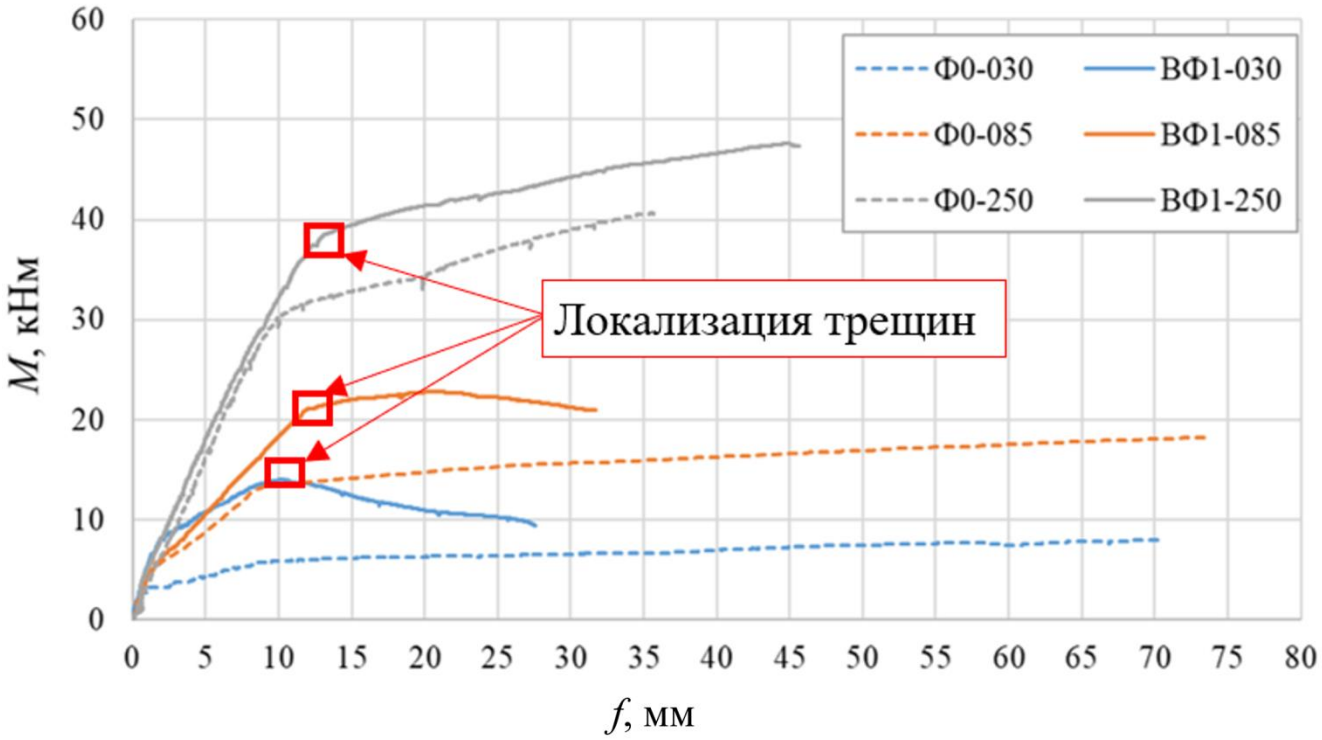


Рисунок 5.15 – Графики роста прогибов балок [53]

Таким образом, для балок с μ_s = 0,31 и 0,87% нагрузка локализации трещин являлась разрушающей. В этих балках растягивающая сила, воспринимаемая фибробетоном, оказывается больше силы, которую может воспринять арматура в стадии самоупрочнения. По достижении напряжениями в растянутой зоне сопротивления фибробетона и выключения его из работы усилия перераспределяются на арматуру, не способную их воспринять. В балках же с μ_s = 2,56% после локализации трещин усилия в арматуре в стадии самоупрочнения компенсируют упавшее сопротивление фибр. Работа арматуры продолжается вплоть до разрушения бетона сжатой зоны [53].

Внутри групп 1, 2 и 4 (μ_s = 0,31, 0,87 и 5,1%) момент образования нормальных трещин M_{crc} увеличивался с ростом концентрации фибр μ_{fv}. Во всех группах вплоть до исчерпания несущей способности раскрытие трещин не более 0,25 мм. Таким образом, при эксплуатационных нагрузках ширина раскрытия трещин СВПБ-балок не превышает предельных $a_{crc,ult}$=0,3–0,4 мм, установленных нормами.

Деформации бетона сжатой грани балок измеряли в пяти точках, получены предельные деформации сжатого бетона в нормальных сечениях. В балках групп 3

и 4 и образцах без фибр групп 1 и 2 максимальные краевые деформации бетона составили 260–370·10^{-5}, превышая предельную сжимаемость СВПБ ε_0 в призмах.

В фибробетонных балках групп 1 и 2, разрушившихся по локализованной критической трещине, максимальные краевые деформации сжатия колеблются в диапазоне 60–310·10^{-5} (рисунок 5.16). Это объясняется влиянием критической трещины на деформации сжатого бетона в сечении.

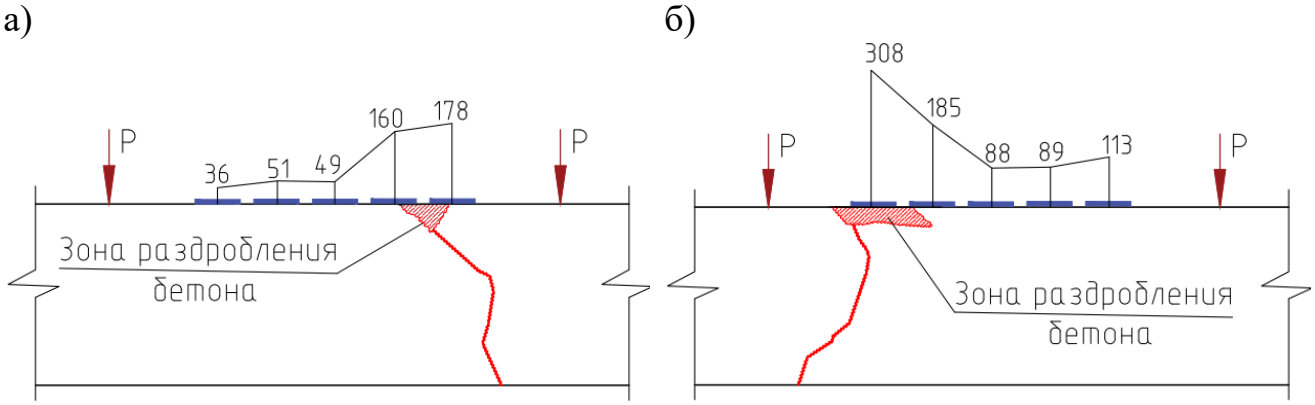


Рисунок 5.16 – Эпюры краевых деформаций укорочения бетона балок ВФ1-030 (а) и ПФ1-085 (б)

Под *несущей способностью балок* M_p (рисунок 5.17) будем понимать значения моментов, соответствующие вершинам графиков прогибов.

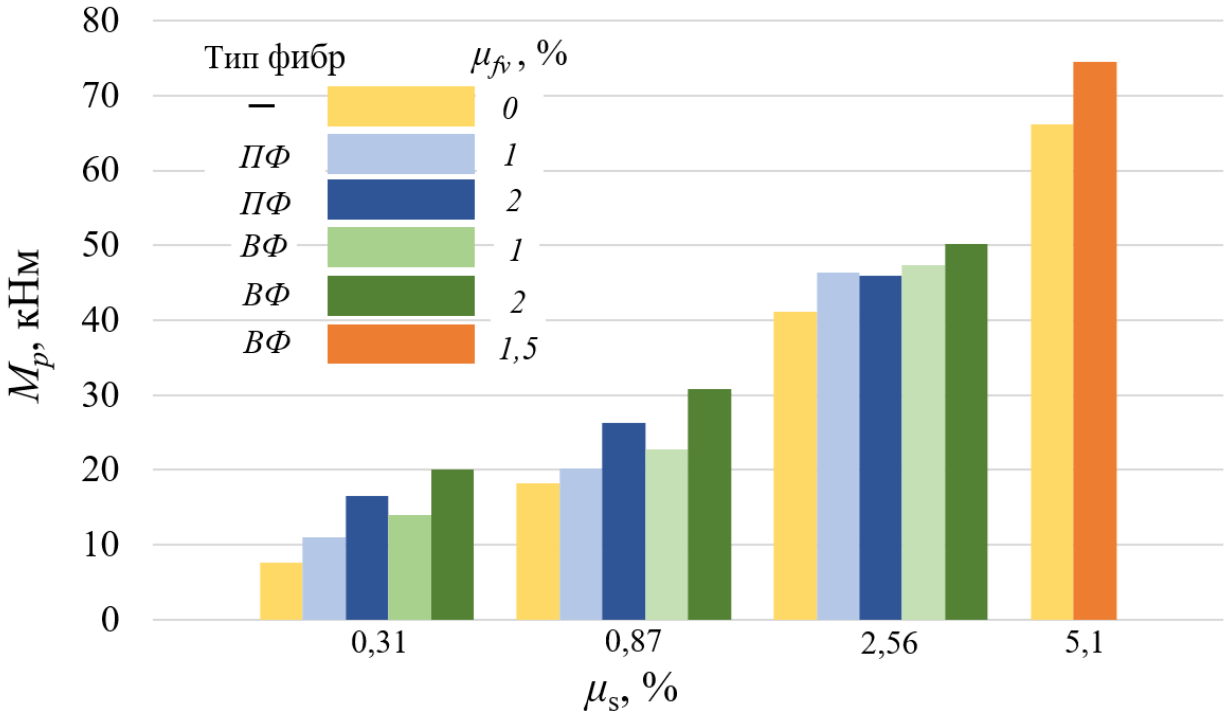


Рисунок 5.17 – Зависимость несущей способности балок M_p от содержания продольной арматуры и фибр [87]

Прирост несущей способности балок с фибрами снижается с увеличением стержневого армирования. Так, при добавлении прямых фибр в количестве 1% прирост M_p с 44% при μ_s = 0,31% снизился до 12% при μ_s = 5,1%. Увеличение концентрации фибр μ_{fv} дало наибольший эффект в группе 1 с μ_s = 0,31% – разница в прочности балок с μ_{fv} = 1 и 2% составила примерно 47%. При μ_s = 0,87% увеличение μ_{fv} повысило несущую способность балок до 32%, а при μ_s = 2,56% и заметного влияния не оказало. Отсутствие влияния μ_{fv} на несущую способность балок с высоким содержанием арматуры отмечено и в других работах [146].

Волновые фибры повышают сопротивление растяжению СВПБ в большей мере, чем прямые – в группах 1 и 2 (μ_s = 0,31 и 0,87%) замена прямых фибр на волновые привела к росту M_p на 12–25%. В свою очередь, в группе 3 (μ_s = 2,56%) влияние формы фибр на несущую способность балок почти незаметно; здесь эффект от волновых фибр нивелирован недостаточно качественным их распределением в растянутой зоне, насыщенной стержневой арматурой.

Исчерпание несущей способности балок сразу вслед за локализацией трещин является нежелательным, и исключение этого может быть достигнуто введением минимального коэффициента продольного армирования [53].

В сечении с критической трещиной в момент ее раскрытия напряжения в арматуре достигают предела текучести и можно утверждать, что работа балки после локализации трещины будет определена соотношением усилия F_s, воспринимаемого арматурой после текучести, и усилия F_c, воспринимаемого фибробетоном растянутой зоны перед локализацией трещины. При $F_s > F_c$ балка продолжит работу за счет арматуры.

Для F_s и F_c примем:

$$F_s = (\sigma_в - \sigma_m)\cdot A_s; \quad (5.1)$$

$$F_c = k\cdot A_c \cdot R_{fbt}, \quad (5.2)$$

где $\sigma_в$ и σ_m – временное сопротивление разрыву и предел текучести арматуры; A_s – площадь арматуры; k – интегральный коэффициент, учитывающий отличие НДС растянутого бетона в нормальном сечении от работы при осевом растяжении; A_c – площадь сечения балки; R_{fbt} – сопротивление СВПБ осевому растяжению.

Для выборки по нашим и другим [17, 20, 40, 62, 72] испытаниям СВПБ-балок прямоугольного сечения построен рисунок 5.18, по одной оси которого отложена величина $F_c / k = A_c \cdot R_{fbt}$, а по второй – F_s. Цветом указано наличие или отсутствие участка пластической работы.

На графике проведена линия, описываемая зависимостью $F_s = 0{,}221(F_c/k)$, достаточно определенно разделяющая области с рассматриваемыми формами работы балок в постлокализационной стадии: число балок, оказавшихся в другой зоне, не превышает 13% общего числа. Исходя из этого, запишем условие, при соблюдении которого будет обеспечена работа балки в стадии пластического деформирования арматуры:

$$(\sigma_в - \sigma_т) \cdot A_s \geq 0{,}221 \cdot A_c \cdot R_{fbt}. \qquad (5.3)$$

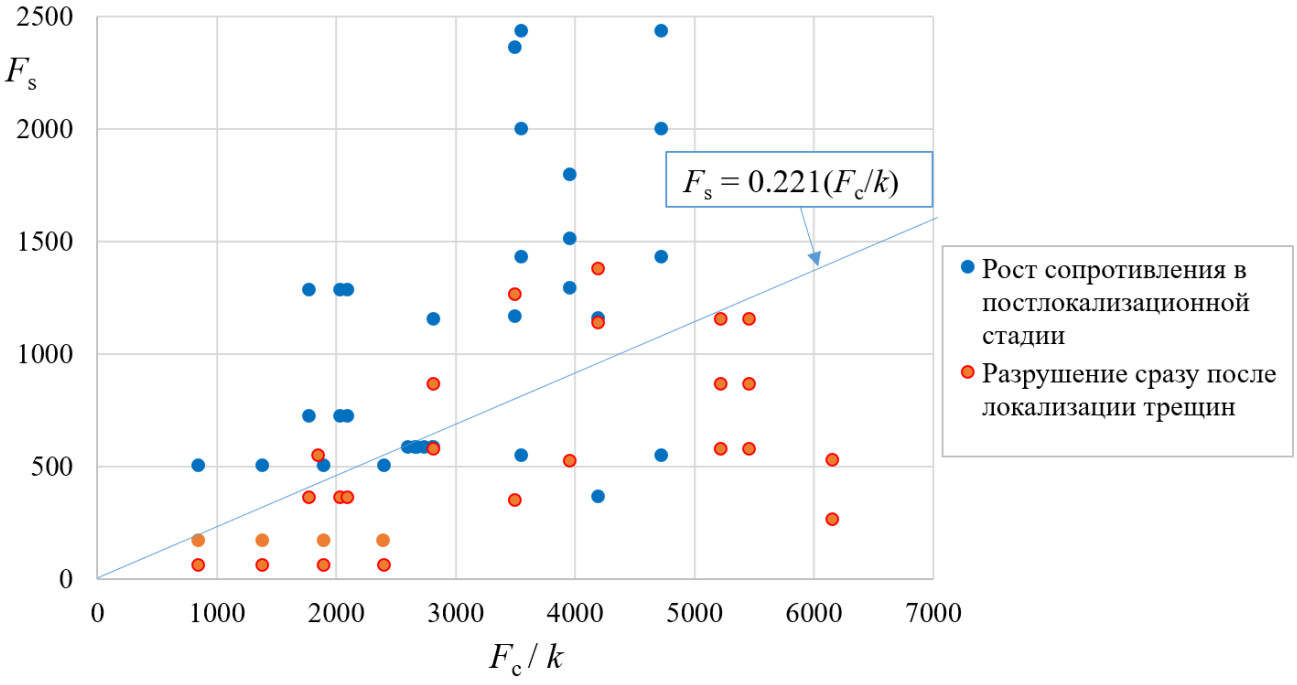


Рисунок 5.18 – Формы разрушения СВПБ-балок при разных значениях F_c/k и F_s [53]

После преобразований получим формулу для минимального коэффициента продольного армирования СВПБ-балок прямоугольного сечения с ненапрягаемыми стержнями

$$\mu_{s,min} \geq \frac{0{,}221 h R_{fbt}}{(\sigma_в - \sigma_т) \cdot h_0}. \qquad (5.4)$$

Среднее значение $\mu_{s,min}$ по формуле (5.4) для рассмотренной выборки балок составляет 1,7%. Это значительно выше $\mu_{s,min}$ = 0,08 и 0,1%, по СП 360.13330 и СП 63.13330. Это обусловлено тем, что назначение минимального процента армирования в нормах для конструкций из обычного тяжелого бетона исключает их разрушение после образования первых нормальных трещин. В свою очередь, применение формулы (5.4) направлено на предотвращение внезапного разрушения СВПБ-балок на более поздних стадиях работы – после локализации трещин. Предложенная формула применима для СВПБ-балок прямоугольного сечения [53].

Далее рассмотрим результаты расчета наших балок по предложенной методике конечно-элементного моделирования в программном комплексе ABAQUS (пп. 3.3.1 и 4.1). Расчет СВПБ-балок предусматривал калибровку модели подбором абсциссы пиковой параметрической точки диаграммы деформирования при растяжении – деформации, соответствующей максимальным напряжениям. Критерием подбора являлась сходимость опытных и расчетных графиков роста деформаций бетона сжатой и растянутой зон балок.

Уровень напряжений в конечных элементах, реализующих поведение бетона, характеризуется коэффициентами повреждения [282] при растяжении $d_t = 1 - \frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{btpk}}$ и сжатии [164] $d_c = 1 - \frac{\sigma_b}{R_b}$.

Коэффициенты d_c и d_t активируются при достижении сжимающими и растягивающими напряжениями прочности бетона.

На графиках расчетных прогибов, как и на опытных, выделяются характерные стадии – до и после локализации трещин и текучести продольной арматуры. Изменение параметров d_c и d_t с ростом нагрузки показано на рисунках 5.19 и 5.20. Параметр d_c, характеризующий степень повреждения бетона, сохраняет нулевые значения до достижения сжимающими напряжениями максимальных значений. На изополях значения d_c в зонах красного цвета напряжения в бетоне превышают R_b. Как видно, начало разрушения бетона

совпадает с пиком графиков прогибов балок, т. е. исчерпание несущей способности численных моделей, как и опытных образцов, происходит по бетону сжатой зоны.

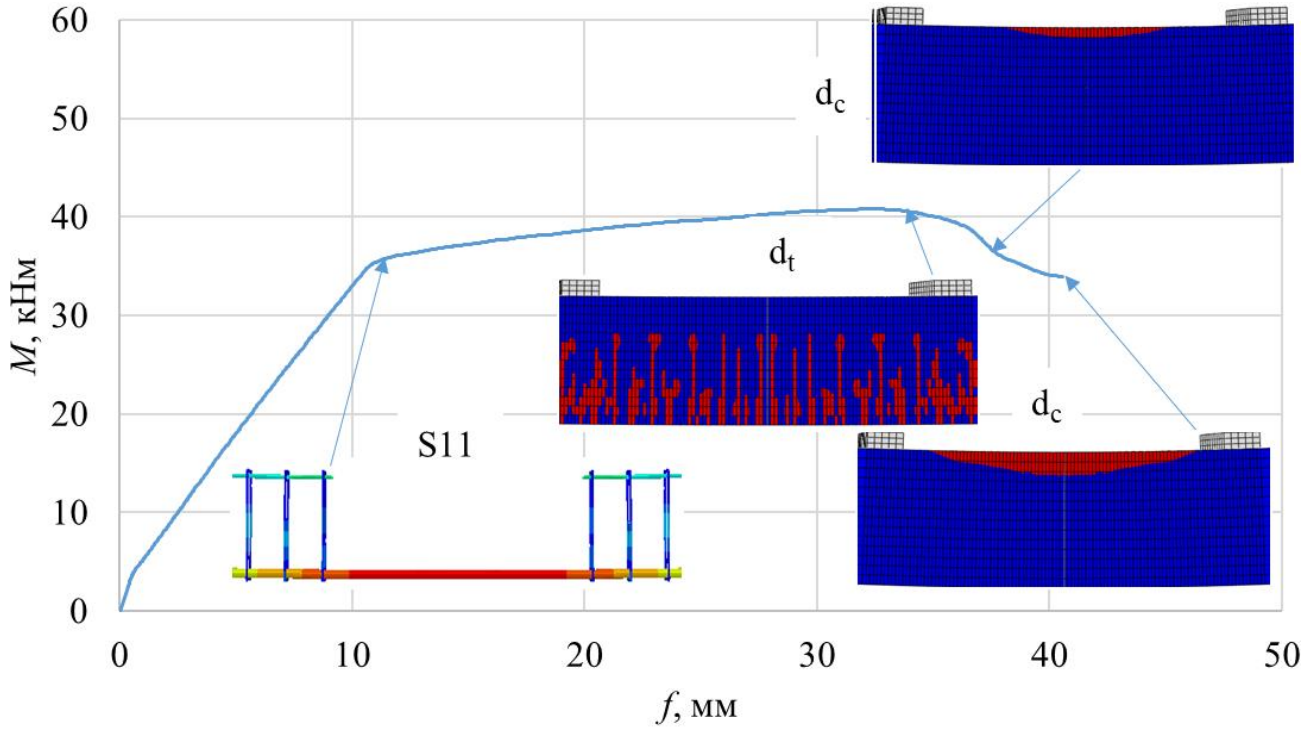


Рисунок 5.19 – Визуализация величины растягивающих напряжений в арматуре и значений параметров d_c и d_t в балке ПФ0-250 [86]

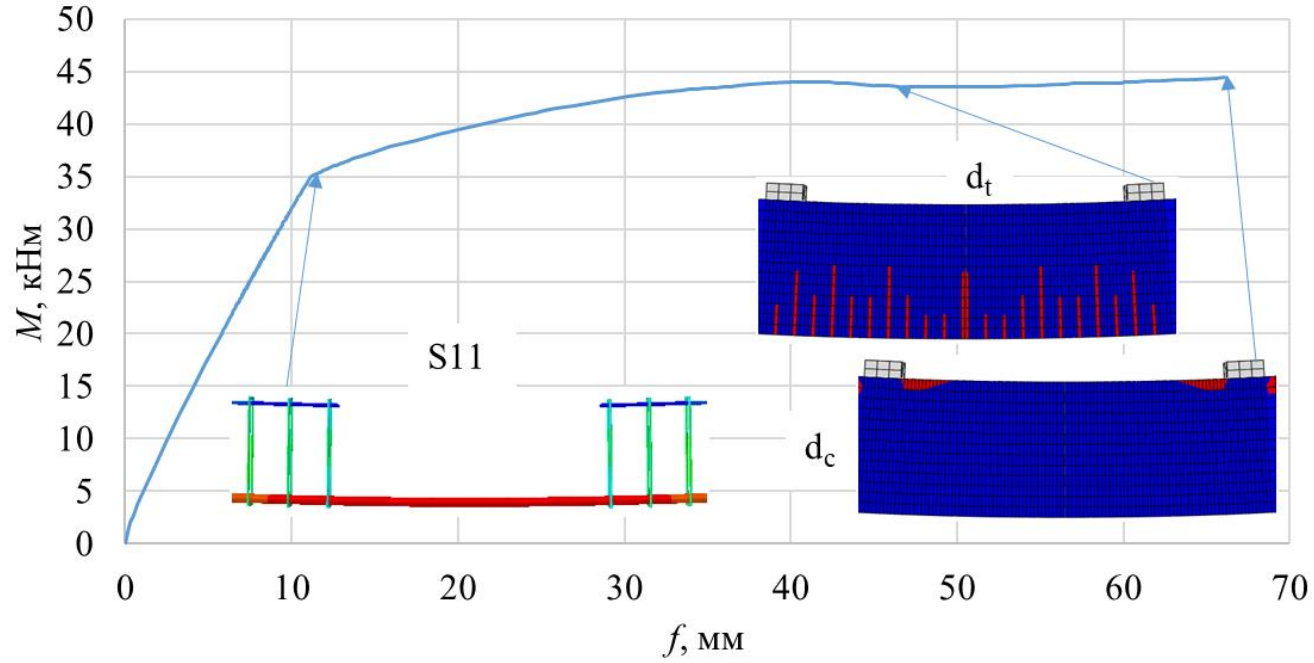


Рисунок 5.20 – Визуализация величины растягивающих напряжений в арматуре и значений параметров d_c и d_t в балке ПФ1-250

Для иллюстрации способности откалиброванной модели отражать характер поведения нормальных сечений на рисунке 5.21 дана выборка диаграмм краевых относительных деформаций, полученных расчетом и опытом. Расчетные зависимости $M - \varepsilon$ хорошо ложатся на опытные на всех стадиях нагружения для СВПБ-балок с разными параметрами стержневого и фиброво армирования.

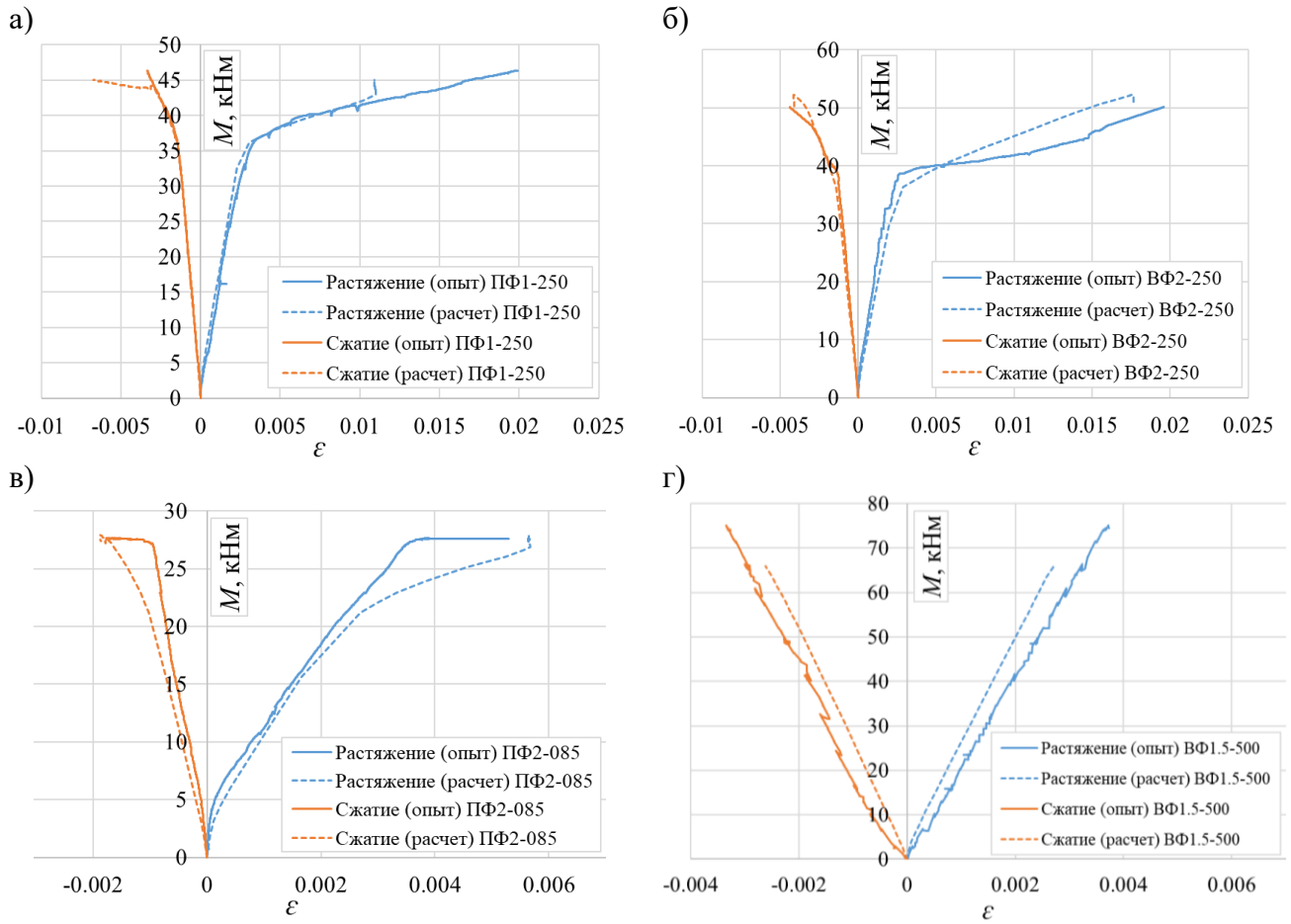


Рисунок 5.21 – Расчетные и опытные графики роста краевых деформаций балок ПФ1-250 (а), ВФ2-250 (б), ПФ2-085 (в), ВФ1,5-500 (г)

На рисунке 5.22 показано совпадение опытных и расчетных прогибов, что наглядно иллюстрирует способность модели на всех этапах нагружения с высокой точностью описывать поведение балок с разными параметрами армирования.

На рисунке 5.23 расчетные картины трещин (изополя значений параметра d_t) в предельной стадии приведены рядом с соответствующими фотографиями балок и составленными по ним схемами трещин. Программа завышает количество трещин, но достаточно точно определяет глубину их проникновения. Как и в опытных образцах, в расчетных моделях высота части сечения балок с трещинами уменьшается с ростом содержания стержневого и фиброво армирования.

Разработанный подход к расчету был апробирован на образцах работ [126, 295, 313, 317] с расширенными диапазонами факторов (таблицы 5.5–5.8).

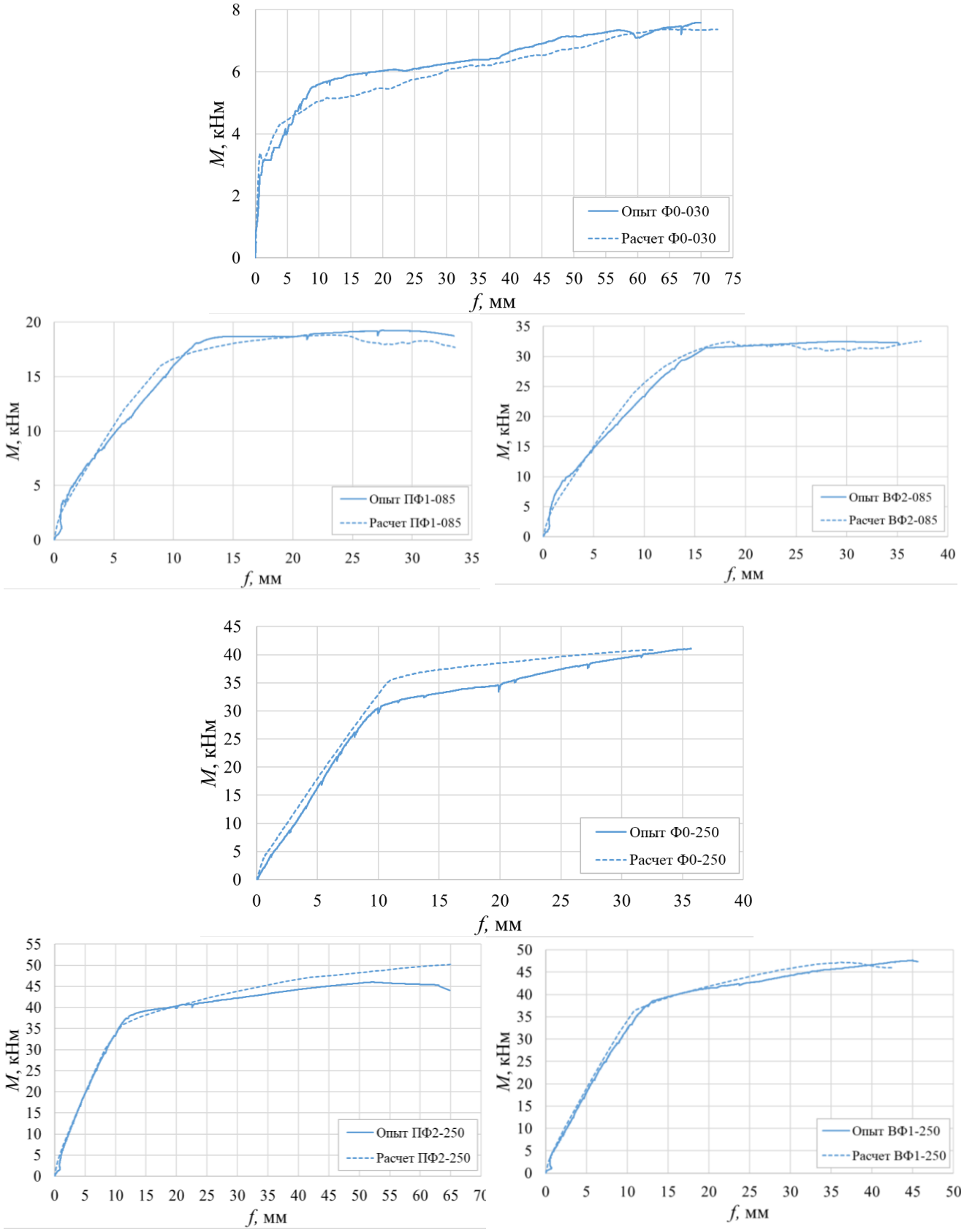


Рисунок 5.22 – Сопоставление опытных и расчетных графиков прогибов балок Ф0-030, ПФ1-085, ВФ2-085, Ф0-250, ПФ2-250, ВФ1-250

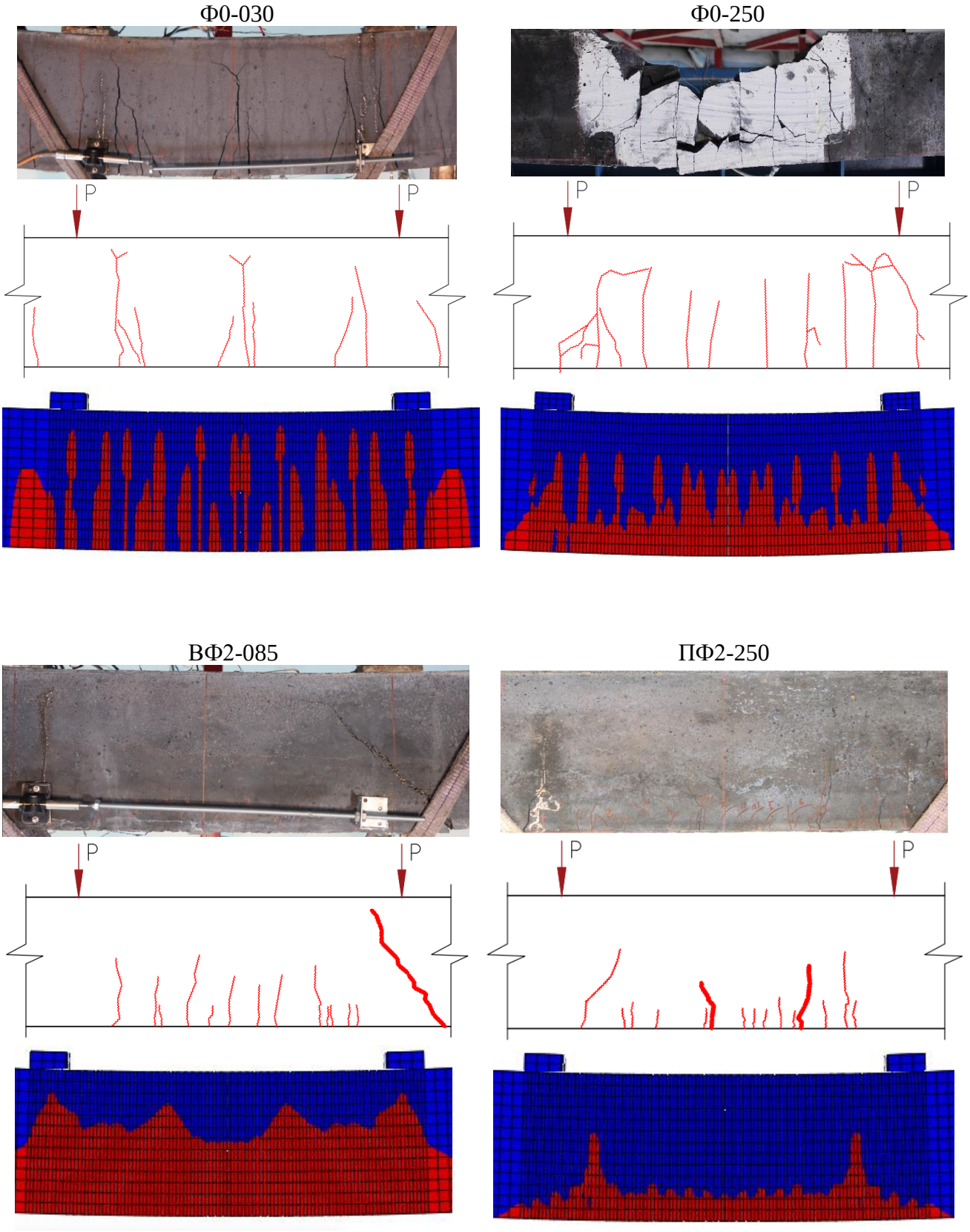


Рисунок 5.23 – Сопоставление опытных и расчетных картин трещин балок Ф0-030, Ф0-250, ВФ2-085, ПФ2-250

Таблица 5.5 – Результаты расчетов балок из опытов [126]

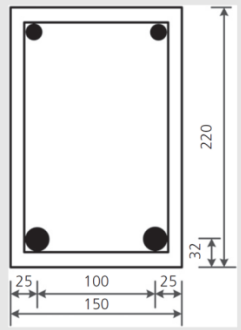
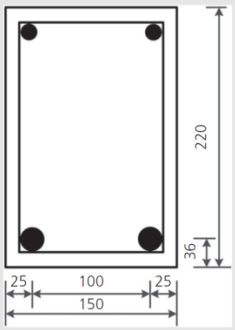
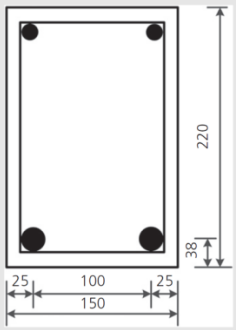
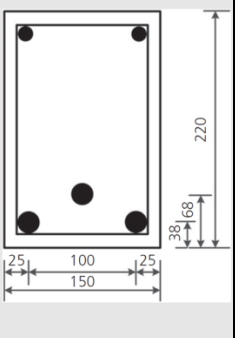
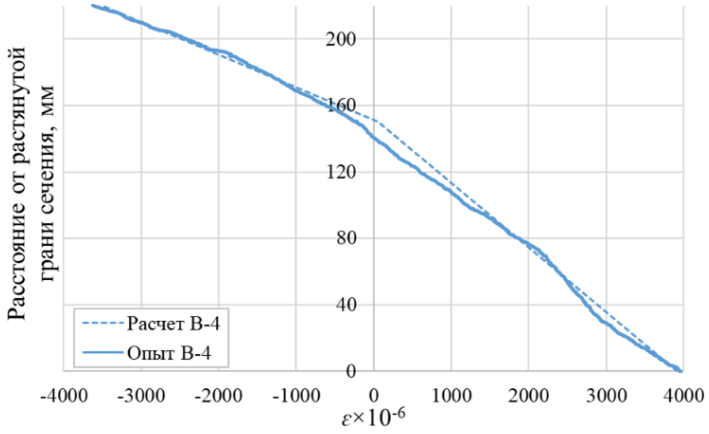
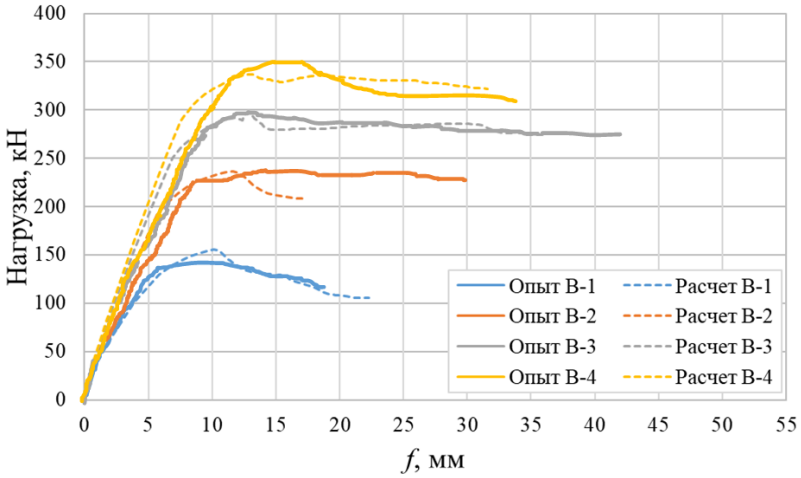
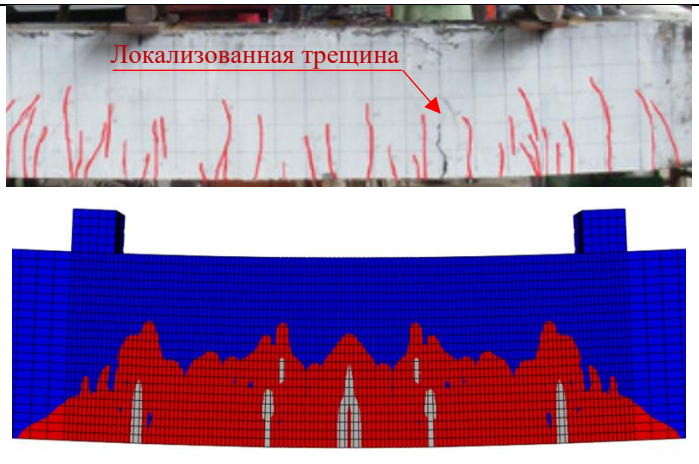
Сечения балок	B-1	B-2	B-3	B-4
	Поперечное сечение (размеры в мм)				
	Прод. арм-ра	2 Ø14 мм	2 Ø22 мм	2 Ø25 мм	2 Ø25 + 1 Ø22 мм
	μ_s	1,09 %	2,75 %	3,60 %	4,99 %
Эпюры деформаций в нормальных сечениях				
Опытные и расчетные графики роста прогибов				
Картина трещин и изополя деформаций ε_{11}				

Таблица 5.6 – Результаты расчетов балок из опытов [313]

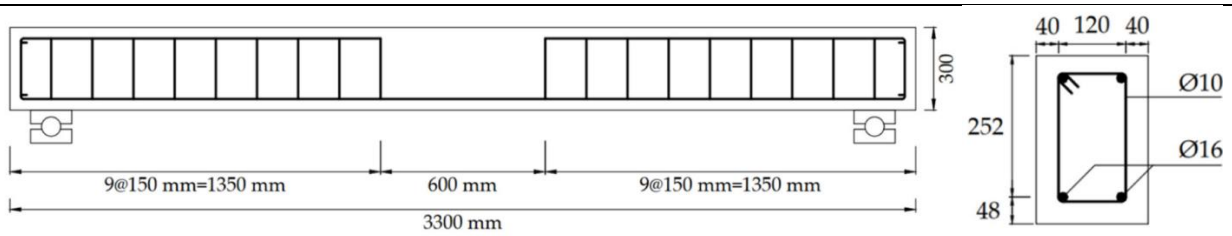
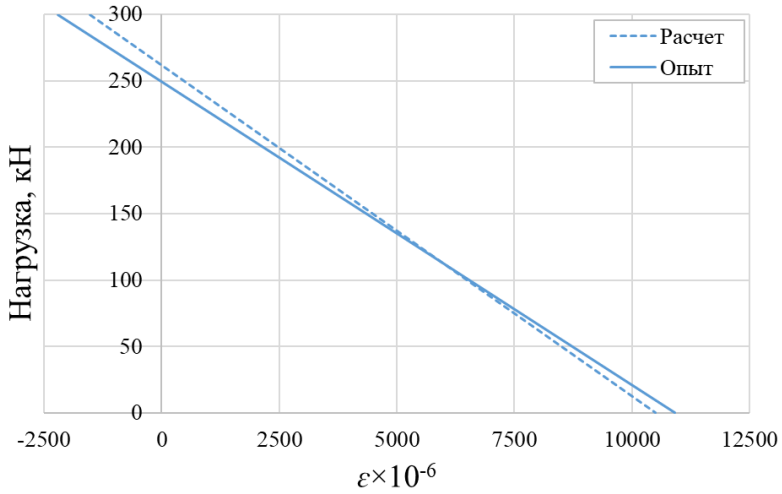
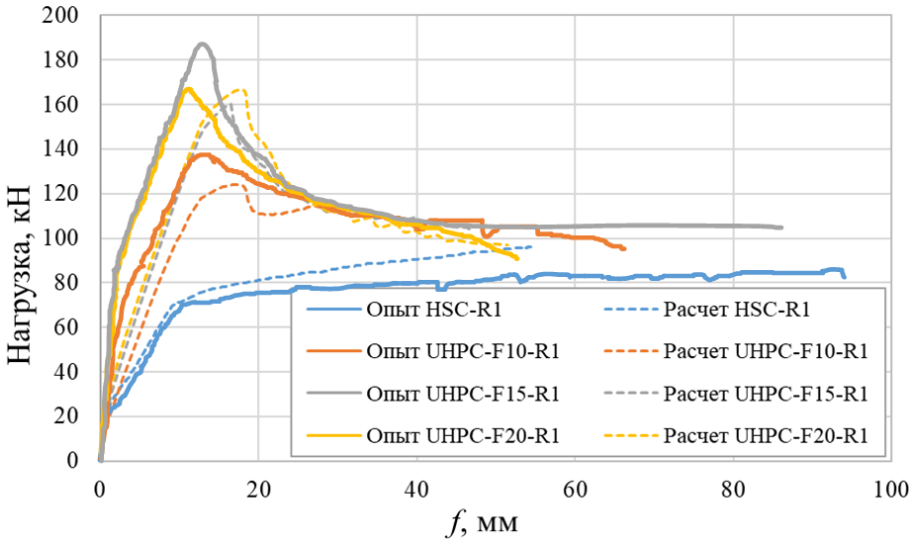
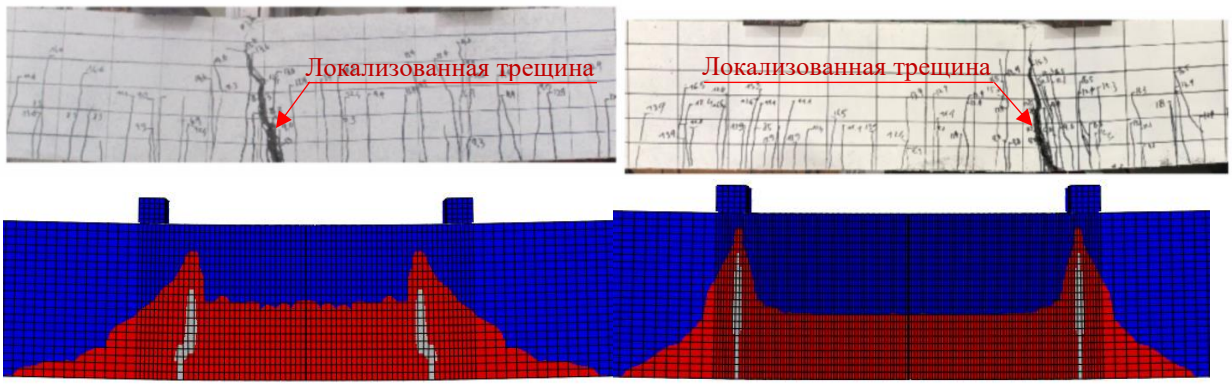
Сечение балок	
Эпюры деформаций в нормальных сечениях	
Опытные и расчетные графики роста прогибов	
Картина трещин и изополя деформаций ε_{11}	 Балка UHPC-F10-R1 Балка UHPC-F20-R1

Таблица 5.7 – Результаты расчетов балок из опытов [295]

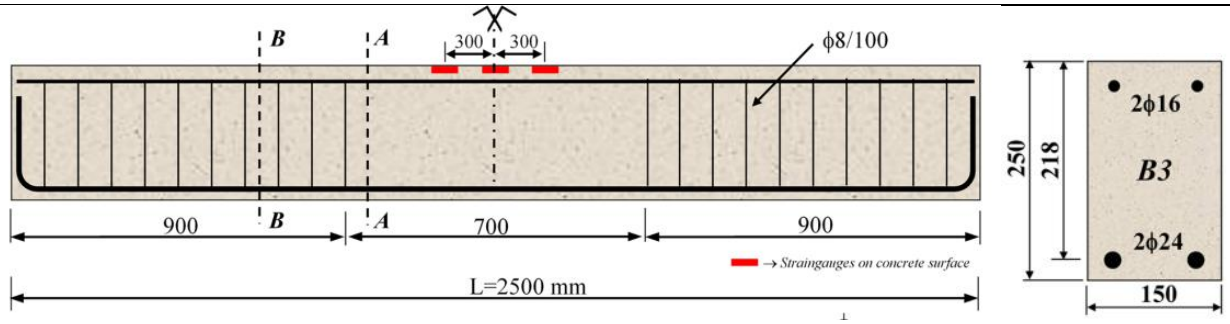
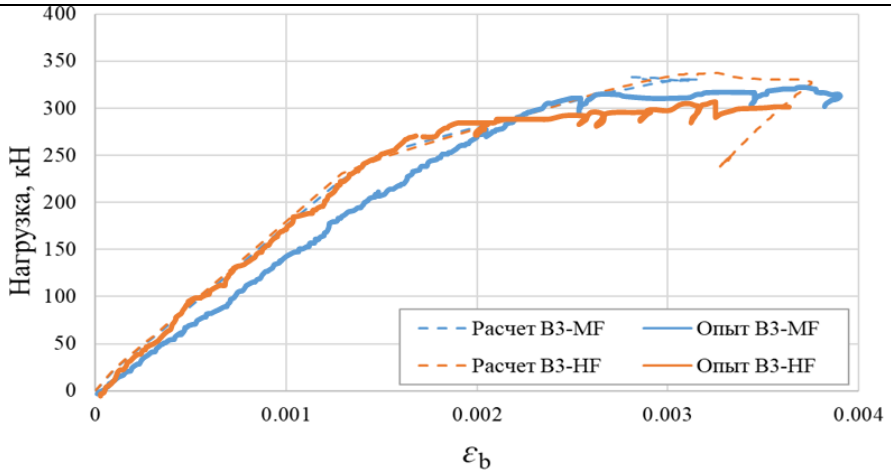
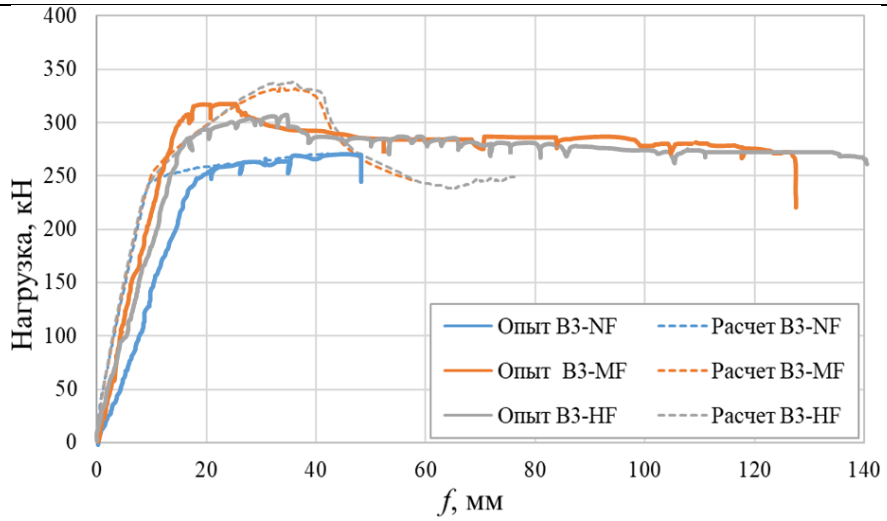
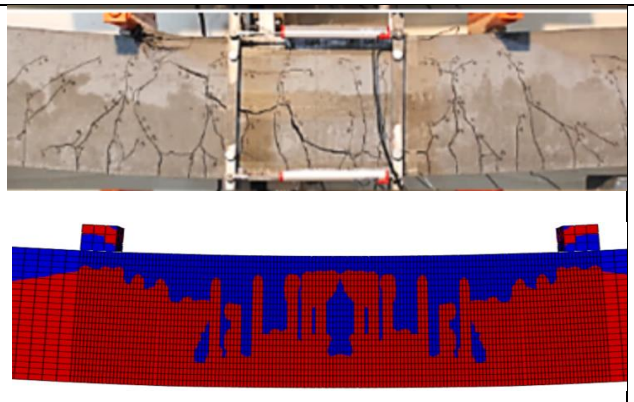
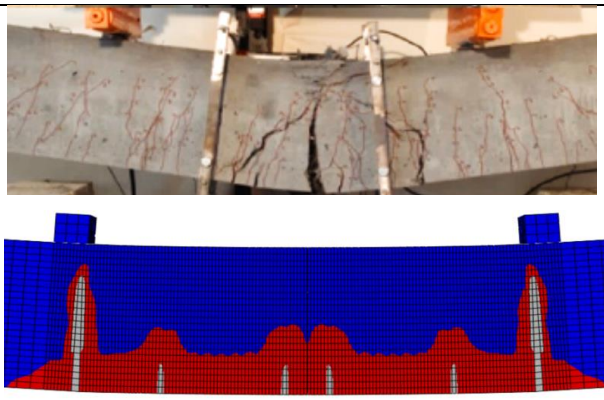
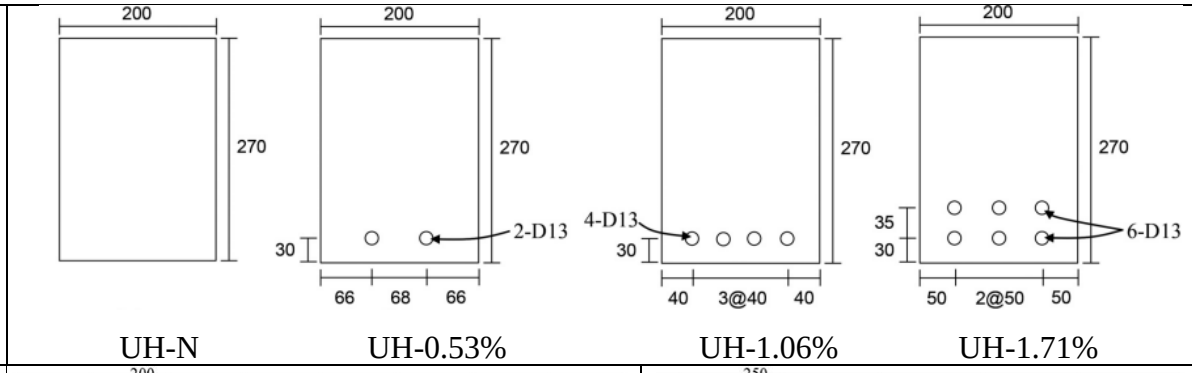
Сечение балок	
Эпюры деформаций в нормальных сечениях	
Опытные и расчетные графики роста прогибов	
Картина трещин и изополя деформаций ε_{11}	  Балка B3-NF Балка B3-HF

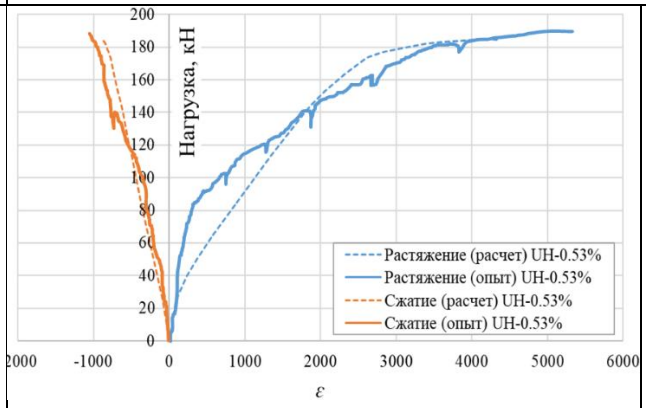
Таблица 5.8 – Результаты расчетов балок из опытов [317]

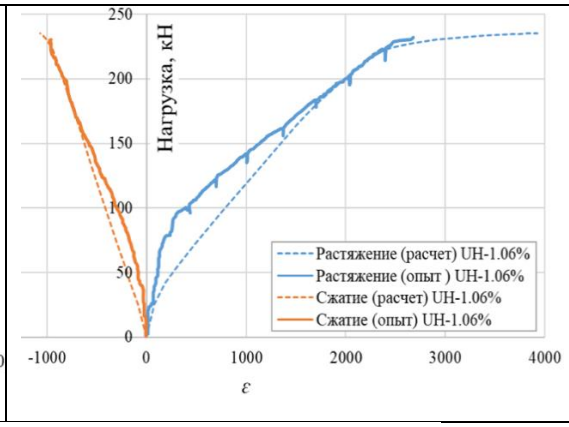
Сечения балок



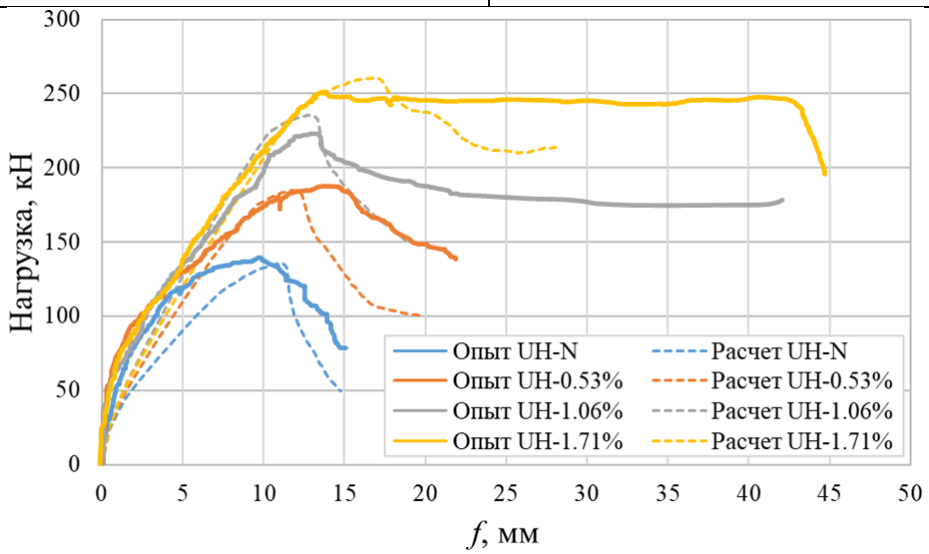
UH-N UH-0.53% UH-1.06% UH-1.71%

Деформации сжатия и растяжения в сечениях

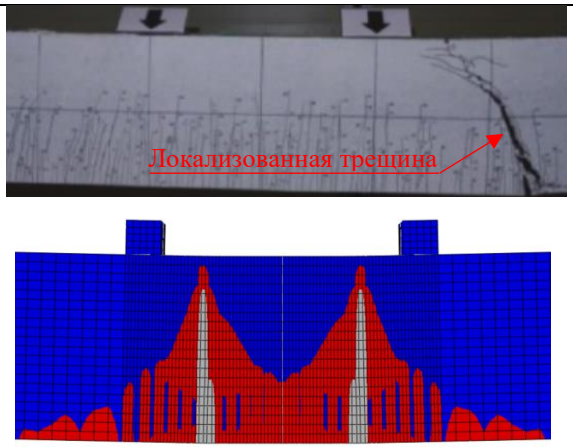




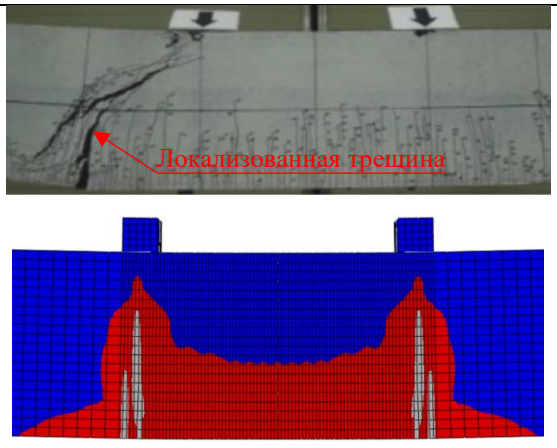
Опытные и расчетные графики роста прогибов



Картина трещин и изополя деформаций ε_{11}



Балка UH-0.53



Балка UH-1.71

Бóльшая часть балок авторов имела фибровое армирование. Диаграмма деформирования СВПБ при растяжении не дает дискретной картины трещин на изополях d_t и продольных деформаций. Однако настройка фильтра последних с выделением участков балок с $\varepsilon_{11} > \varepsilon_{btpk}$ позволяет визуализировать зоны трещинообразования. Более того, при настройке фильтра с подсветкой зон $\varepsilon_{11} > \varepsilon_{\max}$, что соответствует полному разрушению растянутого СВПБ, выделяются участки, интерпретируемые как локализованные трещины.

Полученные расчетные эпюры деформаций на всех рассмотренных стадиях близки к опытным. Как видно по изополям ε_{11}, наша модель достаточно точно определила глубину распространения трещин, в т. ч. локализованных (серые области на изополях). Расчетные кривые зависимости прогибов от нагрузки во всех случаях также близки к опытным.

Калибруемый параметр ε_{btpk} в большей степени влияет на форму диаграмм деформирования, чем на расчетные значения разрушающего момента. Для КЭ-расчета балок при значениях μ_s и μ_{fv} в исследованных диапазонах рекомендованы значения ε_{btpk} = 0,0025 при $\mu_s \leq 2\%$ и ε_{btpk} = 0,006 при $\mu_s > 2\%$.

5.4 Особенности сопротивления тонких стенок балок из обычного бетона со стальным и композитным поперечным армированием

5.4.1 Моделирование НДС балок из обычного тяжелого бетона предложенными конечно-элементными моделями

Проведем анализ экспериментальных (пп. 2.5 и 2.7) и численных (п. 4.2.1) исследований работы тонких стенок балок из обычного тяжелого бетона со стальной и композитной поперечной арматурой.

НДС экспериментальных образцов и конечно-элементных моделей балок со стальной поперечной арматурой изучали при одностадийных (эталонные) и двухстадийных нагружениях с изменением пролета среза (опытные образцы). Картины распределения сжимающих напряжений и деформаций в стенках получали по 40 датчикам (рисунок 5.24).

Для выявления закономерностей сжимающих напряжений в стенке выделены зоны по значениям предельных деформаций при разрушении балки. В результате

определены две схемы расположения наиболее сжатых зон для эталонных и опытных балок без сохранения нагрузки предварительной стадии [58]:

1) по наклонной полосе или зоне, имеющей форму полуарки, по направлению от опоры к точке приложения нагрузки;

2) на участках около опоры и около груза (рисунок 5.25).

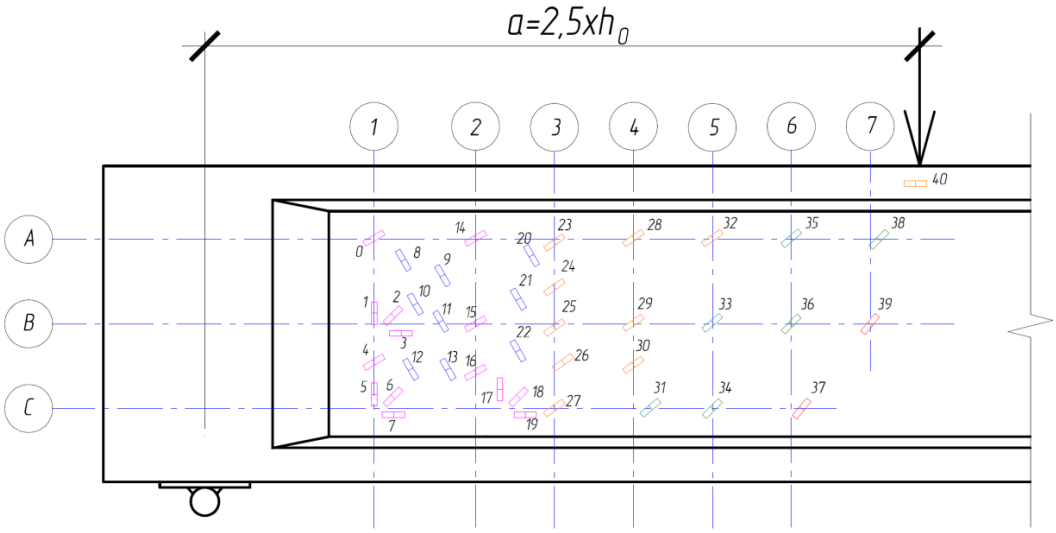
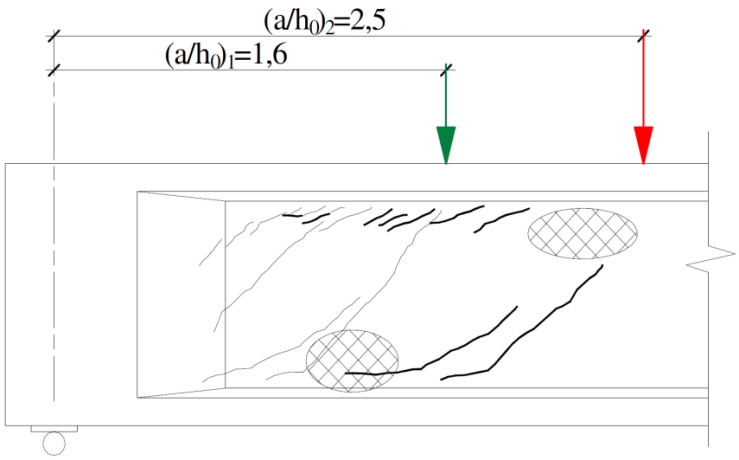


Рисунок 5.24 – Пример схемы наклейки тензорезисторов при испытании балок



Примечание – здесь и далее зеленой и красной стрелками обозначены точки приложения нагрузки соответственно на предварительной и основной стадиях.

Рисунок 5.25 – Зоны с максимальными значениями деформаций укорочения к моменту разрушения в стенке балки Б14

Проявление той или иной схемы в большей степени определяется размером разрушающего пролета среза, в меньшей – значением пролета среза предварительной стадии [58]. Первая – наблюдается во всех образцах с $(a/h_0)_2 = 1{,}6$, что связано с тем, что при пролетах среза менее $2{,}0h_0$ часть нагрузки

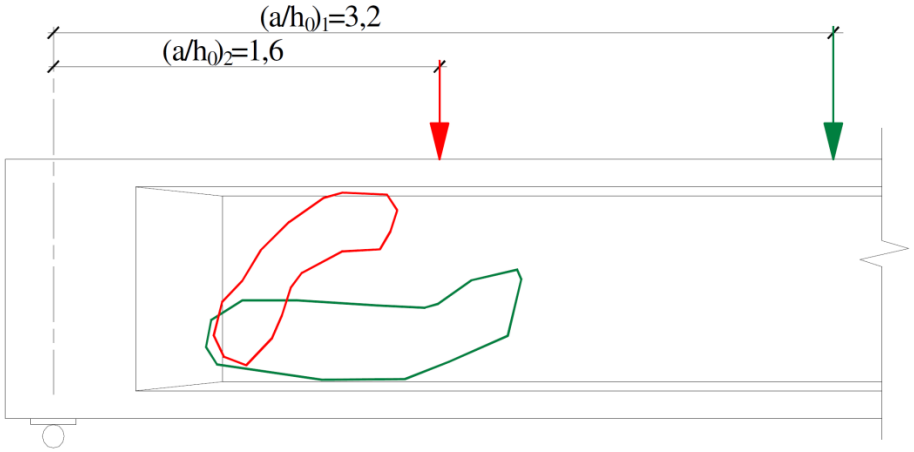
воспринимается за счет арочного эффекта [5]. При $(a/h_0)_2 = 3{,}2$ наибольшие деформации практически во всех случаях распределяются по второй схеме. Максимальные деформации в образцах с $(a/h_0)_2 = 2{,}5$ могли распределяться как по первой, так и по второй схеме. При испытании с малым первоначальным пролетом среза $(a/h_0)_1 = 1{,}6$ с последующим загружением с $(a/h_0)_2 = 2{,}5$ или $(a/h_0)_2 = 3{,}2$ наибольшие деформации приопорной зоны зачастую наблюдаются за пределами расположения трещин предварительной стадии (рисунок 5.25).

Опишем особенности распределения деформаций бетона стенки в опытах с сохранением нагрузки предварительной стадии. Методика испытаний предусматривала разгрузку для наклейки датчиков после образования в стенке развитой системы трещин. На основной стадии сначала восстанавливалась нагрузка предварительной стадии, потом прикладывалась возрастающая нагрузка с разрушающим пролетом среза. Разрушение происходило в зоне максимальной поперечной силы – между опорой и ближайшим грузом. Соотношение M/Q для этой зоны оставалось постоянным на протяжении всего испытания. Однако во всех случаях после приложения нагрузки с $(a/h_0)_2$ на этом участке происходили изменения в распределении деформаций. Так, при приложении груза с первоначальным пролетом среза $2{,}5h_0$ и $3{,}2h_0$ наибольшие деформации возникали в нижней части стенки. После приложения дополнительной нагрузки с малым разрушающим пролетом среза скорость роста деформаций в этой зоне снижалась. Одновременно возрастала скорость роста деформаций в верхней приопорной части стенки. Это четко прослеживается на графиках роста деформаций укорочения бетона в приопорной зоне, где моменту приложения нагрузки с $(a/h_0)_2$ соответствуют переломы кривых (рисунок 5.26).

Максимальные деформации бетона в стенке снижаются с увеличением пролета среза, наибольшие значения $380–400 \cdot 10^{-5}$ получены при испытании эталонной балки с малым пролетом среза [58].

Изменение пролета среза при повторном загружении вызывает образование новых наклонных трещин. При этом нагрузка их образования может быть меньше нагрузки предшествующего загружения. При наличии трещин на предваритель-

а)



б)

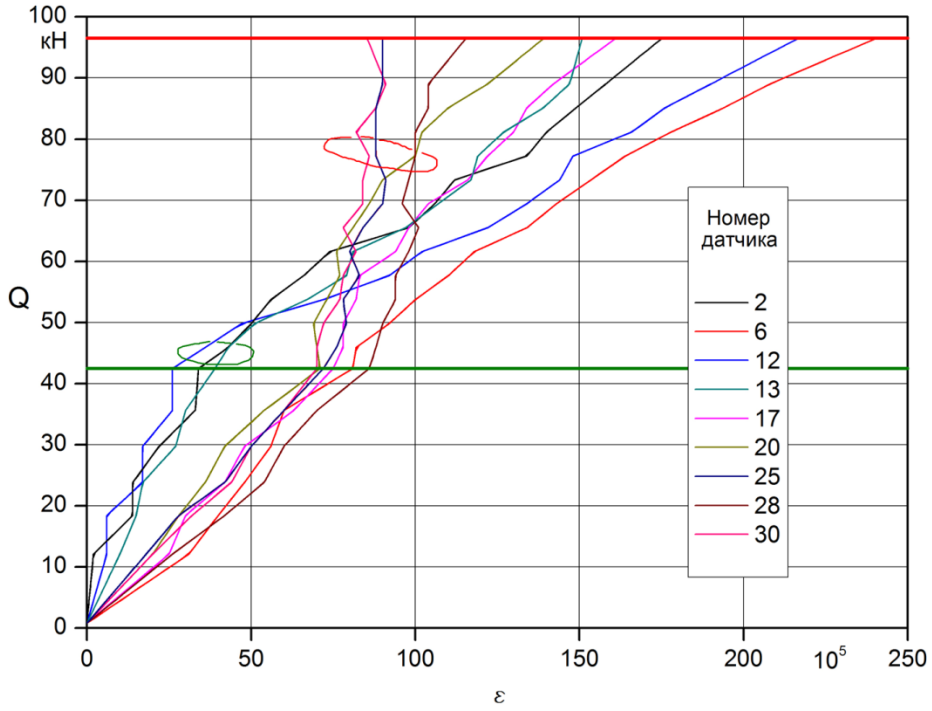


Рисунок 5.26 – а) зоны с наибольшей скоростью роста деформаций укорочения у опоры А балки Б7 до и после приложения нагрузки с $(a/h_0)_2$; б) графики роста деформаций укорочения у опоры А балки Б7 до и после приложения нагрузки с $(a/h_0)_2$.

ной стадии с малым пролетом среза $(a/h_0)_1$, трещины основной стадии на участке между точками с $(a/h_0)_1$ и с $(a/h_0)_2$>$(a/h_0)_1$ развиваются по более пологой траектории, чем на аналогичных участках эталонных балок, испытанных с пролетом среза $(a/h_0)_2$ [58].

Ширина раскрытия трещин, по нормам равная $a_{crc,ult} = 0{,}4$ мм, достигалась в образцах с $\mu_{sw} = 0{,}59\%$ и $\mu_{sw} = 1{,}64\%$ при нагрузке около 45 и 85% от разрушающей. Нормы не содержат формулы для определения ширины раскрытия

наклонных трещин, приводя лишь предельно допустимые значения. В опытах с двухстадийным загружением с малым первоначальным пролетом среза и большим разрушающим пролетом среза наибольшее раскрытие приобретают трещины, образовавшиеся на основной стадии. В остальных случаях бóльшее окончательное раскрытие показывают трещины, сформированные на предварительной стадии.

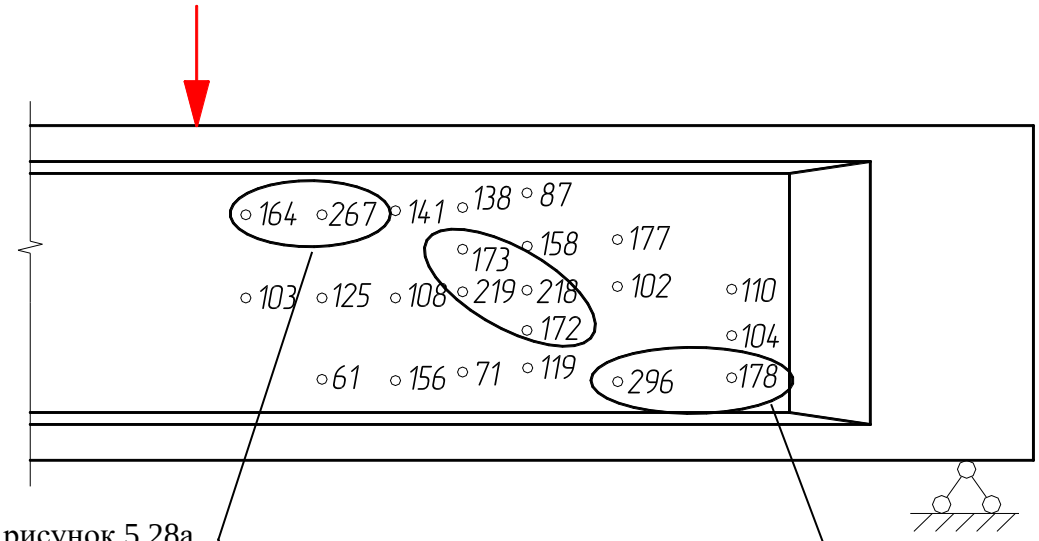
Разрушение балок происходило вследствие раздробления бетона стенки или разрыва поперечной арматуры. Для отнесения формы разрушения образцов к той или иной форме вместе с характером разрушения анализировали показания датчиков и графики раскрытия наклонных трещин.

Предварительные трещины приводят к снижению прочности стенки опытных балок по сравнению с эталонными – около 5%, иногда – до 10% [58].

При среднем значении разрушающего пролета среза a_2=2,5h_0 наличие предварительно сформированных трещин снижает прочность стенки в балках с наклоном хомутов $\alpha = 45^0$ в среднем на 8%. Наиболее существенное снижение прочности стенки (19%) наблюдается в них при малом первоначальном пролете среза. Это можно объяснить тем, что при загружении с малыми пролетами среза на предварительной стадии появляются крутые наклонные трещины, и количество пересекающих их стержней уменьшается по сравнению с бóльшими пролетами среза. Это влечет повышение напряжений в хомутах, и, как следствие, более интенсивное поперечное растяжение наклонных полос бетона, понижающее сопротивление стенки после изменения пролета среза. Такой эффект проявляется сильнее при наклонном расположении хомутов, так как доля вклада арматуры здесь в сопротивление стенки поперечной силе выше по сравнению с вертикальным армированием.

В результате расчета по разработанной конечно-элементной модели получены деформации ε_x, ε_y и γ_{xy} стенки, по которым вычислены главные деформации ε_2. На примере балки Б16 на рисунках 5.27 и 5.28 показаны опытные и расчетные распределения предельных значений ε_2 с картинами разрушений стенки, а также опытные и расчетные деформации ε_2 для наиболее напряженных зон. Расчетные деформации близки к опытным, оставаясь чуть меньше их.

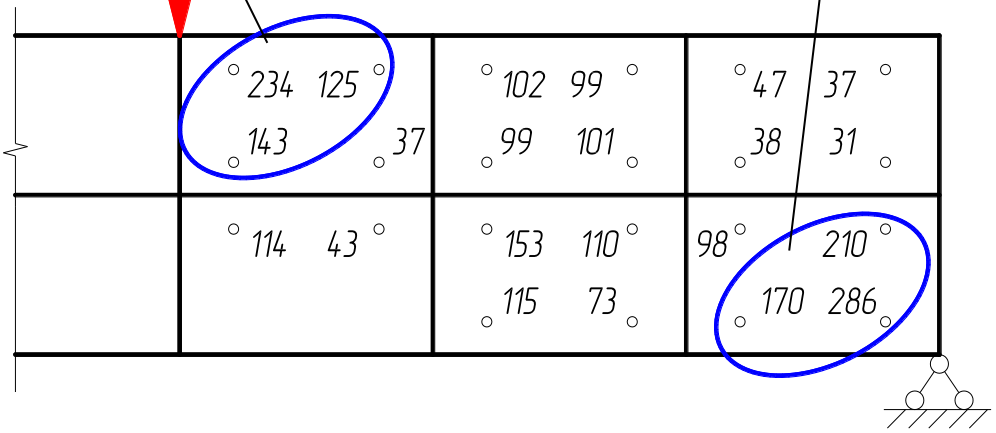
а)



См. рисунок 5.28а

б)

См. рисунок 5.28б



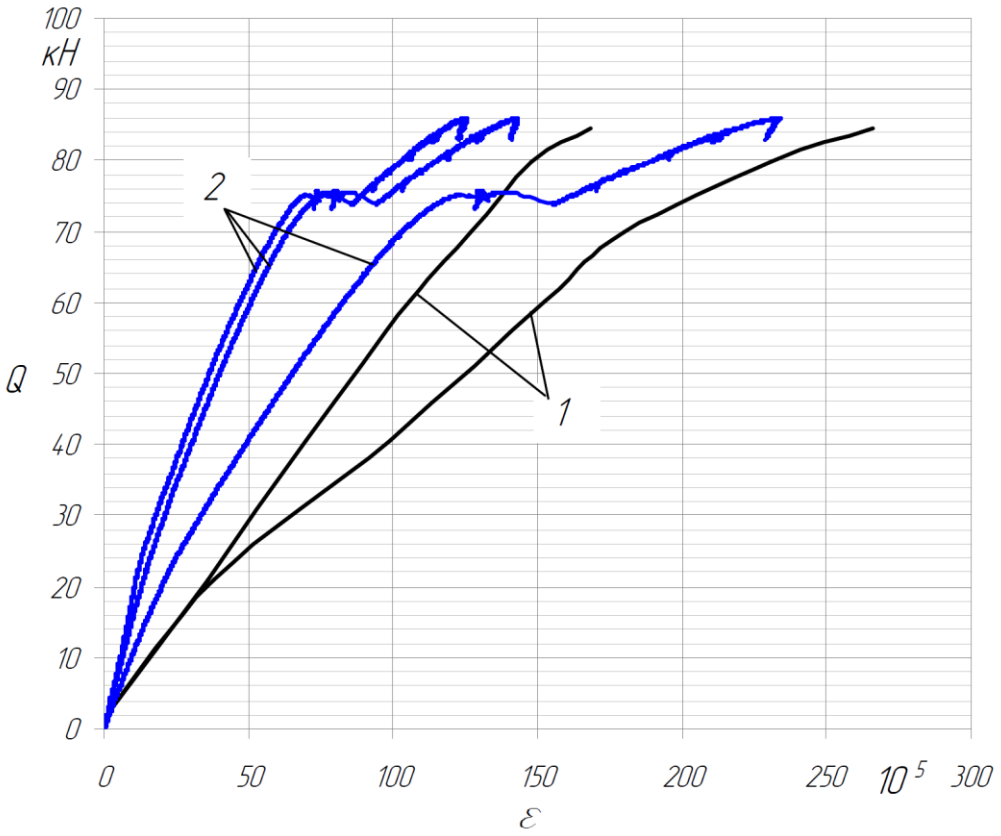
в)



а) опытные значения предельных деформаций $\varepsilon_2 \cdot 10^{-5}$ стенки балки Б16;
б) расчетные значения предельных деформаций $\varepsilon_2 \cdot 10^{-5}$ стенки балки Б16;
в) картина разрушения стенки балки Б16.

Рисунок 5.27 – Предельные деформации укорочения бетона стенки балки Б16

а)



б)

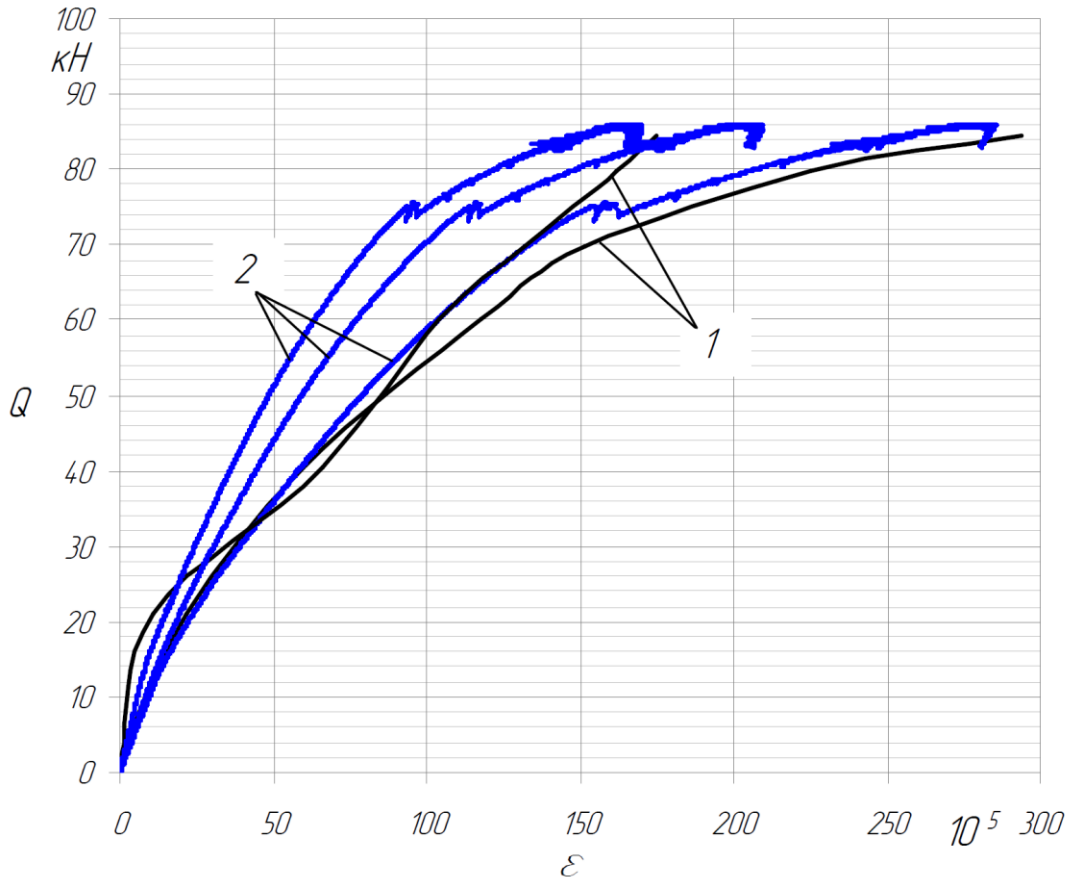
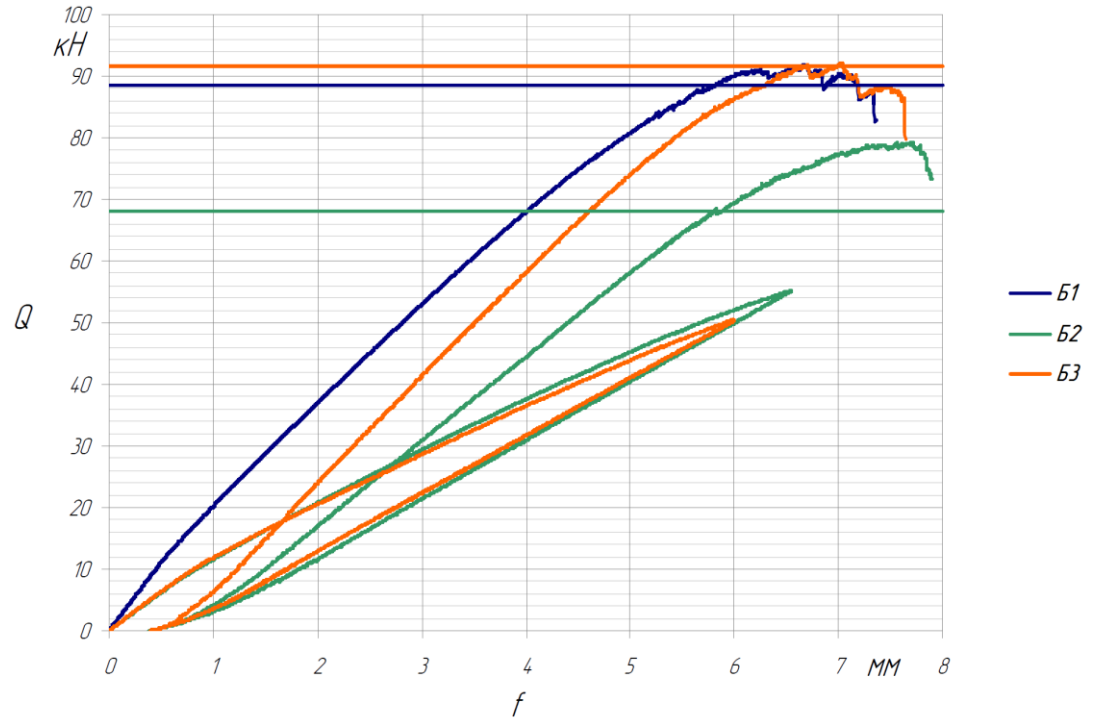


Рисунок 5.28 – Графики роста деформаций укорочения бетона стенки балки Б16
1– опытные; 2 – расчетные.



Примечание – горизонтальными линиями соответствующих цветов обозначены экспериментальные значения разрушающей поперечной силы

Рисунок 5.29 – Графики прогибов моделей балок Б1, Б2 и Б3 с разрушающим пролетом среза a= 1,6h_0

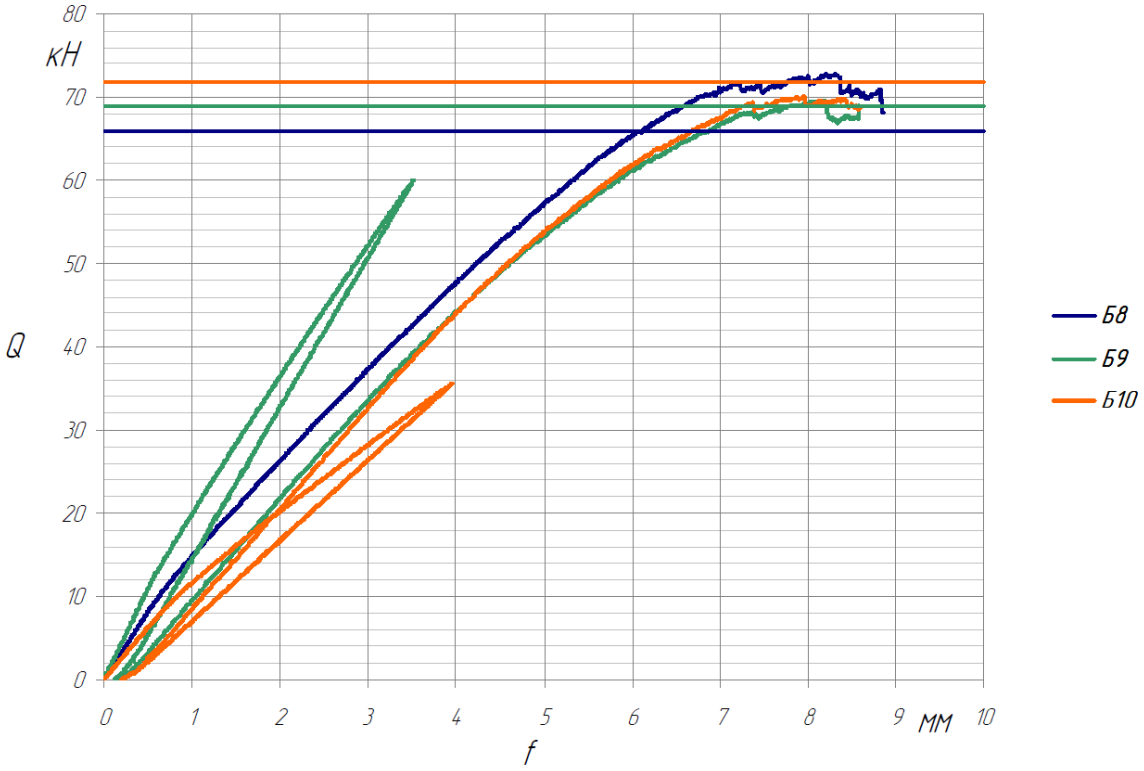


Рисунок 5.30 – Графики прогибов моделей балок Б8, Б9 и Б10 с разрушающим пролетом среза a= 2,5h_0

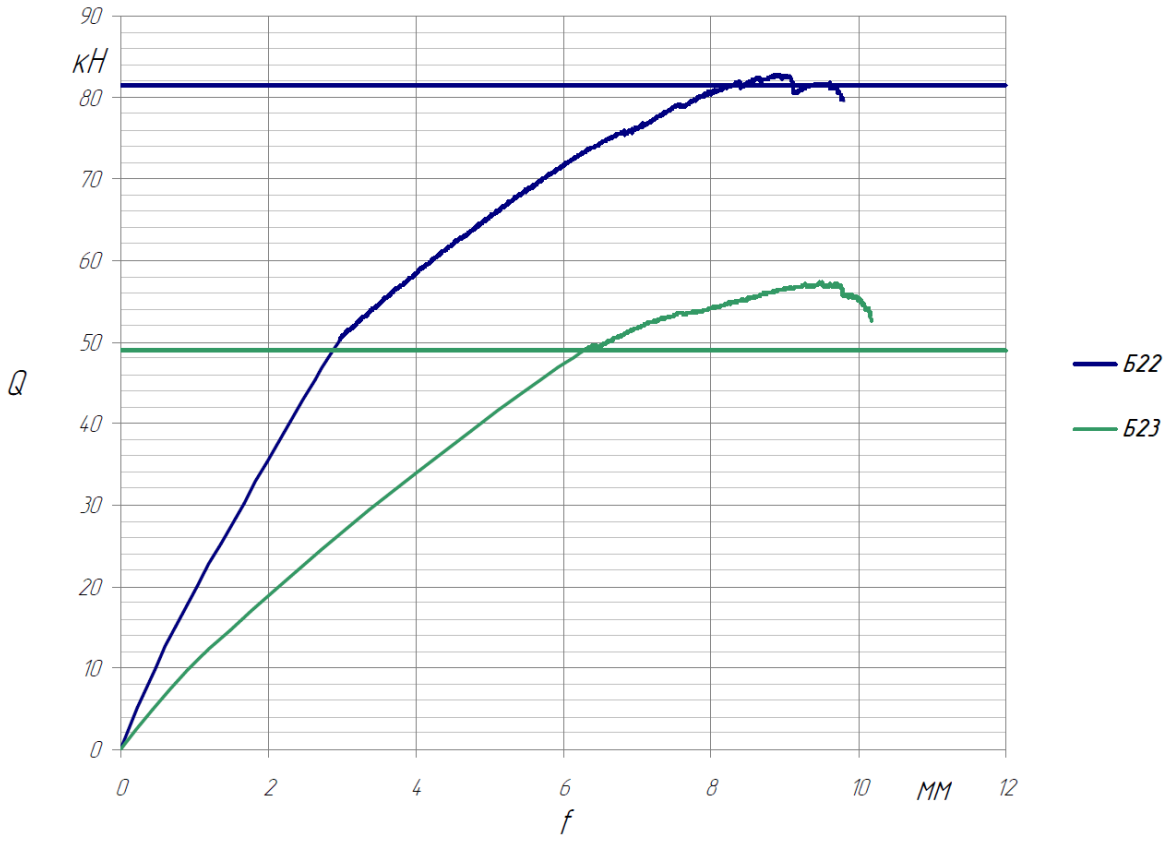


Рисунок 5.31 – Графики прогибов моделей балок Б22 и Б23 с разрушающим пролетом среза a= 3,2h_0

Разница между опытными и расчетными значениями ε_2 увеличивается при малом разрушающем относительном пролете среза. Из этого можно заключить, что расчетная модель дает менее достоверную оценку ε_2, когда поперечная сила воспринимается за счет арочного эффекта, и по всему пролету среза действуют вертикальные сжимающие напряжения σ_y.

На рисунках 5.29–5.31 представлены расчетные графики «нагрузка-прогиб». Одностадийное загружение эталонных балок осуществлялось с контролем перемещений. Двухстадийные опыты со снятием нагрузки Q_1 были реализованы загружением/разгружением (предварительная стадия) с контролем перемещений и последующего загружения (основная стадия) вначале с контролем нагрузки приблизительно до 0,6Q_{test}, затем – с контролем перемещений до разрушения. Искривление графика после начала нагружения на предварительной стадии связано с образованием трещин. При повторном загружении такое искривление не наблюдается – программа учитывает наличие трещин предварительной стадии [58].

5.4.2 Особенности сопротивления тонких стенок двутавровых балок с композитной поперечной арматурой

В ходе испытаний регистрировали прогибы балок, деформации бетона стенок, ширину раскрытия и сдвиг берегов трещин. Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин $a_{crc,ult}$ для образцов с поперечной АКП чаще всего не превышала 0,8 мм, лишь иногда достигая 1–1,2 мм. В последних случаях разрушение наступало вследствие разрыва стержней поперечного армирования.

Требования к предельному раскрытию трещин в элементах с АКП в действующих отечественных и зарубежных нормах проектирования различны [77]. Согласно СП 295.1325800 [47], допустимая ширина непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин составляет соответственно 0,7 и 0,5 мм. В итальянских [127] и японских [189] нормах предельное раскрытие трещин принято равным 0,5 мм, в канадских [120] – 0,5 и 0,7 мм соответственно при наличии агрессивных воздействий и в их отсутствие. Следует отметить, что указанные ограничения относятся лишь к нормальным трещинам.

Результаты выполненных нами испытаний показывают, что ширина раскрытия наклонных трещин балок с поперечной композитной арматурой даже в предельной стадии в большинстве случаев не достигает приведенных допустимых значений. Превышение до 30% зафиксировано только у балок с наименьшим коэффициентом поперечного армирования. С учетом того, что оценку трещиностойкости выполняют на нормативные значения нагрузок, сопротивление двутавровых балок с поперечным композитным армированием раскрытию наклонных трещин можно считать достаточным. Следовательно, повышенную деформативность АКП не следует рассматривать как фактор, ограничивающий ее применение для армирования наклонных сечений изгибаемых элементов [77].

Балки разрушались по двум формам: из-за раздробления бетона в наклонных полосах либо в результате разрыва стержней поперечного армирования. Последняя наблюдался в двух опытах с a/h_0 = 2,5 и в четырех случаях – при a/h_0 = 3,2. Участки разрыва АКП находились в зонах наибольшего раскрытия наклонных трещин.

При разрушении от раздробления бетона стенки деформации бетона наклонных полос во всех случаях превышали 200x10^{-5}. С помощью модуля 3DContourPlots программы STATISTICA по показаниям тензорезисторов построены изополя распределения деформаций бетона стенки (рисунок 5.32). В целом участки с максимальными деформациями достаточно хорошо согласуются с расположением зон раздробления бетона стенок. За исключением балок с наименьшим пролетом среза a/h_0 = 1,6 участки с максимальными деформациями сжатия располагаются ближе к точкам приложения нагрузки.

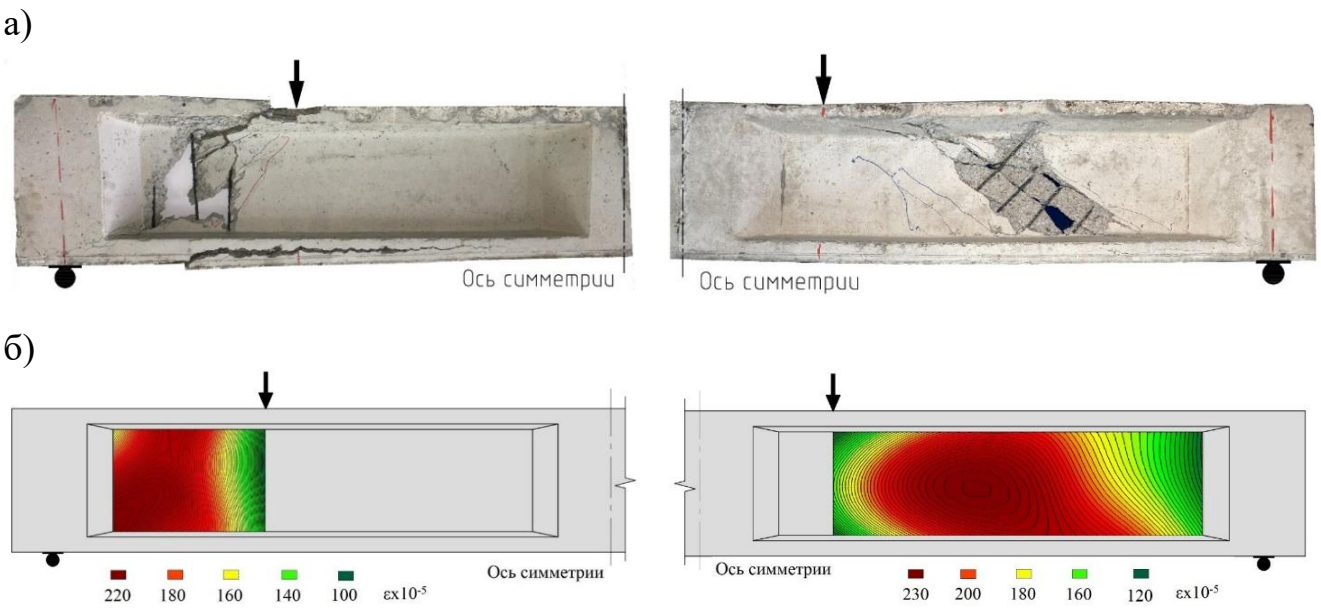


Рисунок 5.32 – Картина разрушения и изополя относительных деформаций укорочения наклонных бетонных полос балки Б4 (а) и Б24 (б) [57]

Эксперименты показали, что при прочих идентичных параметрах прочность стенки образцов со стальной поперечной арматурой выше, чем с композитными стержнями (рисунок 5.33) – на 32 и 35% при относительных пролетах среза a/h_0 = 2,5 и 3,2 [57]. Модуль упругости АКП примерно в три раза меньше, чем у стали. Следовательно, при одинаковом уровне напряжений главные деформации растяжения стенки оказываются бóльшими в случае применения композитного поперечного армирования, что приводит к снижению прочности стенки.

С увеличением коэффициента поперечного армирования μ_{fw} (μ_{sw}) относительная прочность стенок Q_{norm} = $Q/(R_b b h_0)$ возрастает (рисунок 5.33). Изменение μ_{fw} с 0,4 до 1,3% привело к росту Q_{norm} у балок с вертикальным

композитным армированием на 21–34%. На том же диапазоне μ_{fw} для балок с наклонным композитным армированием относительная прочность стенок возросла в пределах 13–21%. Для эталонных балок со стальным армированием разница в относительной прочности балок с μ_{sw}– 1,0 и 1,3% составила около 15% для обоих принятых относительных пролетов среза нагружения (a/h_0 = 2,5 и 3,2).

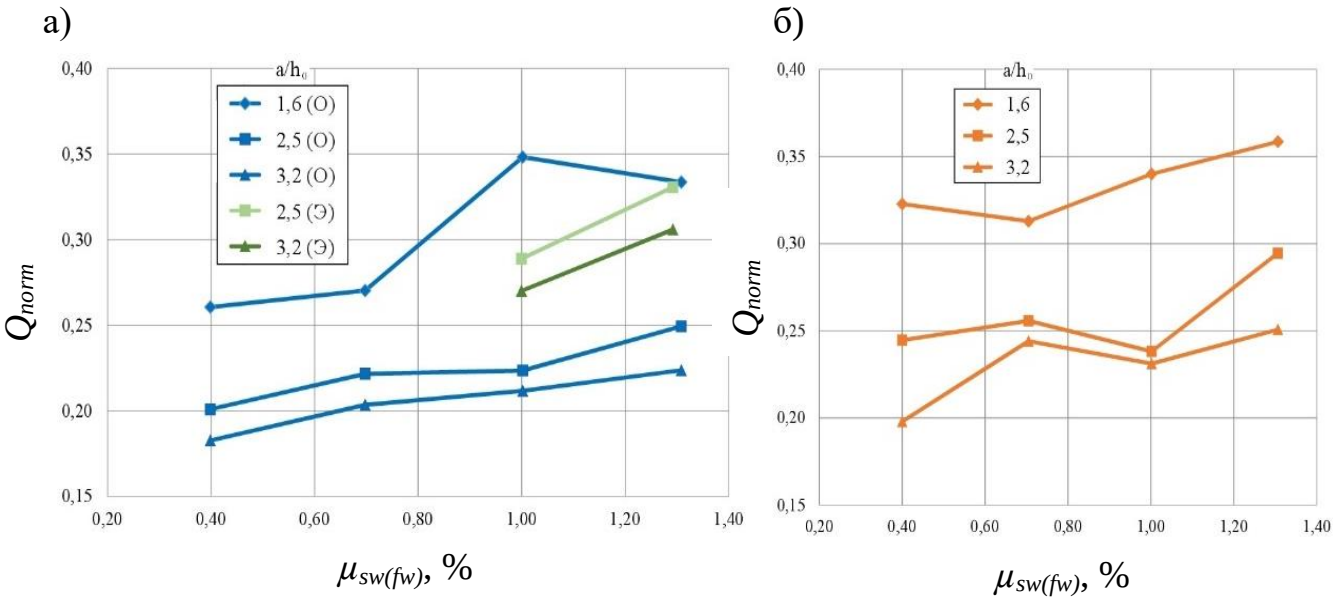


Рисунок 5.33 – Относительная прочность стенок опытных (О) и эталонных (Э) балок с вертикальным армированием (а) и опытных балок с наклонным армированием (б)

Увеличение относительного пролета среза нагружения приводит к снижению прочности стенки балок (рисунки 5.34 и 5.35) [57]. Известна аналогичная обратная зависимость прочности стенки от пролета среза и для балок со стальным стержневым [16, 53] и сетчатым [35] поперечным армированием. При этом принятые в нормах железобетонных конструкций [48] и мостов [50] формулы расчета по сжатым бетонным полосам не учитывают влияния a/h_0 на прочность стенок.

При одинаковой интенсивности армирования стенки опытные балки практически во всех случаях показали бóльшую прочность стенки при наклонном расположении стержней, чем при вертикальном (рисунок 5.36). Разница в прочности стенок балок с α = 45° и 90° составила от 3,3 до 25%. Эта разница была более значительной при бóльших пролетах среза [57].

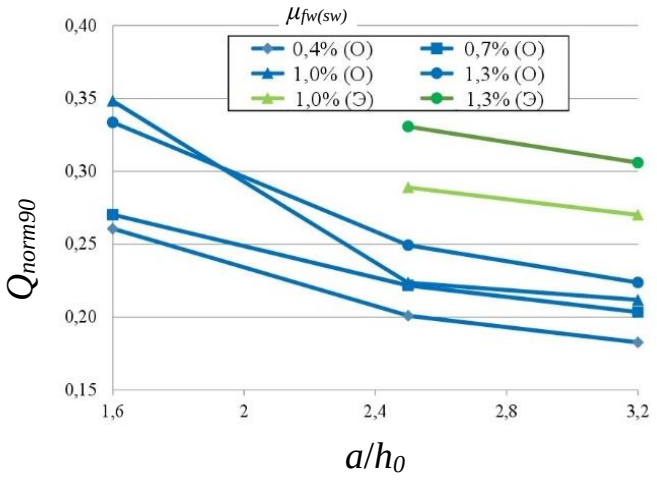


Рисунок 5.34 – Зависимость относительной прочности стенки опытных (О) и эталонных (Э) балок с вертикальным армированием от пролета среза

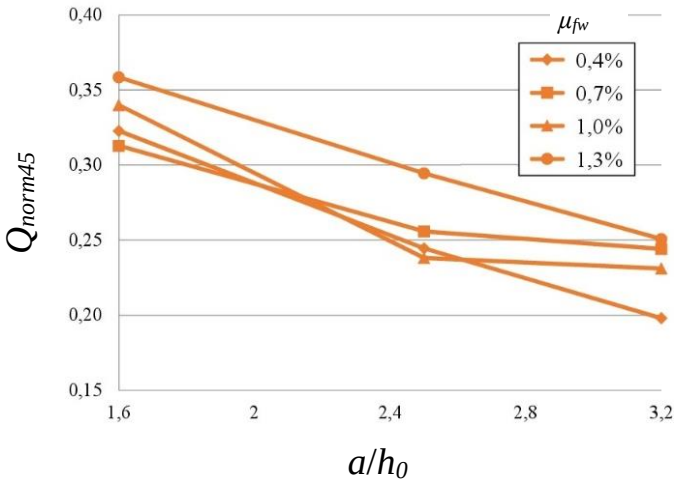


Рисунок 5.35 – Зависимость относительной прочности стенки опытных балок с наклонным армированием от пролета среза

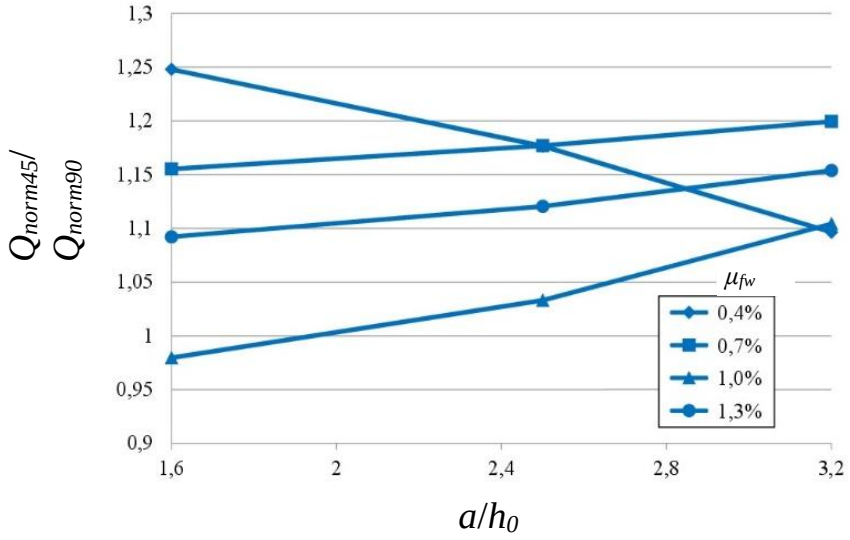


Рисунок 5.36 – Соотношение относительной прочности стенок опытных балок с наклонным и вертикальным армированием

Расчетные графики «нагрузка-прогиб», полученные численным экспериментом с предложенными ***конечно-элементными моделями*** (п. 4.2.1), вместе с соответствующими опытными графиками показаны на рисунках 5.37 – 5.40 [57]. Очевидно, что расчетные кривые в большинстве случаев ложатся достаточно близко к опытным, как и значения предельных прогибов.

а) б)

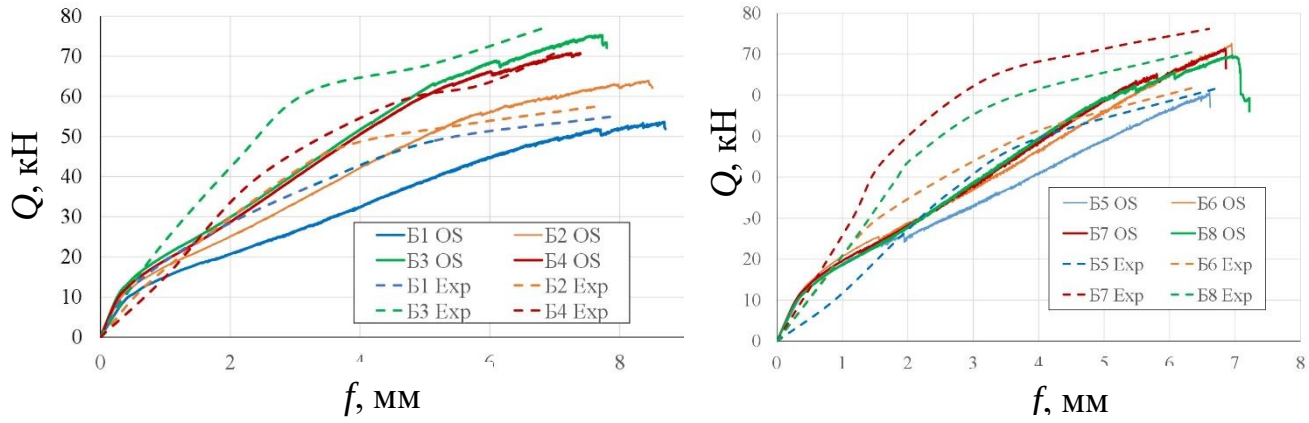


Рисунок 5.37 – Опытные и расчетные графики прогибов балок Б1 – Б4 (а) и балок Б5 – Б8 (б)

а) б)

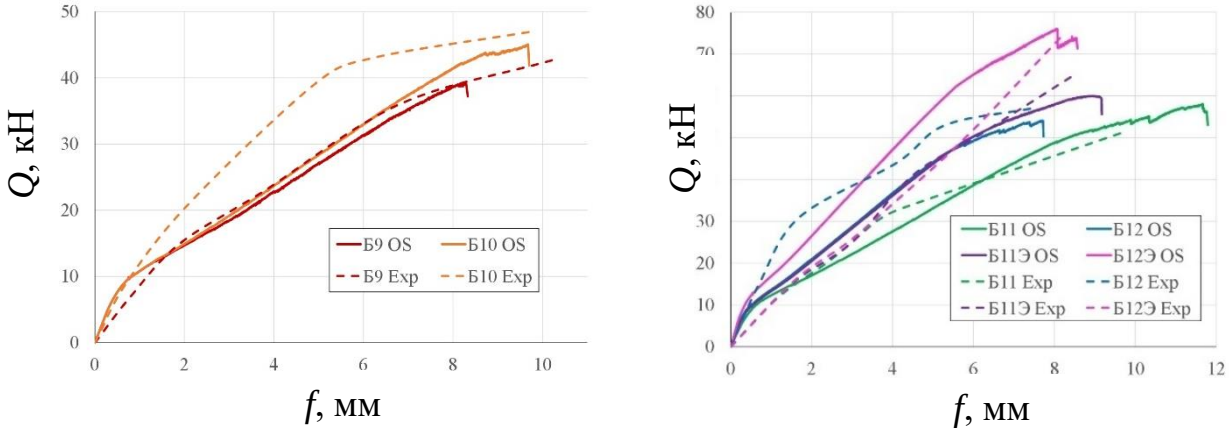


Рисунок 5.38 – Опытные и расчетные графики прогибов балок Б9 и Б10 (а) и балок Б11, Б12, Б11Э и Б12Э (б)

а) б)

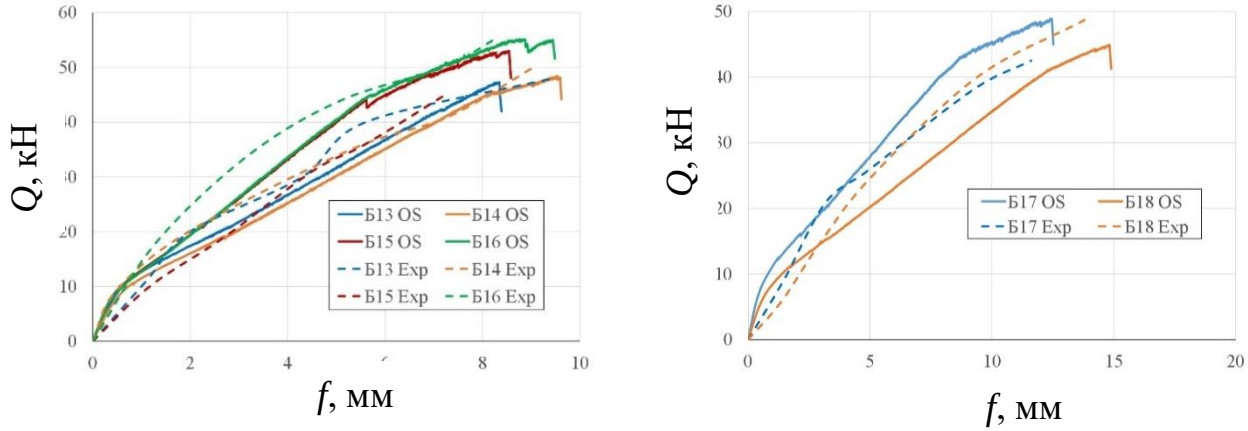


Рисунок 5.39 – Опытные и расчетные графики прогибов балок Б13 –Б16 (а) и балок Б17 и Б18 (б)

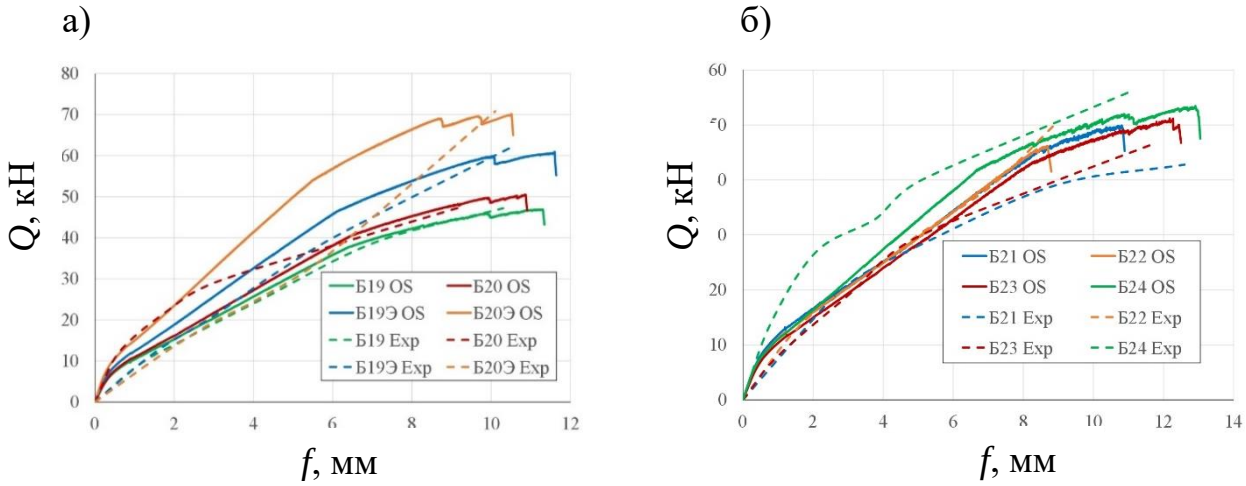


Рисунок 5.40 – Опытные и расчетные графики прогибов балок Б19, Б20, Б19Э и Б20Э (а) и балок Б21 – Б24 (б)

Для ***нейросетевых и регрессионных расчетов*** [57] сопротивления стенок по методикам пп. 3.5.2 и 3.5.3 в соответствии с программой численных исследований (п. 4.3) использовали представленную в таблице А.1 выборку, составленную по нашим экспериментальным данным и опытам других авторов [1, 209, 253].

Общее количество рассмотренных фактор-аргументов (конструктивные параметры и пролет среза) 7: a/h_0 (x_1), α (x_2), b (x_3), h_0 (x_4), R_b (x_5), μ_{sw} (x_6) и E (x_7) .

Зависимой переменной являлась разрушающая нагрузка Q_{exp} (y). Для обеспечения статистической значимости переменных выборку составляли так, чтобы число наблюдений превышало число переменных в 4–5 раз [7, 79] – для нашей выборки количество включенных результатов испытаний составляло 44, что в 5,5 раз больше числа переменных.

Архитектурой нейронных сетей служил многослойный персептрон (MLP) с 7 независимыми переменными (фактор-аргументами) во входном слое и 1 зависимой переменной в выходном слое. Между этими слоями располагался скрытый слой, содержащий от 1 до 20 нейронов. Испробованные линейные и нелинейные функции активации приведены на рисунке 5.41 [57].

Для каждой нейронной сети программа автоматически подбирает оптимальные значения весов и порогов таким образом, чтобы минимизировать

ошибку прогноза. Полученный набор ИНС с различными параметрами для нормализованной выборки показан на рисунке 5.42.



Рисунок 5.41 – Набор функций активации скрытого и выходного слоя нейронов

Net. name	Training perf.	Test perf.	Validation perf.	Training error	Test error	Validation error	Training algorithm	Error function	Hidden activation	Output activation
MLP 7-16-1	0,998099	0,877666	0,997313	0,002515	0,001357	0,001338	BFGS 19	SOS	Logistic	Identity
MLP 7-7-1	0,997687	0,837459	0,999344	0,002878	0,000353	0,001960	BFGS 25	SOS	Logistic	Logistic
MLP 7-18-1	0,998482	0,636309	0,998872	0,002084	0,000640	0,024125	BFGS 29	SOS	Identity	Logistic
MLP 7-10-1	0,999616	0,966851	0,999508	0,000466	0,000832	0,000576	BFGS 37	SOS	Exponential	Sine
MLP 7-13-1	0,999333	0,929765	0,999736	0,000834	0,000249	0,000750	BFGS 77	SOS	Logistic	Logistic
MLP 7-13-1	0,999627	0,958458	0,999467	0,000452	0,000089	0,008127	BFGS 24	SOS	Exponential	Sine
MLP 7-10-1	0,999305	0,920996	0,999906	0,000959	0,000306	0,002465	BFGS 53	SOS	Tanh	Logistic
MLP 7-19-1	0,998468	0,869019	0,997582	0,001860	0,000471	0,001240	BFGS 19	SOS	Logistic	Sine
MLP 7-12-1	0,999429	0,991412	0,999352	0,000696	0,000306	0,000791	BFGS 37	SOS	Exponential	Sine
MLP 7-13-1	0,998236	0,945701	0,999586	0,002140	0,000130	0,039949	BFGS 18	SOS	Identity	Exponential

Рисунок 5.42 – Характеристики полученных ИНС

Все нейронные сети (рисунок 5.43) обучали с помощью алгоритма BGFS. Для минимизации среднеквадратической ошибки получаемых ИНС применяли функцию ошибок SOS [57]. Выбранная ИНС (MLP 7-12-1 выделена зеленой рамкой на рисунке 5.42) включает 12 нейронов в промежуточном слое. Функцией активации для скрытого слоя является экспонента, для выходного слоя – синусоида (рисунок 5.42). Основным критерием отбора – как указано в п. 3.5.2 – служит наименьшая ошибка сети на контрольной партии. Вместе с этим учитывали ошибки сети на тестовой и обучающей партиях и качество или долю правильно классифицированных наблюдений для каждой партии. Так, ошибка обучения сети MLP 7-13-1 получилась примерно такой же, как у выбранной нами сети MLP 7-12-1, однако качество тестового множества у последней заметно выше.

Регрессионная модель разработана на основе выборки из 44 образцов, примененной для анализа расчетов по нормам и создания нейросетевой модели. Анализ общей чувствительности к входным переменным ИНС (рисунок 5.44) показал, что параметрами, оказывающими наибольшее влияние на данные

выходного слоя, являются рабочая высота балки h_0 (x_4) и прочность бетона R_b (x_5). Эти величины приняты в качестве независимых переменных (фактор-аргументов) для регрессии, а величина $Q_{ИНС}$ (y) – целевой функцией.

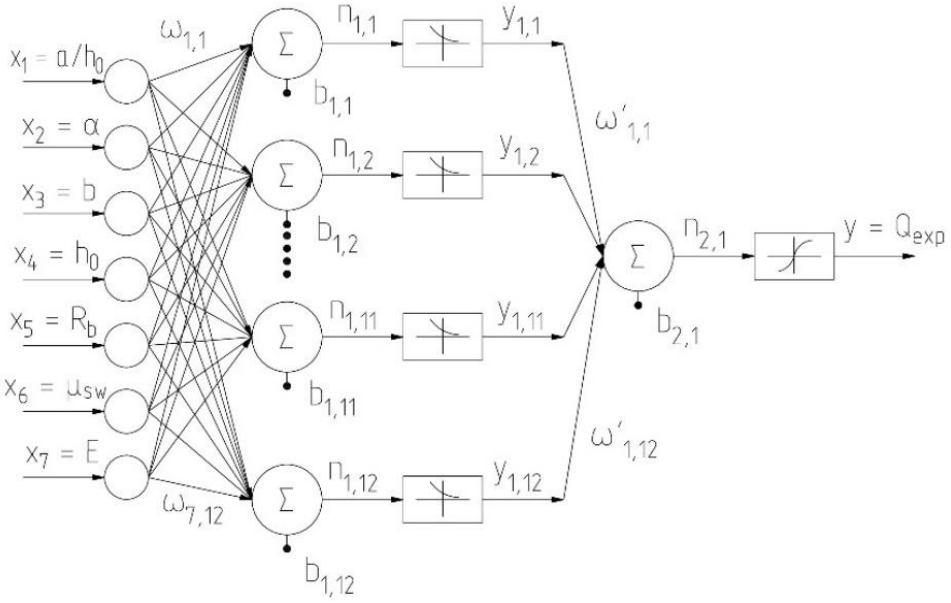


Рисунок 5.43 – Архитектура полученной ИНС

h_0	R_b	b	E	a	a/h_0	μ_{sw}
239,2786	27,78572	24,09296	9,019829	2,844891	2,326396	1,606710

Рисунок 5.44 – Степень влияния фактор-аргументов на целевую функцию по результатам анализа общей чувствительности ИНС [62]

Наличие выбросов и незначимых данных определено при разведочном анализе построением тернарного графика с помощью сплайн-интерполяции [62]. Корреляционный анализ параметров, оказывающих наибольшее влияние на данные выходного слоя, позволил оценить значимость коэффициентов корреляции и наличие мультиколлинеарности (связи между самими независимыми переменными). Матрица с парными коэффициентами корреляции (r) для всех сочетаний переменных приведена на рисунке 5.45. Значимые коэффициенты корреляции STATISTICA выделяет красным цветом. Для обеих независимых переменных парные коэффициенты корреляции являются значимыми (по шкале Чеддока переменная x_4 имеет высокую связь с зависимой переменной, x_5 – умеренную). Мультиколлинеарность практически отсутствует, так как парный коэффициент корреляции равен 0,197, что не выше допустимого значения 0,7 (по

шкале Чеддока если $|r|<0,3$ – связь практически отсутствует, $0,3<|r|>0,5$ – связь умеренная, $0,5<|r|>0,7$ – связь заметная, $|r|>0,7$ – связь высокая [7, 79]).

Variable	Correlations (77 балок) Marked correlations are significant at p < ,05000 N=77 (Casewise deletion of missing data) Means	Std.Dev.	Q_{ult}	h_0	R_b
Q_{ult}	0,000000	1,000000	1,000000	0,723520	0,447918
h_0	0,000000	1,000000	0,723520	1,000000	0,197461
R_b	-0,000000	1,000000	0,447918	0,197461	1,000000

Рисунок 5.45 – Корреляционная матрица [62]

Полученный с помощью модуля 3D Surface plot тернарный график показан на рисунке 5.46. Из визуального анализа графика следует, что выбросы и незначимые данные отсутствуют. Исходя из формы полученной поверхности, принято решение использовать степенную функцию как наиболее подходящую для последующего преобразования в формулу для инженерных расчетов [61].

Уравнение регрессии имеет общий вид:

$$y = ax_1^{m_1}x_2^{m_2}x_3^{m_3}x_4^{m_4}x_5^{m_5}x_6^{m_6}x_7^{m_7}, \quad (5.5)$$

где a – общий коэффициент регрессии, m_1–m_7 – степени независимых переменных.

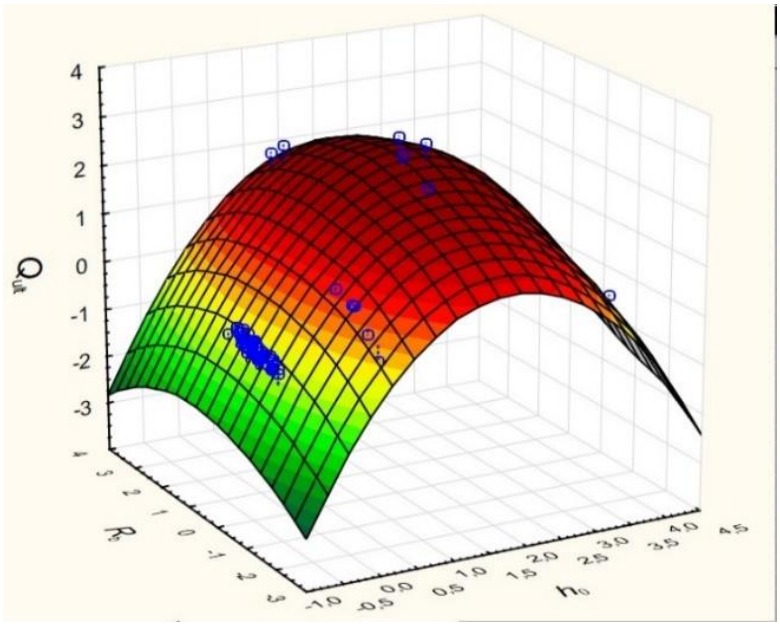


Рисунок 5.46 – Тернарный график [62]

Искомые величины подбираем, используя модуль Nonlinear Estimation (рисунок 5.47).

В качестве метода вычисления параметров a и m_i модели принят алгоритм Левенберга – Марквардта. После расчета параметров уравнение приняло вид:

$$y = 4215{,}9 x_1^{-0{,}353} x_2^{-0{,}612} x_3^{1{,}072} x_4^{1{,}124} x_5^{0{,}512} x_6^{-0{,}019} x_7^{0{,}481}. \quad (5.6)$$

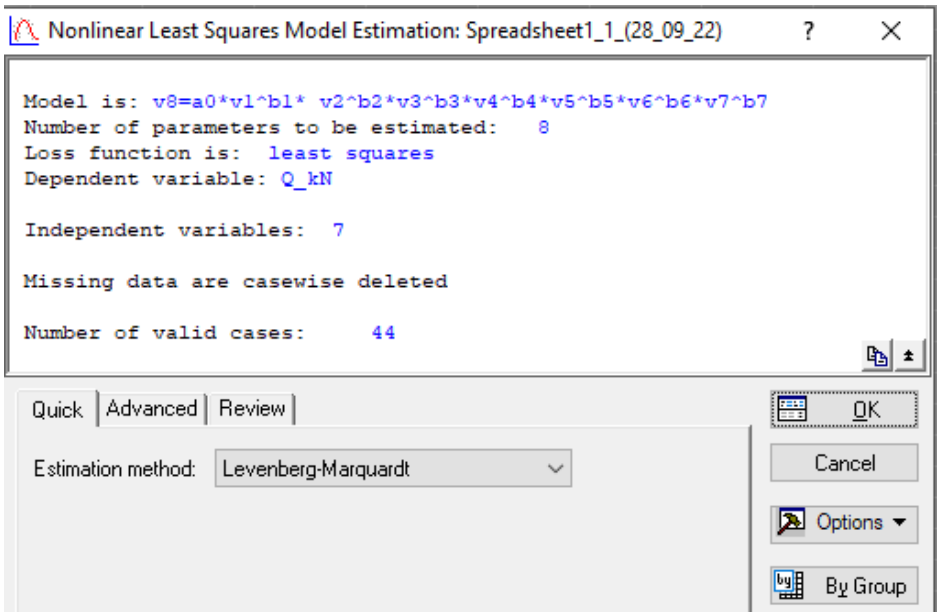


Рисунок 5.47 – Характеристики регрессионной модели

Эффективным способом оценки качества регрессионных уравнений считается анализ остатков [7, 79]. На гистограмме видно, что в нашем случае остатки распределяются по закону, близкому к нормальному (рисунок 5.48), что говорит об адекватности исследуемых зависимостей.

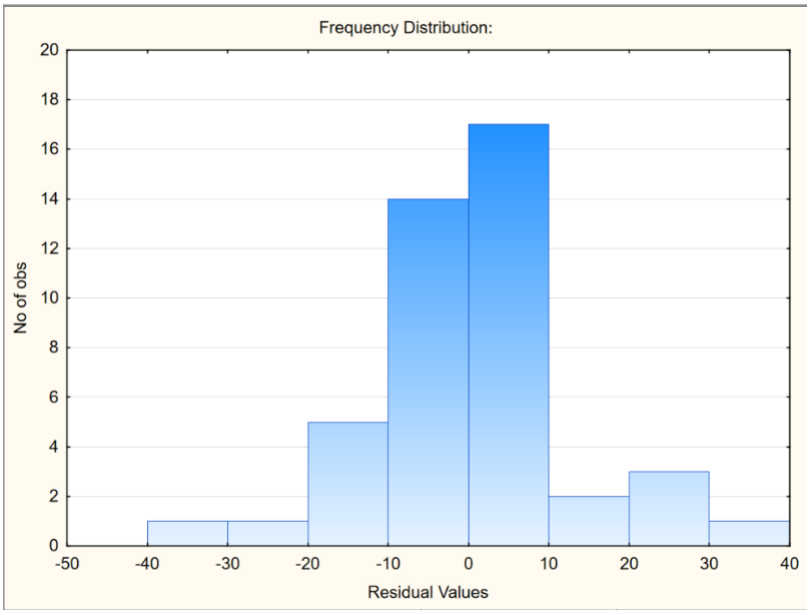


Рисунок 5.48 – Гистограмма распределения остатков регрессии

Нормальный вероятностный график остатков построен на рисунке 5.49. Они достаточно хорошо ложатся на прямую, соответствующую нормальному закону.

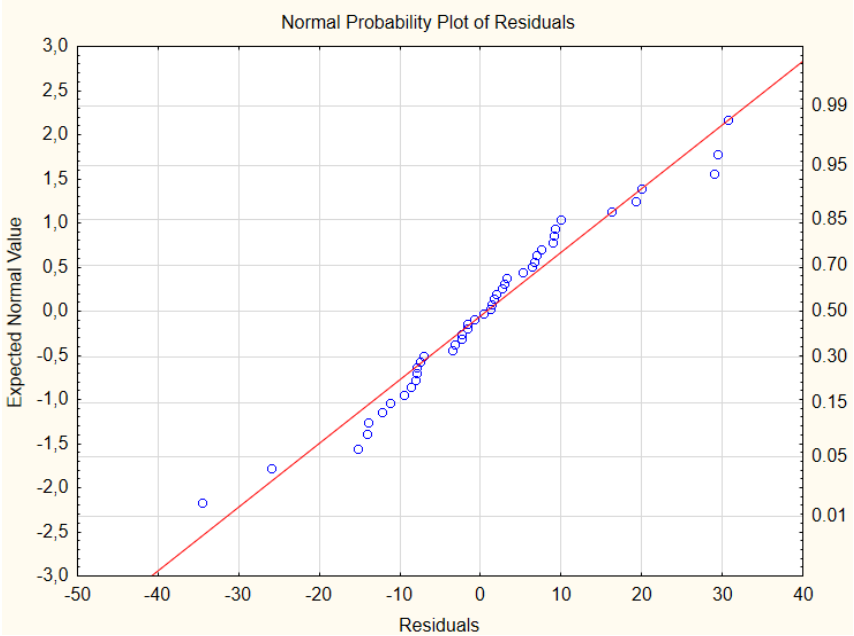


Рисунок 5.49 – График остатков регрессии [61]

Результаты анализа с помощью ANOVA (Analysis of Variance) показаны на рисунке 5.50. Видно, что *F*-критерий (Фишера) значим на уровне 0,05. Вероятность нулевой гипотезы (предположения, что не существует связи между рассматриваемыми переменными) значительно меньше 0,05. Значения множественных коэффициентов корреляции и детерминации регрессии 0,996 и 0,998. Это отражает наличие тесной связи между фактор-аргументами и зависимой переменной. Адекватность нашей модели полностью подтверждается [57].

Model is: v8=a0*v1^b1*v2^b2*v3^b3*v4^b4*v5^b5*v6^b6*v7^b7
Dep. Var. : Q, kN

Effect	1 Sum of Squares	2 DF	3 Mean Squares	4 F-value	5 p-value
Regression	2797336	8,00000	349667,0	1665,470	0,000000
Residual	7558	36,00000	210,0		
Total	2804894	44,00000			
Corrected Total	1914921	43,00000			
Regression vs.Corrected Total	2797336	8,00000	349667,0	7,852	0,000002

Рисунок 5.50 – Оценка регрессии с помощью ANOVA [61]

По полученным статистическим показателям (рисунок 5.51) видно, что регрессия имеет близкую связь между предиктором и откликом.

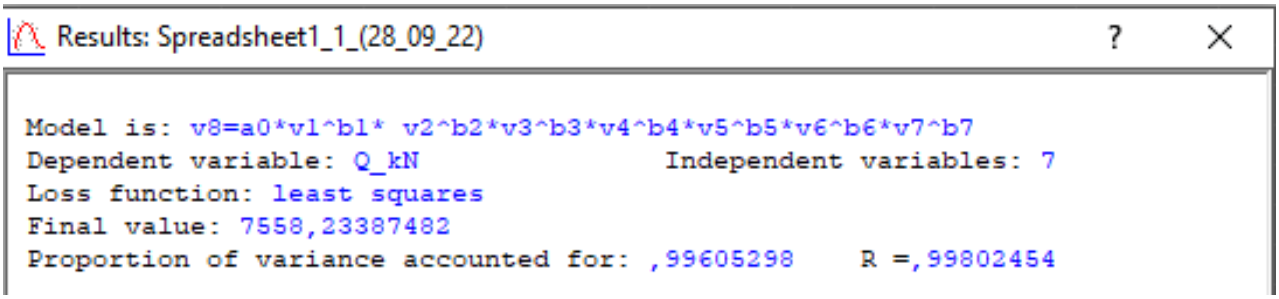


Рисунок 5.51 – Статистические показатели регрессии

После оптимизации формулы, упрощающей ее применение для инженерных расчетов, получим

$$Q = 4200\frac{b^{1,1}h_0^{1,5}\sqrt{R_bE}}{a^{0,4}\alpha^{0,6}\mu_{sw(fw)}^{0,1}}. \qquad (5.7)$$

В формулу (5.7) пролет среза a и геометрические размеры балок b и h_0 подставляются в метрах, коэффициент стального μ_{sw} или композитного μ_{fw} поперечного армирования – в процентах, призменная прочность R_b и модуль упругости поперечной арматуры – в МПа, угол наклона хомутов α – в градусах [61]. Влияние предыстории нагружения на прочность стенки в инженерных расчетах можно учесть в упрощенном виде понижающим коэффициентом условий работы γ_h к расчетной несущей способности балки без начальных трещин в стенке. Значения коэффициента γ_h, вычисленные статистическим анализом данных, составили 0,9 при вертикальном армировании и 0,85 при наклонном расположении хомутов [58].

Предложенная формула (5.7) компактна. При ее применении трудоемкость вычислений в сравнении с принятым в нормах подходом не повышается, а расчет выполняется также в одно действие. При этом формула подходит для расчетов прочности стенок железобетонных балок и балок, армированных АКП, и демонстрирует близкую сходимость теоретических и опытных результатов. Точность расчета достигается предварительным обоснованием вида регрессии с помощью нейросетевой модели и учетом влияния на прочность стенки пролета загружения, процента поперечного армирования и модуля упругости поперечной арматуры [57].

5.5 Особенности работы и расчета наклонных сечений балок из сверхвысокопрочного фибробетона

5.5.1 Результаты испытания балок и их расчетов предложенными конечно-элементными моделями

Представим экспериментальные данные по испытаниям балок и результаты численного моделирования нейросетевыми, конечно-элементными и регрессионными моделями.

Всего проведено 14 испытаний двутавровых СВПБ-балок на поперечную силу [66]. Обычно работа балок с фибровым армированием характеризуется образованием большего числа *нормальных* трещин в сравнении с конструкциями из бетона без фибр [144]. В части густоты картины *наклонных* трещин в наших опытах существенной разницы между балками с фибровым армированием и без него не выявлено. При этом – как и для балок из обычного тяжелого бетона – число наклонных трещин выше в балках с поперечной арматурой, чем в балках без таковой. В первом случае трещины распространяются практически по всей площади стенки в пределах пролета среза, а во втором – концентрируются вдоль узкой полосы, соединяющей точку приложения нагрузки с опорой [66].

По построенным диаграммам (рисунки 5.52) наглядно видна зависимость Q_{crc} от трех варьируемых факторов: коэффициента поперечного армирования μ_{sw}, объемного содержания фибр μ_{fv} и относительного пролета среза a/h_0. Величина Q_{crc} для балок с фибровым армированием во всех случаях по меньшей мере в 2 раза выше, чем у балок из бетона без фибр (рисунок 5.52, а). Разница между Q_{crc} для балок-близнецов, отличающихся пролетом среза (рисунок 5.52, б), составляет 10–25% при наличии фибрового и/или стержневого поперечного армирования и 50% в его отсутствие (крайняя правая пара столбцов).

На рисунке 5.53 показаны графики наибольшего раскрытия наклонных трещин. Предельная ширина раскрытия $a_{crc,ult}$ для наглядности нанесена вертикальной штриховой линией. При анализе графиков можно сделать следующие выводы [66]:

1. Балки из сверхвысокопрочного бетона с фибрами сопротивляются раскрытию наклонных трещин значительно лучше балок без фибр – при

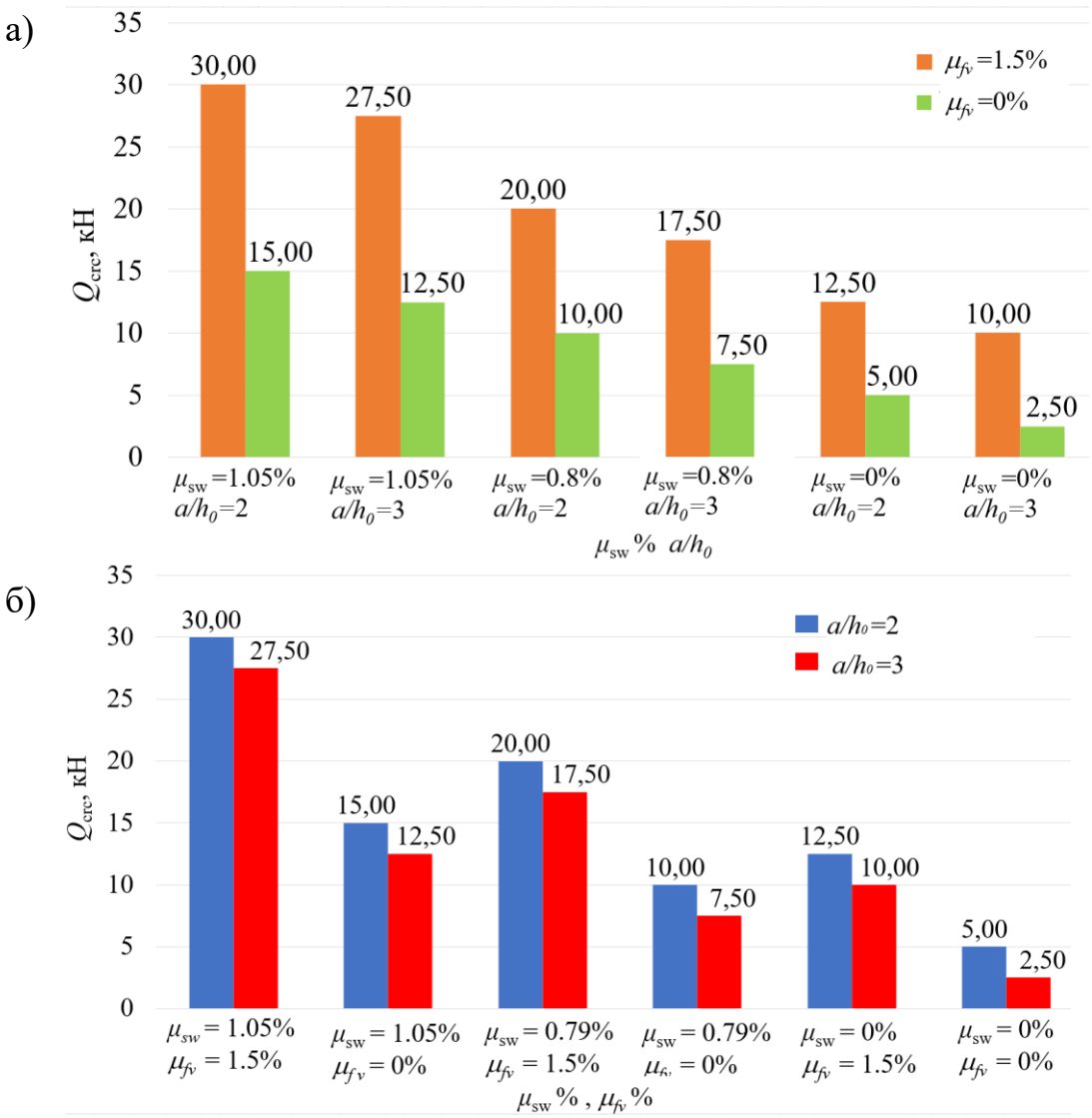


Рисунок 5.52 – Разница в нагрузке образования первых наклонных трещин в балках-близнецах, отличающихся μ_{fv} (а) и a/h_0 (б) [66]

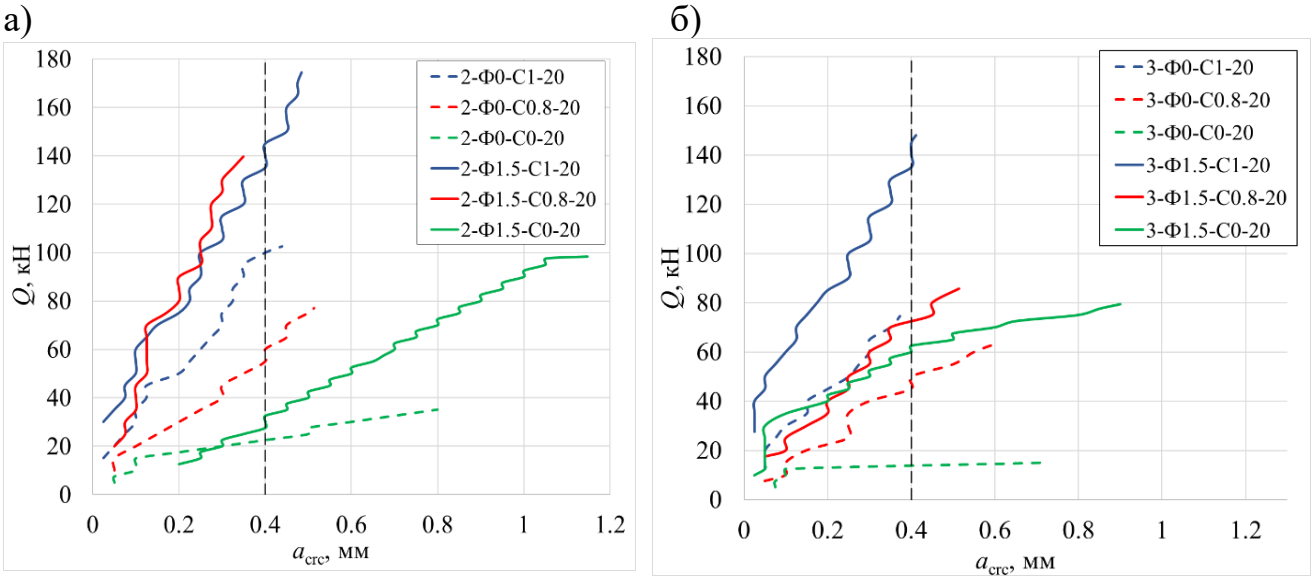


Рисунок 5.53 – Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин на разных этапах нагружения в балках, испытанных с a/h_0=2 (а) и a/h_0=3 (б) [66]

одинаковом уровне нагрузки ширина раскрытия наклонных трещин в последних в 2–2,5 раза больше. При этом разница в ширине раскрытия наклонных трещин в балках-близнецах тем больше, чем ниже их коэффициент поперечного стержневого армирования.

2. Балка 3-Ф0-С0-20, не имеющая ни стержневого, ни фибрового армирования, разрушилась практически сразу после начала образования наклонных трещин. Аналогичная балка 2-Ф0-С0-20, испытанная при меньшем пролете среза $a/h_0 = 2$, благодаря арочному эффекту продемонстрировала способность сопротивляться действию поперечной силы, примерно в 8 раз превышающей Q_{crc}.

3. Устранение стержневого армирования привело к резкому снижению трещиностойкости балок. Но фибровое армирование (2-Ф1,5-С0-20 и 3-Ф1,5-С0-20), сдерживающее раскрытие наклонных трещин, позволяет балкам сохранять несущую способность при нагрузках, значительно превосходящих нагрузку образования первых трещин.

4. При обоих рассмотренных значениях μ_{sw} ширина раскрытия наклонных трещин в балках с фибровым армированием и без него достигала величины $a_{\mathrm{crc,ult}}$ при поперечной силе не менее $0{,}8Q_{ult}$. Учитывая, что уровень нормативных нагрузок около $0{,}65P_R$, трещиностойкость наклонных сечений этих балок можно считать обеспеченной. В свою очередь, в СВПБ-балках без стержневой поперечной арматуры (2-Ф1,5-С0-20 и 3-Ф1,5-С0-20) трещины получали раскрытие $a_{crc,ult}$ уже при нагрузках около $(0{,}3–0{,}5)Q_{ult}$.

На всех графиках деформаций стержней поперечного армирования деформации арматуры превышают 300 о.е.д. – удлинение, при которой наступала текучесть контрольных образцов (рисунок 5.54). Величина поперечной силы Q_y, при которой деформации достигали этой величины, различна для балок с разными коэффициентами поперечного армирования и концентрациями фибр. Однако отношение Q_y к Q_{ult} независимо от этих параметров для всех балок находится в диапазоне 0,7 – 0,85 [66].

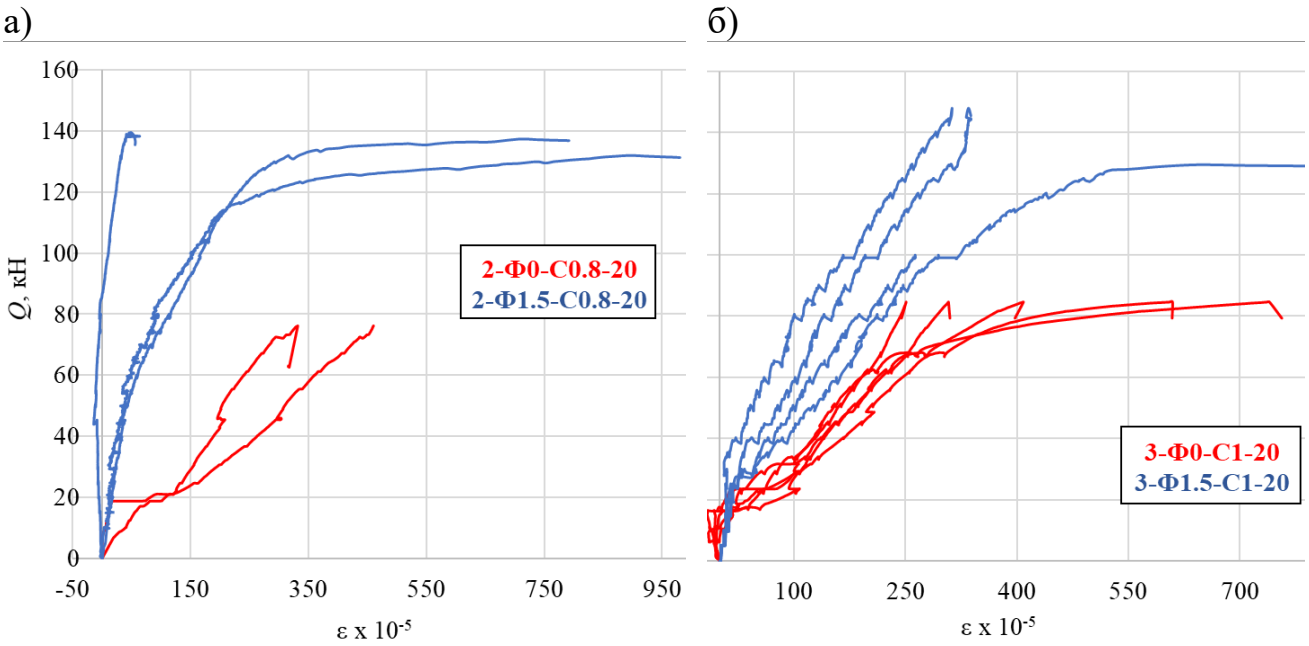


Рисунок 5.54 – Зависимость деформаций хомутов от приложенной нагрузки для балок-близнецов, испытанных при a/h_0=2 (а) и a/h_0=3 (б)

В [241] отмечено, что наличие фибрового армирования в составе бетона приводит к снижению напряжений в поперечной арматуре балок. В наших опытах получена аналогичная картина [65] – при одинаковом уровне нагружения наблюдалась значительная (до 150–200%) разница в деформациях поперечной арматуры балок с фибровым армированием и без такового (рисунок 5.55).

Полученные в наших опытах максимальные деформации сжатия СВПБ стенок достаточно невелики – в большинстве случаев их величина не превышает 50 о.е.д. (рисунок 5.55), что существенно меньше предельной сжимаемости бетона (в балках из обычного тяжелого бетона при схожих конструктивных параметрах деформации сжатия составляют 150–250 о.е.д. [56, 77]). В отдельных случаях – при высоком содержании фибрового и стержневого армирования – деформации СВПБ достигают 100 о.е.д. и более. Выше было указано, что практически во всех балках перед разрушением напряжения в хомутах достигали предела текучести. Как видно, графики деформаций сжатия (рисунок 5.55) при этом траектории не меняют, т. е. скорость роста деформаций сжатия остается близкой к постоянной на всех этапах нагружения [65].

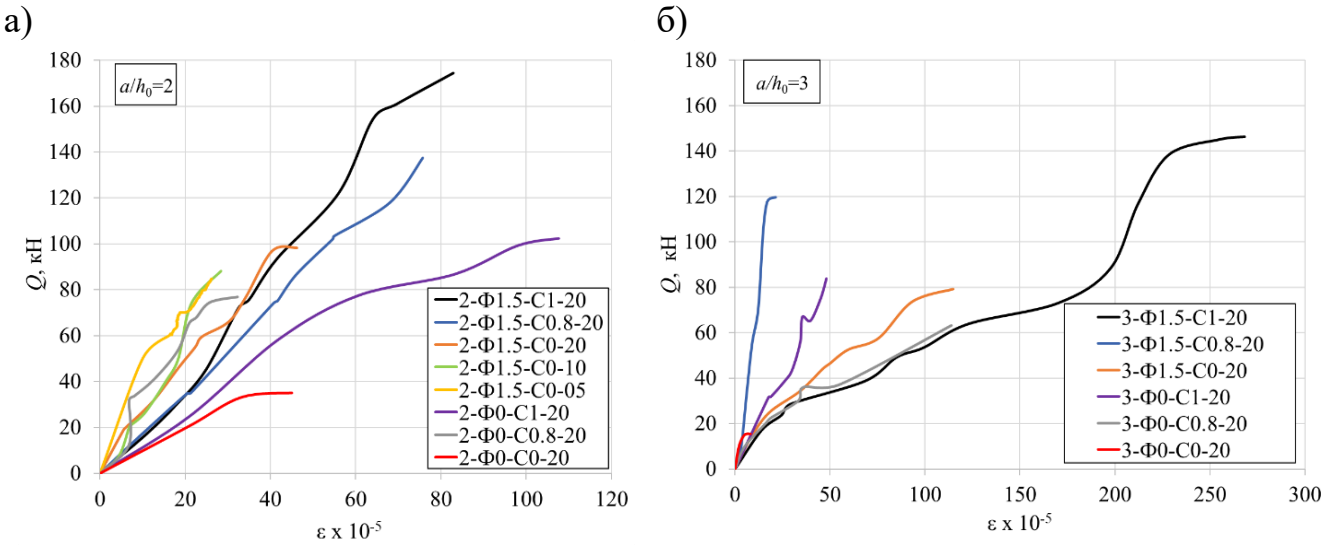


Рисунок 5.55 – Максимальные деформации укорочения бетона стенок балок, испытанных с a/h_0=2 (а) и a/h_0=3 (б)

Работа под нагрузкой балок без стержневой поперечной арматуры (с фибровым армированием и без него) характеризуется образованием одной–двух наклонных трещин, раскрывающихся интенсивнее остальных [65]. При пролете среза $a = 2h_0$ эти трещины проходят вдоль линии, соединяющей опору с точкой приложения нагрузки, а при $a = 3h_0$ – под углом 40–60º от растянутой полки к точке приложения нагрузки. При пиковом значении нагрузки критические трещины проникают в сжатую полку. Стенка при этом практически не получает повреждений. В балках с поперечной стержневой арматурой разница в раскрытии наклонных трещин существенно меньше. При этом зачастую проникновения критической трещины в сжатую полку не происходит, а область разрушения стенки оказывается достаточно обширной (рисунок 5.56).

На диаграммах на рисунке 5.57 сгруппированы по 2–3 шт. разрушающие нагрузки для балок-близнецов, отличающихся стержневым (рисунок 5.57, а) и фибровым (рисунок 5.57, б) армированием [43]. Очевидно, что приросты несущей способности (выделены фигурными скобками), возникающие при одинаковом увеличении интенсивности армирования, достаточно близки друг к другу, несмотря на различия в остальных параметрах. Таким образом, вклад фибрового армирования сохраняет постоянное значение, независимо от стержневого армирования или пролета среза. Аналогичное утверждение справедливо для вклада стержневого армирования.

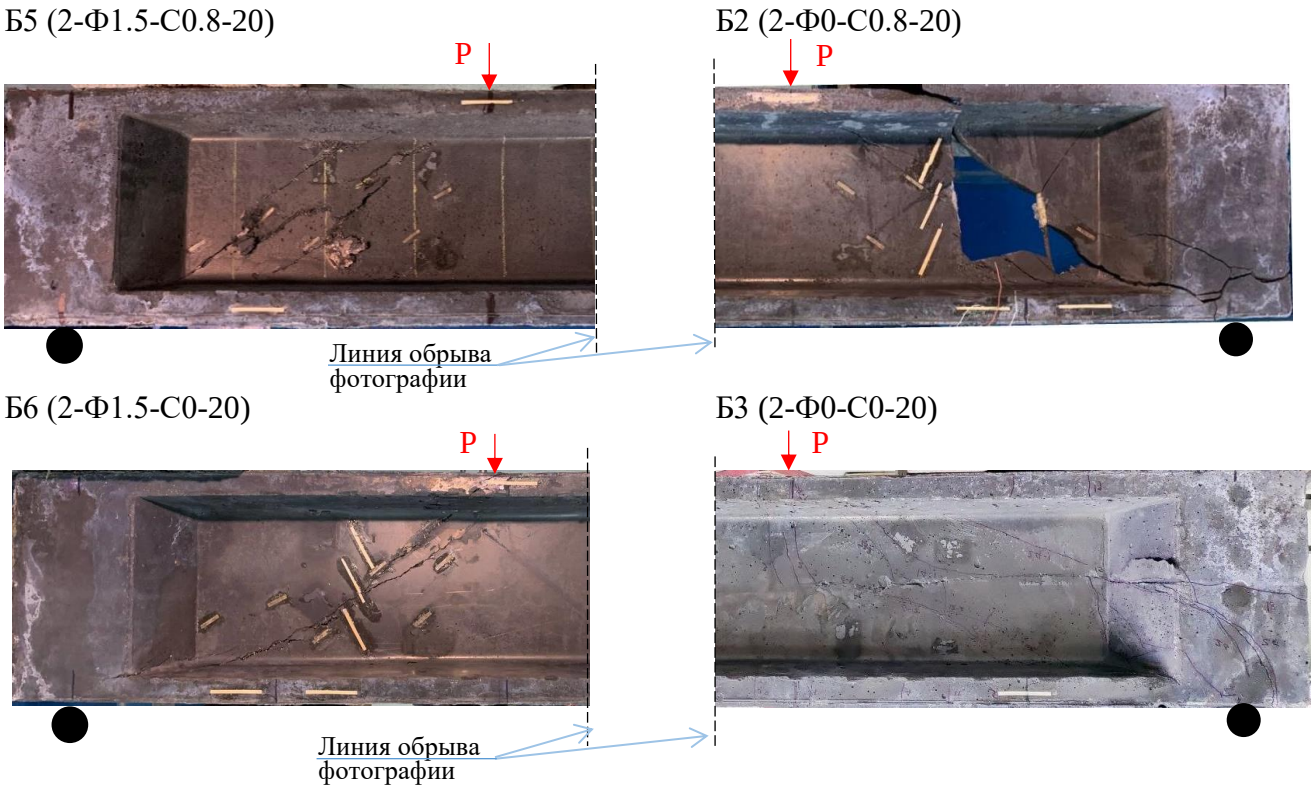


Рисунок 5.56 – Картина разрушения балок

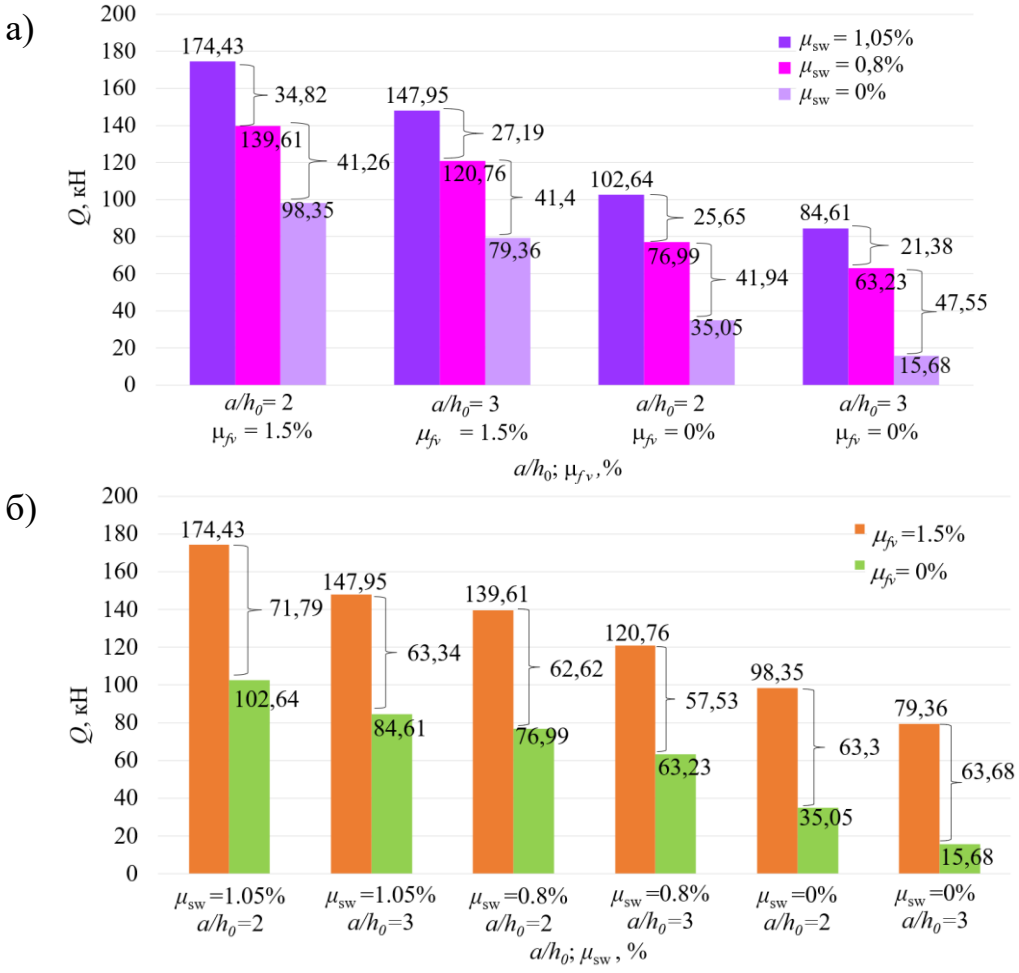


Рисунок 5.57 – Разница в разрушающих поперечных силах для балок-близнецов, отличающихся μ_{sw} (а) и μ_{fv} (б) [43]

Разницы значений Q_{ult} сведены в таблицу 5.9 и обозначены как вклады фибр $Q_{f15,exp}$ при ее концентрации μ_{fv}= 1,5% и поперечного армирования $Q_{s08,exp}$ и $Q_{s10,exp}$ при μ_{sw} соответственно 0,8 и 1,05% [43]. Как видно, изменчивость значений всех трех величин невелика – наибольший коэффициент вариации составляет лишь 7%. Дальнейший анализ вкладов поперечной арматуры и фибр в сопротивление балок будет рассмотрен при представлении предложений в части инженерных методов расчета СВПБ-балок на поперечную силу.

Таблица 5.9 – Оценка изменчивости расчетных вкладов фибр и поперечной арматуры [43]

Общие параметрыв группе	$Q_{f15,exp}$, кН
μ_{sw} = 1,05%, a/h_0 = 2	71,79
μ_{sw} = 1,05%, a/h_0 = 3	63,34
μ_{sw} = 0,79%, a/h_0 = 2	62,62
μ_{sw} = 0,79%, a/h_0 = 3	57,53
μ_{sw} = 0, a/h_0 = 2	63,3
μ_{sw} = 0, a/h_0 = 3	63,68
Средн. значение	**63,71**
Коэф. вариации	**0,072**

Общие параметры в группе	$Q_{s08,exp}$, кН	$Q_{s10,exp}$, кН
μ_{fv} = 1,5%, a/h_0=2	41,26	76,08
μ_{fv} = 1,5%, a/h_0=3	41,4	68,59
μ_{fv} = 0, a/h_0=2	41,94	67,59
μ_{fv} = 0, a/h_0=3	47,55	68,93
Средн. значение	**43,04**	**70,30**
Коэф. вариации	**0,070**	**0,055**

Известно, что с увеличением пролета среза нагружения a/h_0 сопротивление балок из обычного тяжелого бетона снижается [15]. В наших опытах [43] аналогичная зависимость наблюдалась для всех пар балок-близнецов, отличавшихся величиной a/h_0 (рисунок 5.58). Разница между разрушающими поперечными силами Q_3 при a/h_0 = 3 и поперечными силами Q_2 при a/h_0 = 2 для образцов с фибровым и/или стержневым армированием составляет 14–19% при коэффициенте вариации отношения Q_2/Q_3 всего 2,8% (таблица 5.10). В то же время для балок без стержневого и фибрового армирования стенки (группа №6 в таблице 5.10) снижение несущей способности составило около 55%. Это объясняется тем, что с ростом пролета среза вклад бетона Q_b снижается [50, 208, 225, 311], а вклад стержневого Q_s и фибрового Q_f армирования возрастает ввиду увеличения длины

наклонной трещины и числа пересекающих ее стержней и фибр [49, 50, 103, 225, 269, 292]. То есть в балках с армированной стенкой падение Q_b в значительной мере компенсируется ростом Q_s. В отсутствие стержневого и фибрового армирования компенсации уменьшения сопротивления балок нет и снижение несущей способности становится бóльшим. Это подтверждается тем, что в группах 1 и 3 с комбинированным армированием разница между Q_3 и Q_2 составила около 15%, тогда как в группах 2, 4 и 5 армированных только фибрами или поперечными стержнями – около18%.

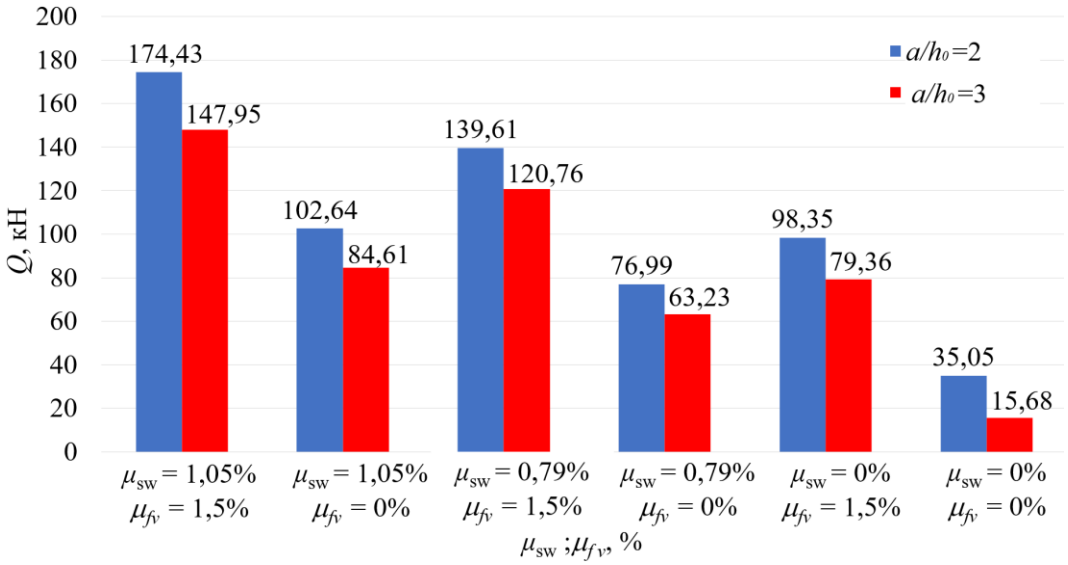


Рисунок 5.58 – Разница в Q_{ult} для балок-близнецов при разных a/h_0 [43]

Таблица 5.10 – Оценка изменчивости отношения Q_3 / Q_2 [43]

№ гр.	Общие параметры в группе	Q_3 / Q_2
1	μ_{sw} = 1,05%, μ_{fv} = 1,5%	0,85
2	μ_{sw} = 1,05%, μ_{fv} = 0	0,82
3	μ_{sw} = 0,79%, μ_{fv} = 1,5%	0,86
4	μ_{sw} = 0,79%, μ_{fv} = 0	0,82
5	μ_{sw} = 0, μ_{fv} = 1,5%	0,81
6	μ_{sw} = 0, μ_{fv} = 0	0,45
Средн. значение (гр. №1–№5)		**0,83**
Коэф. вариации (гр. №1–№5)		**0,028**

Ширина сжатой полки тавровых и двутавровых балок оказывает влияние на их сопротивление поперечной силе (рисунок 5.59) что было учтено в формуле для вычисления Q_b в старой редакции норм проектирования железобетонных конструкций [45]. В наших опытах уменьшение ширины полки балок с 20 до 5 см привело к снижению Q_{ult} на 14% [43].

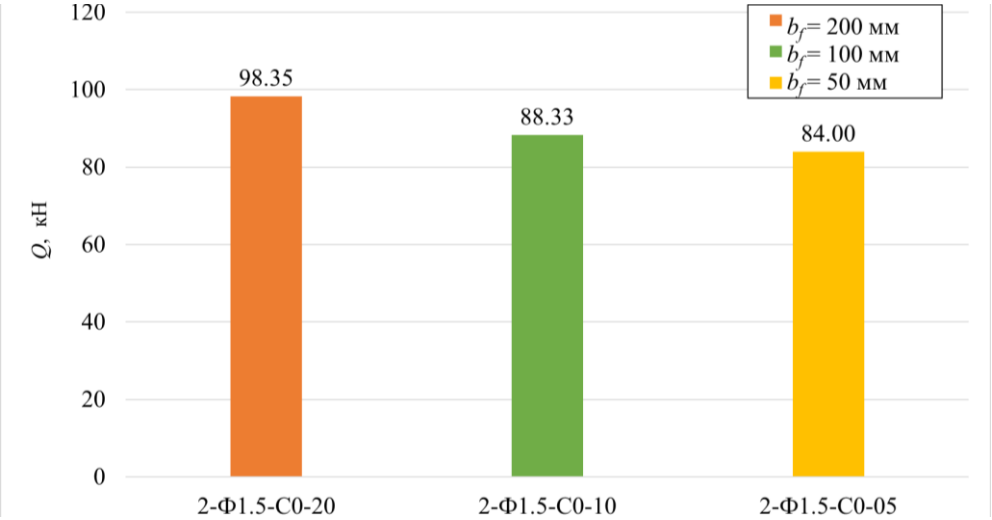


Рисунок 5.59 – Разница в разрушающих поперечных силах для балок-близнецов, отличающихся шириной сжатой полки b_f [43]

Представленная в п. 3.4.3 наша методика ***конечно-элементного моделирования*** апробирована на испытанных двутавровых СВПБ-балках. Ключевым компонентом модели являются мембранные элементы, уравнения равновесия и совместности деформаций которых определяются деформационной моделью CSMM. В исходный код OpenSees нами были добавлены классы материалов, реализующие законы деформирования для сверхвысокопрочного бетона с фибрами и без них, а также для размещенной в нем арматуры [70]. Калибровкой модели с использованием результатов опытов других авторов были определены оптимальные размеры ячейки сетки конечных элементов в стенках балок и величина шага нагружения для интегратора [44].

Построенные для испытанных нами балок расчетные и опытныеграфики прогибов приведены на рисунках 5.60–5.62 [44]. Представленные данные свидетельствуют о хорошем соответствии теоретических и опытных результатов.

В зависимости прогибов от нагрузки наилучшими оказались расчеты балок с поперечной арматурой без фиброво армирования. Наименее удачные результаты

получены для балок, не имевших ни стержневого, ни фиброво армирования и расчетные модели имеют завышенную изгибную жесткость. Достаточно велико для этих балок и отличие между расчетными Q_{OS} и опытными Q_{exp} пиковыми значениями поперечных сил – около 13%.

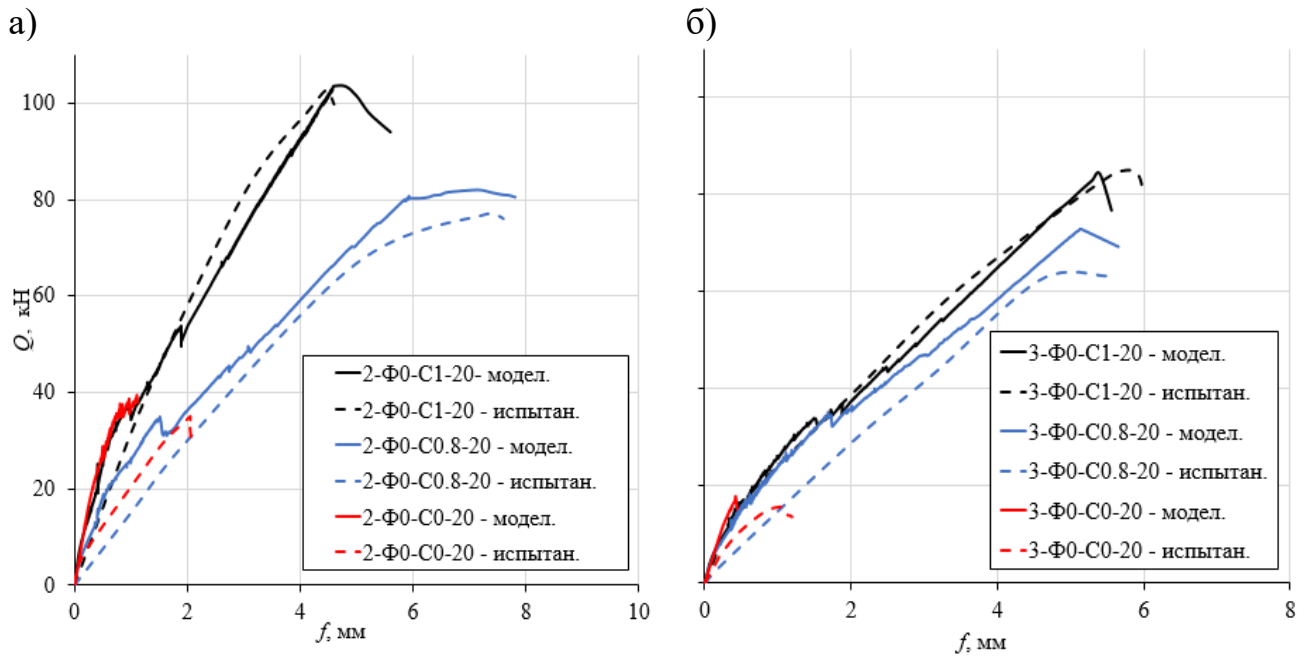


Рисунок 5.60 – Опытные и расчетные графики прогибов балок с μ_{fv}= 0%: a/h_0 = 2 (а), a/h_0 = 3 (б)

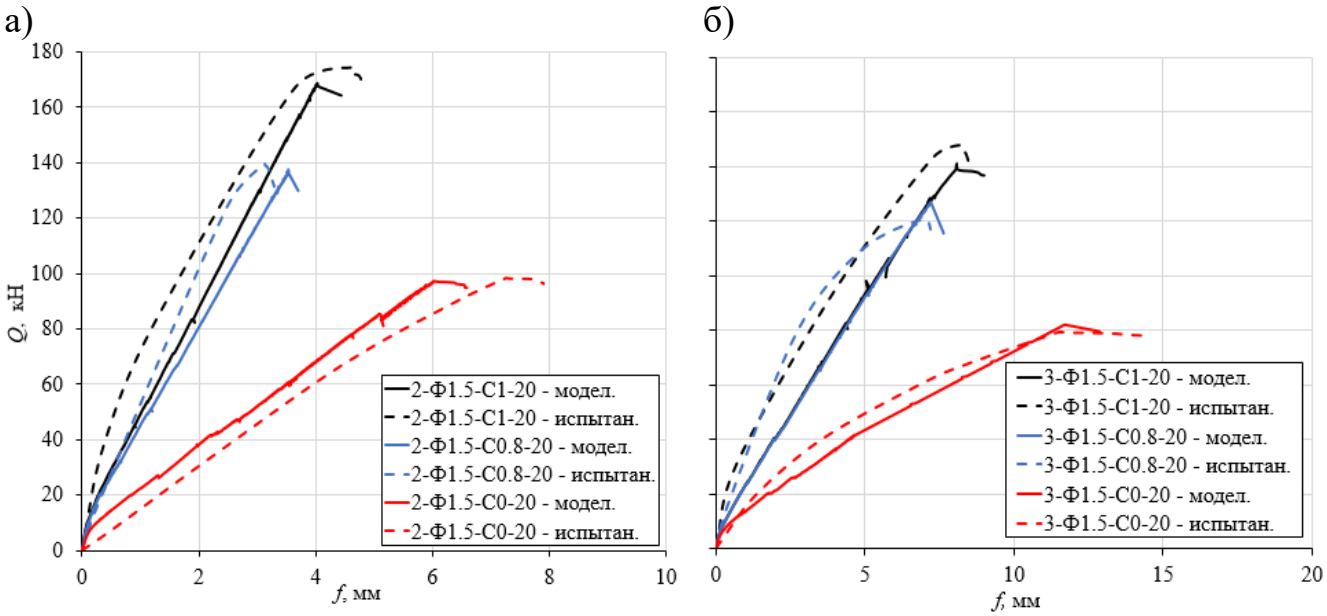


Рисунок 5.61 – Опытные и расчетные графики прогибовбалок с μ_{fv}= 1,5%: a/h_0 = 2 (а), a/h_0 = 3 (б)

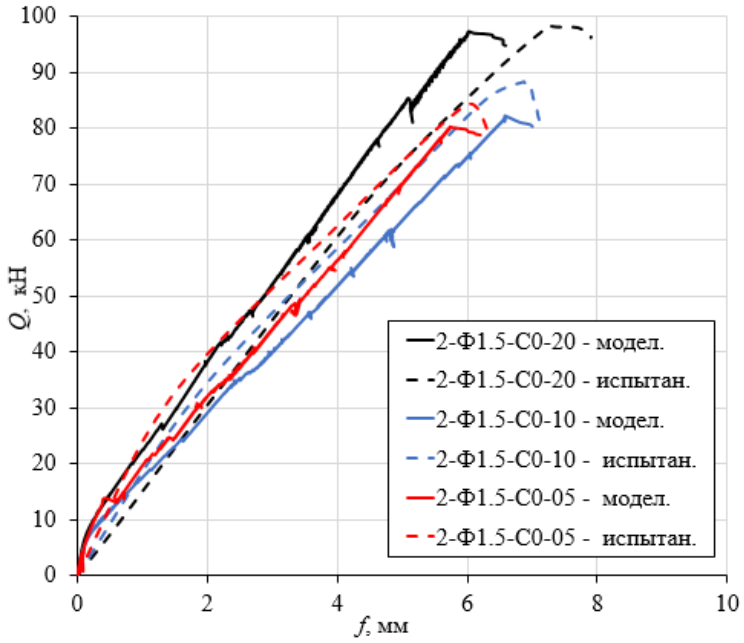


Рисунок 5.62 – Опытные и расчетные графики прогибов балок с μ_{fv}=1,5%, отличающихся шириной сжатой полки b_f

Неточности расчета для балок без армирования стенки можно объяснить тем, что модель для плоского напряженного состояния CSMM, главным образом, была получена по результатам испытания армированных бетонных мембранных элементов [67]. Кроме того, сами опытные данные по несущей способности балок в отсутствие поперечной арматуры обладают существенным разбросом, особенно при малых и средних пролетах среза (см., например, рисунок 31 в [9]).

5.5.2 Нейросетевое прогнозирование и регрессионные расчеты прочности наклонных сечений

Нами выполнено также прогнозирование прочности наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок ***нейронными сетями*** [60]. В выборку опытных данных (таблица А.2) включены результаты 6 наших испытаний (п. 2.6) и 64 других исследований [103, 199, 208, 215, 225, 241, 291, 292, 293, 309].

В программе была задана процедура отбора десяти сетей из ста с лучшими показателями обучения и тестирования в вычисленном диапазоне количества нейронов промежуточного слоя и всевозможными функциями активации (рисунок 5.63, а). При построении сети был испробован набор функций активации нейронов (линейная, логарифмо-сигмоидная и т. д., рисунок 5.63, б).

а) б)

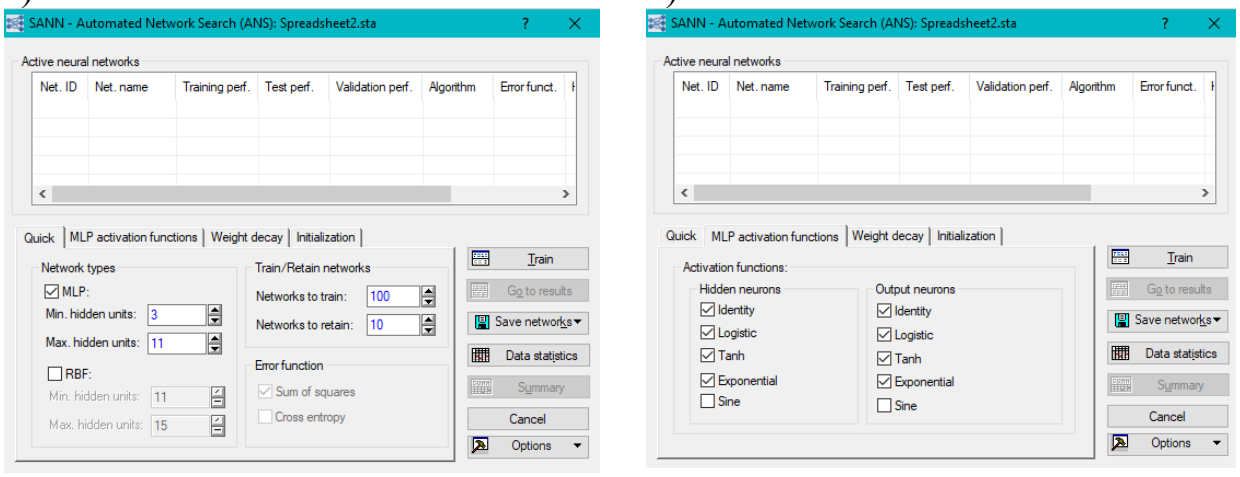


Рисунок 5.63 – Задание параметров модуля ANS:
а) количество нейронов, обучаемых и отбираемых нейросетей;
б) функций активации.

За процессом обучения нейронных сетей можно наблюдать по графикам изменения ошибки сети в ходе обучения, где отображаются значения среднеквадратичной ошибки выхода на всем обучающем множестве (рисунок 5.64). По ним можно выявить описанный нежелательный эффект переобучения – при его наличии ошибка продолжает убывать, а ошибка контроля (красные линии на графиках) начинает расти. Ни у одной из полученных нейронных сетей признаков переобучения не наблюдалось. Из выбранных десяти нейронных сетей для последующего сравнительного анализа качества работы оставлены четыре с наибольшими показателями производительности [60].

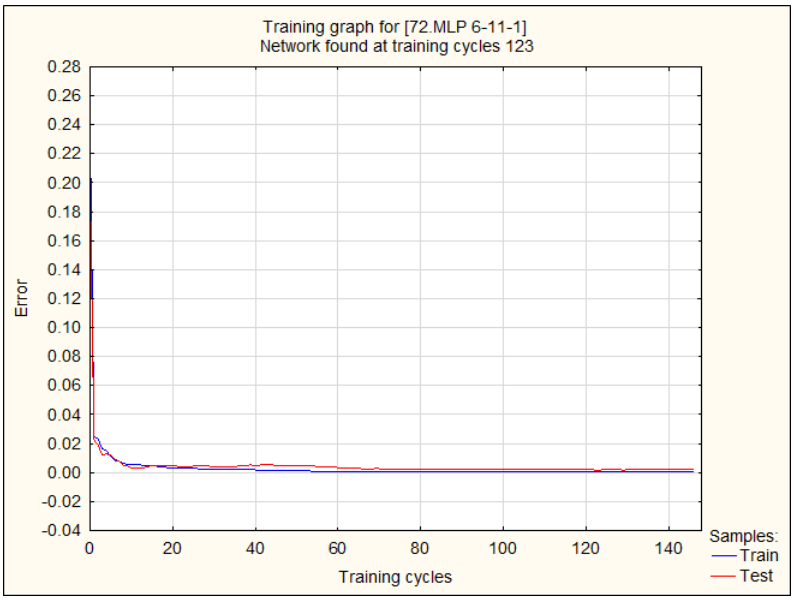


Рисунок 5.64 – График ошибки обучения для нейронной сети 72 - MLP 6-11-1 [60]

Анализ чувствительности позволяет установить, в какой мере модель зависима от изменения значений ее параметров и структуры [176] и является простым и эффективным инструментом для определения факторов, оказывающих наибольшее влияние на работу модели [60]. Элементами матрицы чувствительности для каждой из переменных являются коэффициенты, равные отношению ошибки, вычисленной при работе сети в отсутствие рассматриваемой переменной, к основной ошибке, вычисленной для сети со всеми входными переменными. Если для переменной это отношение меньше единицы, то ее исключение улучшает качество работы сети. Значений меньше единицы в рассчитанной для наших моделей матрице нет (таблица 5.11). Из этого следует, что принятая в начале исследования предпосылка о необходимости учета всех шести параметров – μ_s, A_f/A_w, h_0, a/h_0, b_w, R_{tb} – является верной.

Таблица 5.11 – Матрица чувствительности к входным параметрам

№	μ_s	A_f/A_w	h_0	a/h_0	b_w	R_{tb}
10	78,08	123,75	29,32	112,03	20,72	7,48
58	27,73	61,51	219,28	23,01	17,79	17,35
72	39,77	20,28	87,35	14,2	20,79	10,65
96	5,5	14,44	4,88	10,87	2,55	4,36

Также можно заметить, что ответы разных моделей наиболее чувствительны к различным переменным [60]. Поэтому по показателю чувствительности нельзя определить, как именно влияют переменные на предсказанное значение, увеличивают или уменьшают его. Проверить это можно экспериментально, задав модели наблюдения с разными значениями исследуемой переменной.

Ошибка при обучении нейронной сети играет большую роль, поскольку ее производную на обучающем множестве используют для расчета коррекции весов нейронов. Одной из наиболее распространенных метрик, применяемых для измерения точности прогнозирования модели, является MAPE – средняя абсолютная ошибка в процентах и рассчитывается по формуле

$$MAPE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{|y_{\text{факт}} - y_{\text{прогн}}|}{|y_{\text{факт}}|}\cdot 100\%. \quad (5.8)$$

Ошибку MAPE легко интерпретировать, и поэтому она особенно полезна для сравнения различных моделей [60]. Все четыре нейронные сети продемонстрировали высокую точность прогнозирования разрушающей поперечной силы. Наименьшее значение MAPE – 5,8 % – получено для сети №96 (таблица 5.12). Значения MAPE для остальных трех сетей укладываются в узкий диапазон 7,9 – 9,1 %, отстоящий более чем на 2 % от MAPE сети №96.

Показателем, оценивающим тесноту связи факторов с результативным признаком для нелинейных моделей, является индекс множественной корреляции $R = \sqrt{1 - \frac{S^2}{S_y^2}}$, где S^2, S_y^2 – остаточная и общая дисперсии результативной переменной.

При удачном подборе модели индекс R стремится к 1. Для четырех исследуемых нейронных сетей рассчитанная величина R варьируется в диапазоне 0,986–0,992 (таблица 5.12). Такую тесноту связи между зависимой переменной и предиктором можно охарактеризовать по шкале Чеддока как очень высокую.

Следующим показателем качества оценки модели является метрика *RMSE* (корень из средней квадратичной ошибки). Она представляет собой стандартное отклонение выборки различий между предсказанными и наблюдаемыми значениями и рассчитывается по формуле $RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(y_{\text{факт}} - y_{\text{расч}}\right)^2}$.

Этот показатель имеет те же единицы измерения, что и прогнозируемая величина. Чем ниже значение RMSE, тем лучше модель прогнозирования (в идеальном случае RMSE равна нулю) [60].

Таблица 5.12 – Показатели качества ИНС

№	Арх–ра	Произв-ть сети на обучающем множестве	Произв-ть сети на тестовом множестве	Промежут. функция активации	Функция активации выходного нейрона	Алгоритм обучения	*MAPE*, %	*RMSE*, кН	*R*
10	MLP 6-5-1	0,9915	0,9610	Logistic	Tanh	BFGS 214	7,92	32,66	0,986
58	MLP 6-11-1	0,9960	0,977901	Tanh	Expon.	BFGS 206	8,65	24,8	0,992
72	MLP 6-11-1	0,9943	0,969745	Tanh	Expon.	BFGS 123	9,1	30,58	0,988
96	MLP 6-8-1	0,9969	0,977934	Tanh	Expon.	BFGS 157	5,8	25,12	0,992

Как видно из таблицы 5.12, метрика RMSE имеет наименьшую величину у нейронной сети №58 – 24,8 кН [60]. Однако при этом у сети №96, выделенной ранее по показателю MAPE, ошибка RMSE составила 25,12 кН – всего лишь на 1,3% выше указанного минимального значения. Исходя из этого, из четырех смоделированных нейронных сетей как наиболее точную можно рекомендовать сеть № 96 – MLP 6-8-1.

По принятому алгоритму (п. 3.2) построены ***регрессионные модели*** для выполнения инженерных расчетов двутавровых СВПБ-балок на действие поперечных сил [67]. На *первом этапе* аналитическое выражение регрессионной зависимости получено для прочности балок без фибрового и стержневого поперечного армирования. Эта же величина будет выступать в роли вклада бетона Q_b при определении формул для балок с фибровым и поперечным стержневым армированием. Экспериментальная база данных, составленная для работы на первом этапе, приведена в таблице А.3 в приложении А.

Выбор функциональной формы для Q_b осуществлен визуальным анализом, полезным при первичной оценке данных, выявлении общих паттернов и трендов [59]. Так как возможным является построение только трехмерных графиков (поверхностей), то для визуального анализа зависимости их потребуется несколько. Из рассмотрения этих поверхностей (см. пример на рисунке 5.65) следует, что уравнение зависимости переменной y от x_1, x_2, x_3 и x_4 должно иметь сложную нелинейную форму.

Для визуализации описательных статистик экспериментальных данных построим т. н. «ящичковые» диаграммы (рисунок 5.66 [59]), с помощью которых данные можно оценить на предмет структуры распределения, наличия выбросов, однородности наблюдений и т. д. Как видно, переменные x_1, x_5 и x_6 тесно расположены около своего среднего значения. Переменные x_2, x_3, x_4 и y имеют симметричное распределение. Зависимая переменная y имеет наибольший разброс.

Для исключения явления мультиколлинеарности переменных составим матрицу парных коэффициентов корреляции (рисунок 5.67). Считается, что наличие значений коэффициентов корреляции, по абсолютной величине превосходящих 0,75–0,80, свидетельствует о присутствии мультиколлинеарности

между переменными. Чтобы избавиться от мультиколлинеарности, эти факторы необходимо из модели исключить [59].

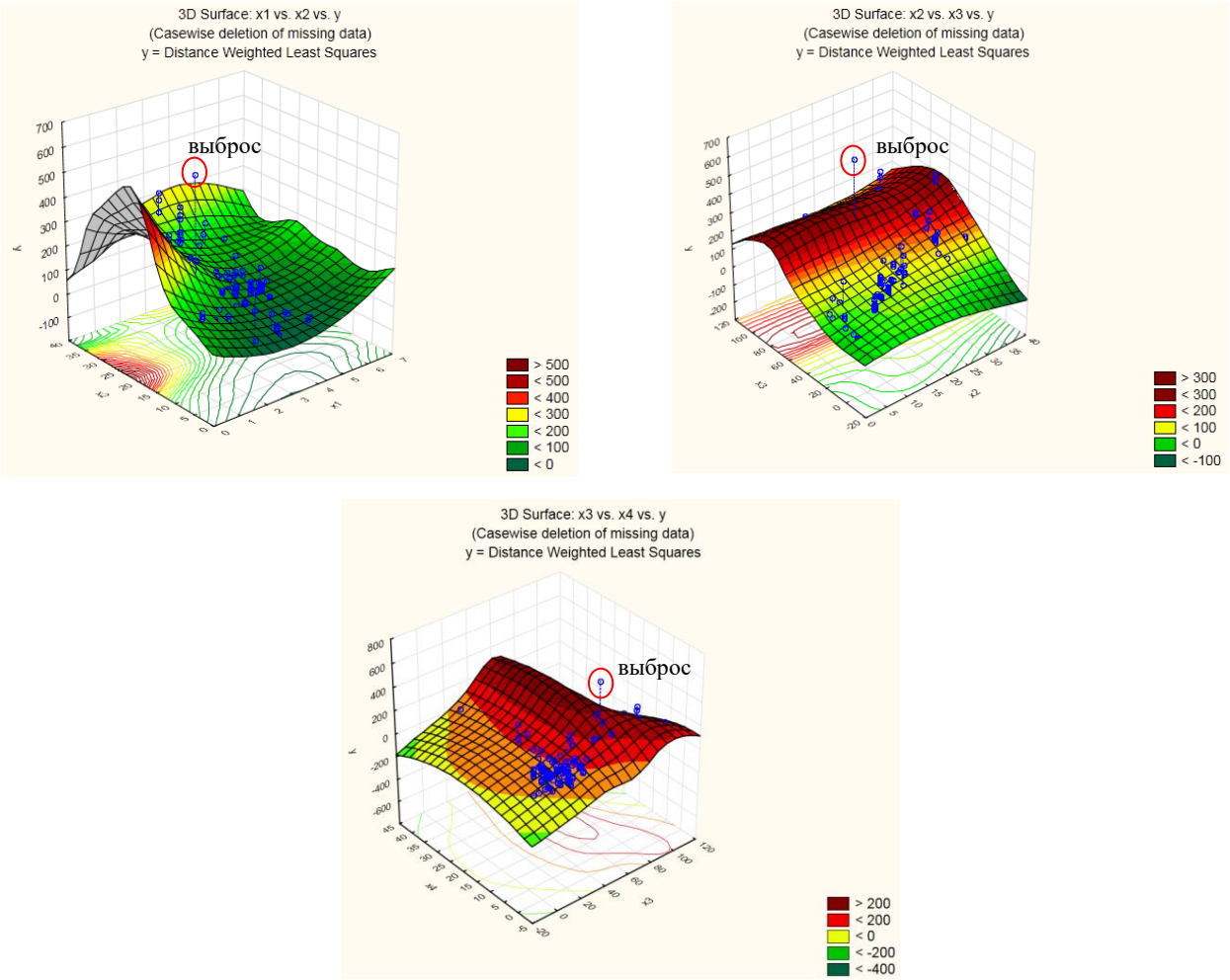


Рисунок 5.65 – Трехмерные графики зависимости y от x_1, x_2, x_3 и x_4 [59]

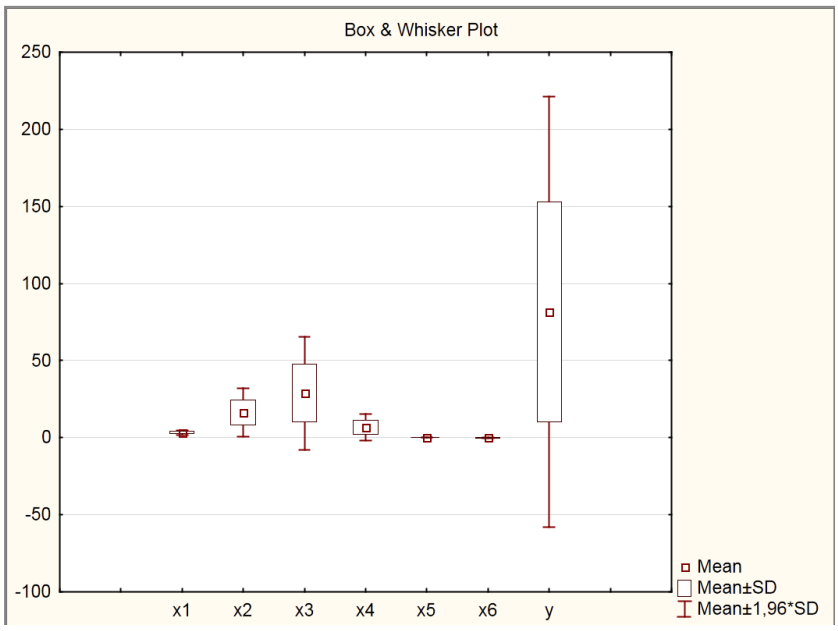


Рисунок 5.66 – «Ящичковые диаграммы»

Color map of correlations (Spreadsheet1)
N=217 (Casewise deletion of missing data)

r>=	-1	-0,80	-0,60	-0,40	-0,20	0	0,20	0,40	0,60	0,80	1

Variable	x1	x2	x3	x4	x5	x6	y
x1	1,000000	0,115219	-0,010061	-0,062375	-0,007534	-0,015013	-0,185571
x2	0,115219	1,000000	0,595526	-0,099337	-0,088854	-0,304818	0,655836
x3	-0,010061	0,595526	1,000000	-0,015954	-0,089723	-0,014764	0,716017
x4	-0,062375	-0,099337	-0,015954	1,000000	0,235650	0,420090	0,141043
x5	-0,007534	-0,088854	-0,089723	0,235650	1,000000	0,158945	0,212631
x6	-0,015013	-0,304818	-0,014764	0,420090	0,158945	1,000000	-0,069764
y	-0,185571	0,655836	0,716017	0,141043	0,212631	-0,069764	1,000000

Рисунок 5.67 – Диаграмма корреляций [59]

В нашем случае есть подозрение на мультиколлинеарность между переменными x_2 и x_3. Для проверки используем метод анализа чувствительности входных переменных при построении модели нейронной сети – процесс оценки влияния входных переменных (признаков) на выход модели, то есть на результат прогнозирования или классификации [59]. Этот анализ позволяет оценить, как изменения входных данных или параметров модели сказываются на выходе нейронной сети и помогает понять, какие признаки наиболее важны для модели и какие могут быть исключены (рисунок 5.68).

Sensitivity analysis (Spreadsheet1)
Samples: Train

Networks	x3	x2	x5	x1	x4	x6
5.MLP 6-3-1	4,656816	3,938443	3,029732	1,856225	1,091346	1,005235

Рисунок 5.68 – Анализ чувствительности *y*

При построении модели нейронной сети все входные переменные получили значения чувствительности больше 1, а значит, в нашем уравнении регрессии следует сохранить все 6 входных переменных.

Оценку параметров модели Q_b проводили методом наименьших квадратов (МНК), который предполагает соблюдение ряда статистических предпосылок. Важнейшим из таких условий выступает гомоскедастичность – постоянство дисперсии случайных ошибок модели. Нарушение этого требования приводит к следующим последствиям: становится некорректным применение *t*-критерия Стьюдента и *F*-критерия Фишера. Таким образом, при гетероскедастичности результаты анализа нельзя считать статистически достоверными [59].

В пакете STATISTICA использован графический анализ для выявления гетероскедастичности. Для этого построен график [59], где по оси абсцисс отложены значения переменной *y*, а по оси ординат – ее отклонения (рисунок 5.69). Как видно, остатки распределены случайным образом, без выраженного систематического изменения разброса при изменении переменной *y*. Это позволяет предположить отсутствие гетероскедастичности.

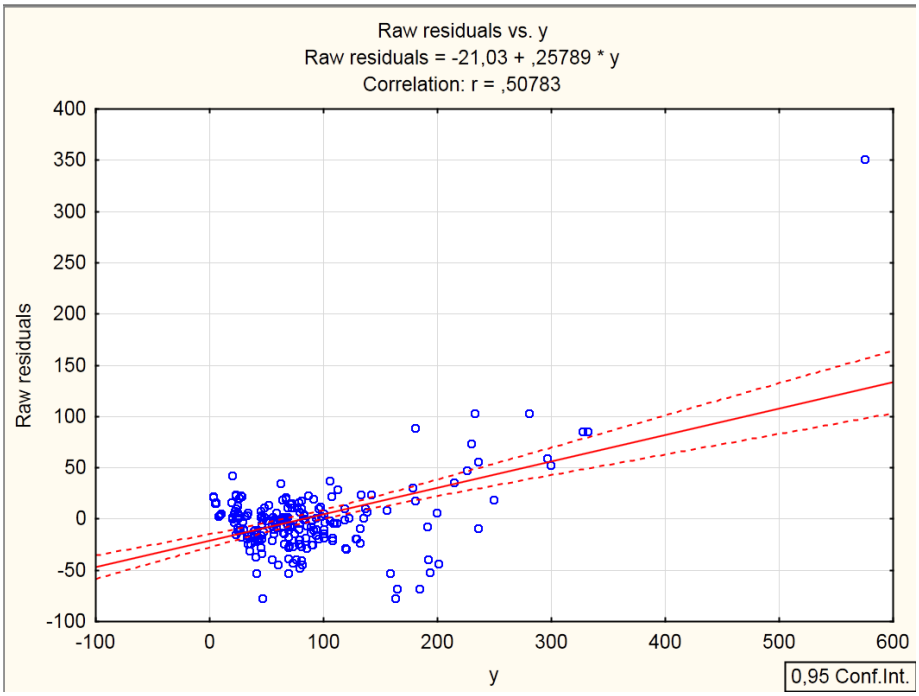


Рисунок 5.69 – График зависимости остатков от переменной *y*

Таким образом, расчет параметров нелинейного уравнения регрессии можно вычислять с помощью МНК. Используем для этого блок пользовательской регрессии программы *STATISTICA*, который позволяет вводить произвольный вид уравнения. За основу взята сложная нелинейная модель вида

$$y = a_0 {x_1}^{m1} x_2 x_3 {x_4}^{m2} {x_5}^{m3} (1 + a_1 x_6)\left(1 + a_2 \frac{1}{\sqrt{x_3}}\right). \qquad (5.9)$$

Результат работы *по оценке параметров* a_0, a_1, a_2, m_1, m_2 и m_3 функции (5.9) в программе *STATISTICA* приведен на рисунке 5.70.

В первой колонке таблицы приведены оценки параметров регрессии, позволяющие записать аналитическое представление уравнения [59]:

$$y = 1{,}466 {x_1}^{-1{,}14} x_2 x_3 {x_4}^{0{,}2} {x_5}^{0{,}6} (1 + 1{,}6 x_6)\left(1 + 9{,}4 \frac{1}{\sqrt{x_3}}\right) \qquad (5.10)$$

Model is: v7=a0*v1^m1*v2*v3*v4^m2*v5^m3*(1+a1*v6)*(1+a2*v3^(-0.5)) (Spreadsheet105)
Dep. Var. : Q_b
Level of confidence: 95.0% (alpha=0.050)

	Estimate	Standard error	t-value df = 211	p-value	Lo. Conf Limit	Up. Conf Limit
a0	1.46615	0.348623	4.2055	0.000038	0.77892	2.15338
m1	-1.13779	0.059233	-19.2086	0.000000	-1.25455	-1.02102
m2	0.19068	0.032669	5.8366	0.000000	0.12628	0.25508
m3	0.59965	0.030337	19.7659	0.000000	0.53984	0.65945
a1	1.60835	0.350377	4.5903	0.000008	0.91766	2.29904
a2	9.37469	2.217515	4.2276	0.000035	5.00337	13.74602

Results: Spreadsheet105

```
Model is: v7=a0*v1^m1*v2*v3*v4^m2*v5^m3*(1+a1*v6)*(1+a2*v3^(-0.5))
Dependent variable: Qb                    Independent variables: 6
Loss function: least squares
Final value: 107391.0904578
Proportion of variance accounted for: .90184442    R =.9496549
```

Рисунок 5.70 – Результат расчета параметров уравнения регрессии Q_b [59]

Колонка 3 содержит расчетные значения *t*-статистики, количественно оценивающей значимость влияния предикторов на зависимую переменную [59]. Данный показатель рассчитывается как отношение *t* = (оценка коэффициента) / (стандартная ошибка коэффициента). Величина показателя отражает число стандартных отклонений, на которые оценка коэффициента отстоит от нуля. Эмпирически установлено, что коэффициенты с *t*-значениями за пределами [-2;2] обладают достаточной надежностью для использования в прогнозных моделях. При этом чем выше абсолютное значение статистики, тем меньше вероятность ошибочного признания коэффициента значимым и стабильнее прогнозы модели .

В четвертой колонке даны *p*-значения – наименьшие уровни значимости (вероятности отказа от справедливой гипотезы), для которых вычисленная проверочная статистика ведет к отказу от нулевой гипотезы. Для этого *p*-значение сравнивают с общепринятыми стандартными уровнями значимости 0,05 или 0,01.

По приведенным на рисунке 5.70 величинам вышеописанных параметров и высоким значениям показателя множественной корреляции ($R \approx 0{,}95$) можно утверждать о статистической значимости параметров уравнения (5.10) [59].

Адекватность модели тесно связана с выполнением основных исходных предпосылок относительно регрессионных остатков ε_i, к которым относится независимость и отсутствие автокорреляции остатков, а также их нормальное распределение. Если выбранная регрессионная модель хорошо описывает истинную зависимость, то остатки должны быть независимыми, нормально распределенными случайными величинами с нулевым средним. На диаграмме распределения остатков (рисунок 5.71, а) точки лежат вдоль прямой – распределение остатков является нормальным. На диаграмме рассеяния (рисунок 5.71, б) точки располагаются близко к прямой, проведенной под углом 45º к осям координат [59]. Это указывает на близость отклика к наблюдаемым значениям.

а) б)

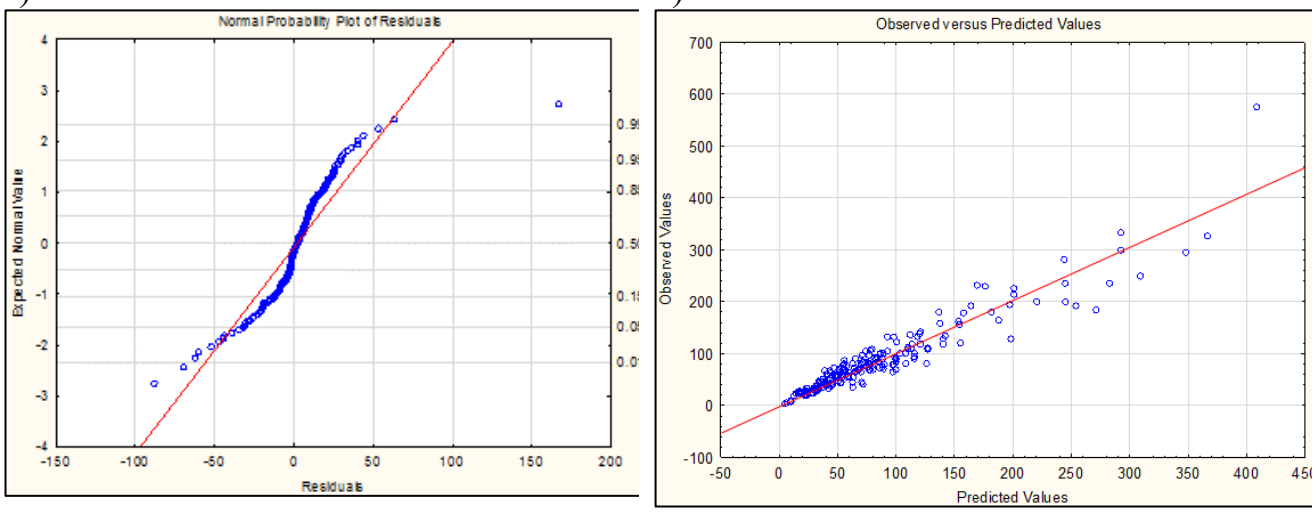


Рисунок 5.71 – Диаграммы распределения остатков (а) и рассеяния (б)

На *втором этапе* регрессионного анализа построена зависимость для прочности балок из сверхвысокопрочного бетона с фибрами, не имеющих стержневой поперечной арматуры [59]. Общий вид функции $Q=Q_b+Q_f$. Подставив вместо Q_b величину y, рассчитываемую по (5.10), и заменив вклад фибр функцией от $x_1(b_w)$, $x_2(h_0)$, $x_3(R_{bt})$, $x_4(\mu_s)$, получим

$$Q = y + f(x_1, x_2, x_3, x_4). \qquad (5.11)$$

Экспериментальная база данных для работы на втором этапе приведена в таблице А.4. Для расчета основных статик всех факторов модели построим матрицу парных корреляций (рисунок 5.72). Видно, что аргументы x_2 и величина y имеют очень высокую парную корреляцию (больше 0,7).

Correlations (Spreadsheet1)
Marked correlations are significant at p < ,05000
N=56 (Casewise deletion of missing data)

Variable	Means	Std.Dev.	x1	x2	x3	x4	y	Q
x1	4,4821	0,9861	1,000000	0,031394	0,216939	-0,508297	0,166597	0,276947
x2	37,6357	18,9912	0,031394	1,000000	0,616026	-0,203521	0,831776	0,783928
x3	1,3526	0,5999	0,216939	0,616026	1,000000	-0,573725	0,597728	0,635939
x4	0,0394	0,0187	-0,508297	-0,203521	-0,573725	1,000000	-0,253158	-0,160484
y	98,9823	53,7237	0,166597	0,831776	0,597728	-0,253158	1,000000	0,834242
Q	279,6782	183,3429	0,276947	0,783928	0,635939	-0,160484	0,834242	1,000000

Рисунок 5.72 – Матрица парных корреляций [59]

Анализ парных корреляционных коэффициентов позволяет выявить только явные случаи линейной взаимосвязи между предикторами [59]. Однако основные проблемы при построении множественных регрессионных моделей возникают при мультиколлинеарности – при системной линейной зависимости между несколькими факторами. Для оценки степени мультиколлинеарности применяют анализ определителя корреляционной матрицы факторов. Чем он ближе к нулю, тем выше степень линейной зависимости между переменными, сильнее выражена мультиколлинеарность и менее надежны оценки параметров (рисунок 5.73 [59]).

$$R := \begin{pmatrix} 1 & 0.031394 & 0.216939 & -0.508297 & 0.166597 & 0.276947 \\ 0.031394 & 1 & 0.616026 & -0.203521 & 0.831776 & 0.783928 \\ 0.216939 & 0.616026 & 1 & -0.573725 & 0.597728 & 0.635939 \\ -0.508297 & -0.203521 & -0.573725 & 1 & -0.253158 & -0.160484 \\ 0.166597 & 0.831776 & 0.597728 & -0.253158 & 1 & 0.834242 \\ 0.276947 & 0.783928 & 0.635939 & -0.160484 & 0.834242 & 1 \end{pmatrix}$$

$$detR := |R| \qquad detR = 0.014$$

Рисунок 5.73 – Расчет определителя матрицы парных коэффициентов корреляции

Близость к нулю определителя матрицы парных коэффициентов корреляции (detR=0,014) означает наличие мультиколлинеарности между аргументами. Одним из путей учета внутренней корреляции факторов является переход к совмещенным уравнениям регрессии, т. е. к уравнениям, которые отражают не только влияние факторов, но и их взаимодействие. Поэтому включим в модель совмещение наших фактор-аргументов $Q = y + f(x_1, x_2, x_3, x_4, x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdot x_4)$ в первой степени, и спецификация вновь будет представлять сложную нелинейную зависимость. Сложный нелинейный характер взаимосвязи модели подтверждается формами построенных трехмерных поверхностей зависимости переменной Q от своих аргументов (рисунок 5.74) [59].

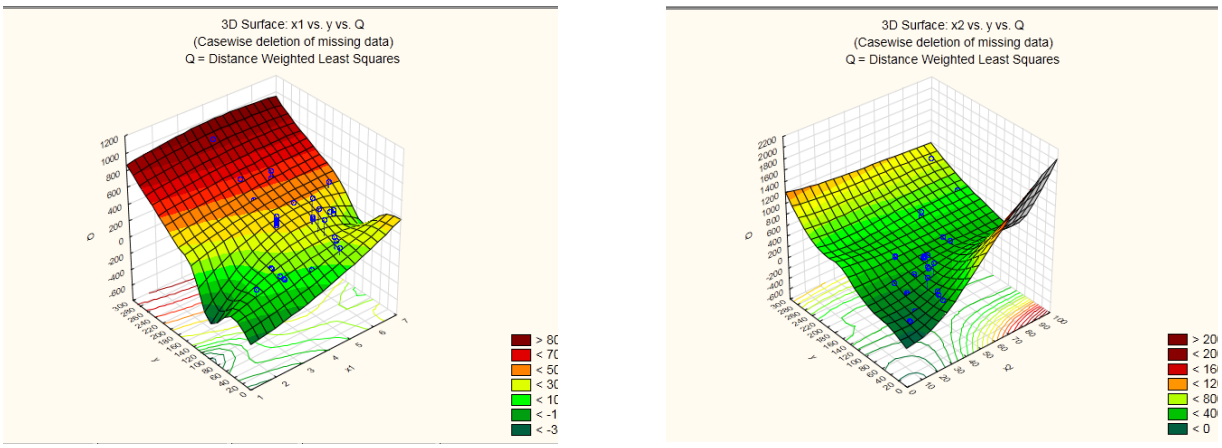


Рисунок 5.74 – Трехмерные графики (поверхности) зависимости Q от x_1 и x_2

Анализ чувствительности (рисунок 5.75) указывает на необходимость участия в регрессии всех переменных, при этом наибольший вклад ожидаемо будет вносить переменная y (вклад бетона Q_b).

Sensitivity analysis (Spreadsheet1)
Samples: Train

Networks	y	x2	x4	x3	x1
1.MLP 5-4-1	106,7567	30,73866	8,477698	8,374472	2,453012

Рисунок 5.75 – Анализ чувствительности Q [59]

В результате проведенных исследований было решено использовать в качестве спецификации модели зависимость

$$Q = y + a_0 x_1 x_2 x_3{}^{m3} x_4{}^{m4} \left(1 + 2\frac{1}{\sqrt{x_2}}\right). \qquad (5.12)$$

Результаты *оценки параметров* регрессии в программе *STATISTICA* приведены на рисунке 5.76 [59].

Model is: v6=v5+a0*v1*v2*v3^m1*v4^m2*(1+2*v2^(-0.5)) (Spreadsheet108)
Dep. Var. : Q
Level of confidence: 95.0% (alpha=0.050)

	Estimate	Standard error	t-value df = 53	p-value	Lo. Conf Limit	Up. Conf Limit
a0	5.458100	2.014278	2.709706	0.009052	1.417971	9.498230
m1	0.948995	0.205740	4.612603	0.000026	0.536334	1.361656
m2	0.646525	0.127836	5.057442	0.000005	0.390117	0.902932

Results: Spreadsheet108

```
Model is: v6=v5+a0*v1*v2*v3^m1*v4^m2*(1+2*v2^(-0.5))
Dependent variable: Q                    Independent variables: 5
Loss function: least squares
Final value: 322009.0360973
Proportion of variance accounted for: .82582846    R =.90875105
```

Рисунок 5.76 – Результат расчета параметров уравнения регрессии Q

Подставив значения параметров в (5.12), получим следующий общий вид уравнения [59]:

$$Q = y + 5{,}46x_1x_2{x_3}^{0{,}95}{x_4}^{0{,}65}\left(1 + 2\frac{1}{\sqrt{x_2}}\right). \quad (5.13)$$

Величины *t*-значения и *p*-значения указывают на хороший подбор уравнения регрессии и статистическую значимость его коэффициентов (рисунок 5.77). Показатель множественной корреляции $R = 0{,}91$ высоко оценивает тесноту совместного влияния факторов на результат.

Model is: v6=v5+a0*v1*v2*v3^m3*v4^m4*(1+2*v2^(-0,5)) (Spreadsheet1)
Dep. Var. : Q

Effect	1 Sum of Squares	2 DF	3 Mean Squares	4 F-value	5 p-value
Regression	5907108	3,00000	1969036	324,0869	0,00
Residual	322009	53,00000	6076		
Total	6229117	56,00000			
Corrected Total	1848804	55,00000			
Regression vs.Corrected Total	5907108	3,00000	1969036	58,5768	0,00

Рисунок 5.77 – Результаты многомерного дисперсионного анализа [59]

В четвертом столбце приведена *F*-статистика Фишера, служащая для *проверки модели на адекватность*. В пятом столбце *(p)* приведена значимость *F*-статистики – критическое значение квантиля распределения Фишера, на котором отвергается нулевая гипотеза отсутствия влияния фактора. Поэтому признается статистическая значимость уравнения регрессии, т. е. связь между рассматриваемыми признаками есть, и результаты наблюдений не противоречат предположению о ее спецификации. Нормальный вероятностный график (рисунок 5.78) подтверждает нормальное распределение остатков регрессионной модели [59].

Наличие автокорреляции между аргументами модели мешает подтвердить правильность выбора спецификации, в этом случае необходимо провести сравнительный анализ между альтернативными вариантами регрессионной зависимости. Например, в качестве альтернативы можно взять уравнение совместного влияния без учета фактора x_2

$$Q = a_0 x_1^{m_1} x_3^{m_3} x_4^{m_4} y \quad (5.14)$$

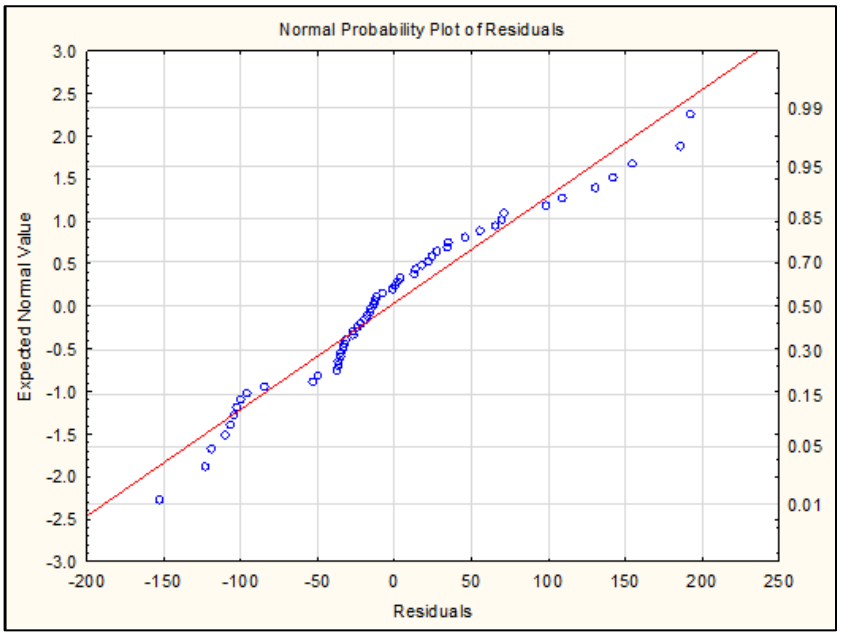


Рисунок 5.78 – Диаграммы распределения остатков

Рассчитанные параметры этой регрессии даны на рисунке 5.79 [59]

Model is: v6=a0*v1^m1*v3^m3*v4^m4*v5 (Spreadsheet1)
Dep. Var. : Q
Level of confidence: 95.0% (alpha=0.050)

	Estimate	Standard error	t-value df = 52	p-value	Lo. Conf Limit	Up. Conf Limit
a0	3,640638	1,354431	2,687946	0,009635	0,922773	6,358504
m1	0,471554	0,205487	2,294819	0,025811	0,059215	0,883893
m3	0,428909	0,123765	3,465514	0,001069	0,180556	0,677261
m4	0,323869	0,089391	3,623062	0,000661	0,144493	0,503245

Рисунок 5.79 – Результат расчета параметров уравнения регрессии (5.14)

5.6 Прочность и деформативность балок прямоугольного сечения с композитными хомутами

Согласно плану эксперимента (п. 2.8) проведено 8 испытаний прямоугольных балок с поперечной композитной арматурой на действие поперечных сил [68]. Наклонные сечения опытных балок были армированы хомутами из базальтопластиковой арматуры, их эталонные балки-близнецы – стальными хомутами. Образцы обладали разными коэффициентами поперечного армирования, что обеспечивалось варьированием шага хомутов в пределах 6–10 см. Угол наклона хомутов принимали равным 45° и 90°.

Две балки – О1-В-К-80 и О5-В-В-80 – разрушились вследствие разрыва хомутов (рисунок 5.80, а), в остальных разрушение наступало по сжатому бетону

над вершиной наклонной трещины (рисунок 5.80, б). Балки с композитной и стальной арматурой демонстрируют схожий характер развития прогибов под нагрузкой. При этом балки с наклонным поперечным армированием и со стальными хомутами демонстрировали более высокую изгибную жесткость.

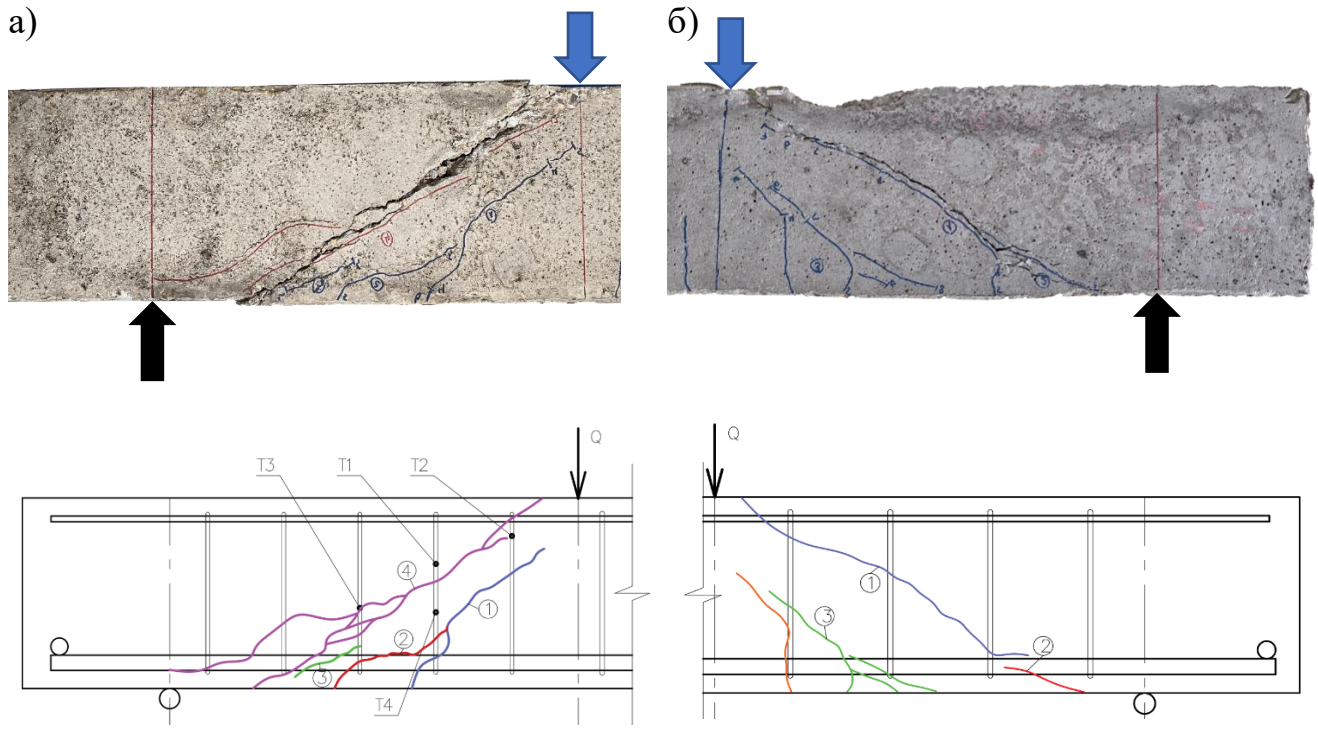


Рисунок 5.80 – Картина трещин при разрушении балок О1-В-К-80 (а) и О6-В-В-100 (б)

Раскрытие наклонных трещин в балках с базальтопластиковыми хомутами перед разрушением не превышало 1 мм при 0,3–0,4 мм у аналогичных образцов со стальными хомутами [68]. То есть разница в раскрытии трещин не превышала 100% при примерно трехкратной разнице модулей упругости стальной и базальтопластиковой арматуры. Полученная опытная величина раскрытия трещин 1 мм может считаться для АБК приемлемой с учетом ее стойкости к коррозии.

Замена стальных хомутов диаметром 5 мм композитными диаметром 4 мм при сохранении их шага привело к снижению несущей способности балок с в среднем на 16%. Для балок с наклонными хомутами эта разница была еще большей и составила около 27%. Учитывая то, что в большинстве случаев при разрушении балок хомуты не рвались, снижение несущей способности может объясняться только пониженной продольной и поперечной жесткостью композитных стержней [68].

Увеличение шага хомутов на 25% при их вертикальной постановке привело к снижению несущей способности балок как при стальном (на 10%), так и при композитном (на 23%) поперечном армировании. Аналогичное разрежение хомутов при их наклонном расположении заметного снижения несущей способности балок не вызвало.

Вертикальные хомуты оказались эффективнее наклонных: в испытанных балках шаг наклонных хомутов в среднем был меньше шага вертикальных, однако несущая способность в обоих случаях была примерно одинаковой. Так, разрушающая нагрузка для балки О2-В-К-100 оказалась почти такой же, что и у балки О4-Н-К-75. Также следует отметить, что оценка влияния наклона хомутов по методике отечественных норм оказалась близкой к результатам наших опытов.

Конечно-элементное моделирование в ПК ABAQUS по предложенной методике (п. 3.4.3) выполнено для всех испытанных нами балок, а также для балок [182] и [302]. Отдельно проанализированы результаты расчета для случаев разрушения балок с разрывом композитных стержней, пересекающих наклонные трещины. Расчет позволяет получить графики роста прогибов балок, картины трещинообразования на различных этапах нагружения, изополя напряжений в арматуре и бетоне (рисунок 5.81).

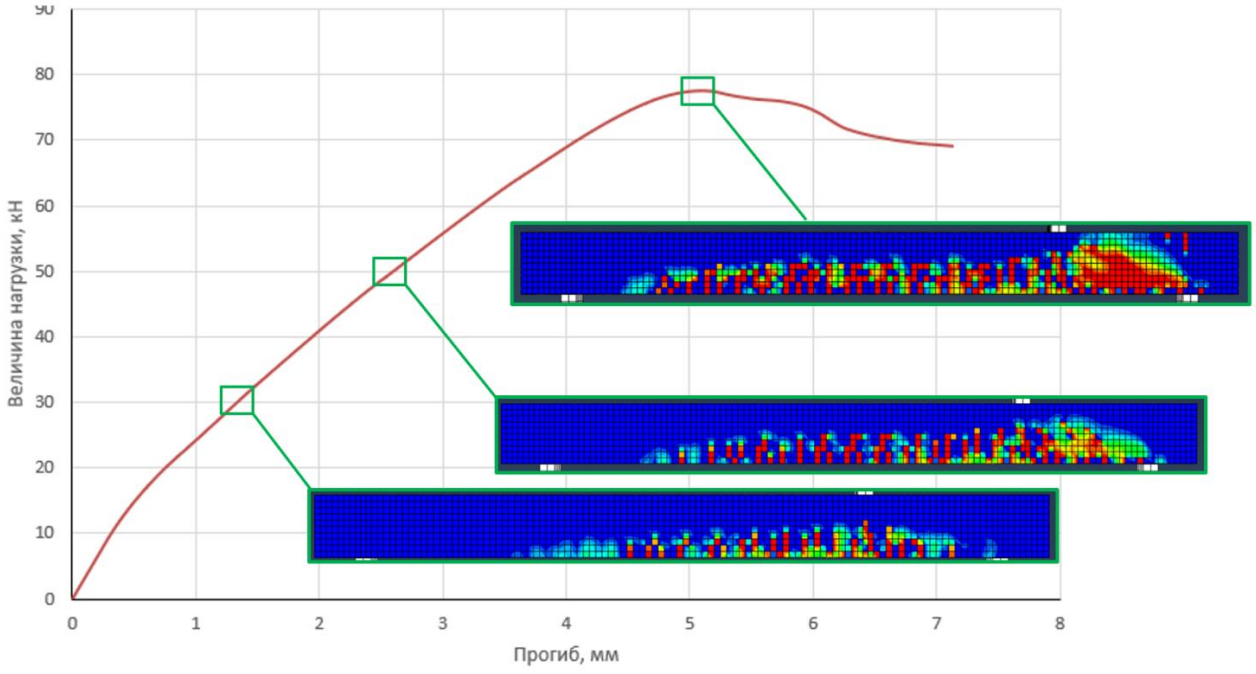
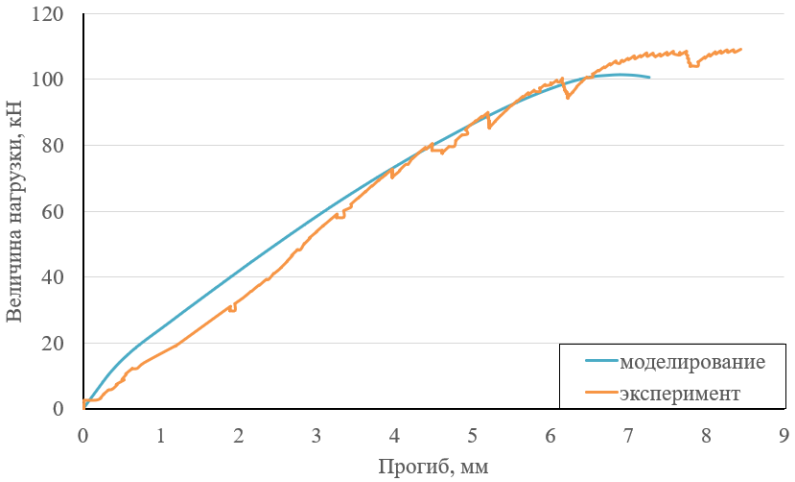


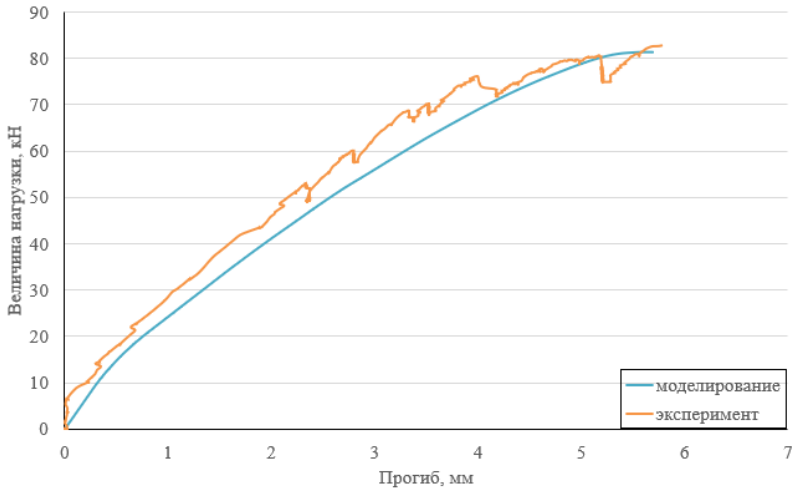
Рисунок 5.81 – Развитие трещин с увеличением нагрузки

На рисунке 5.82 показаны опытные и расчетные графики прогибов. Разрушение балок в моделировании, как и в опытах, наступило от раздробления бетона над наклонной трещиной вблизи точки приложения нагрузки (рисунок 5.83).

а)



б)



в)

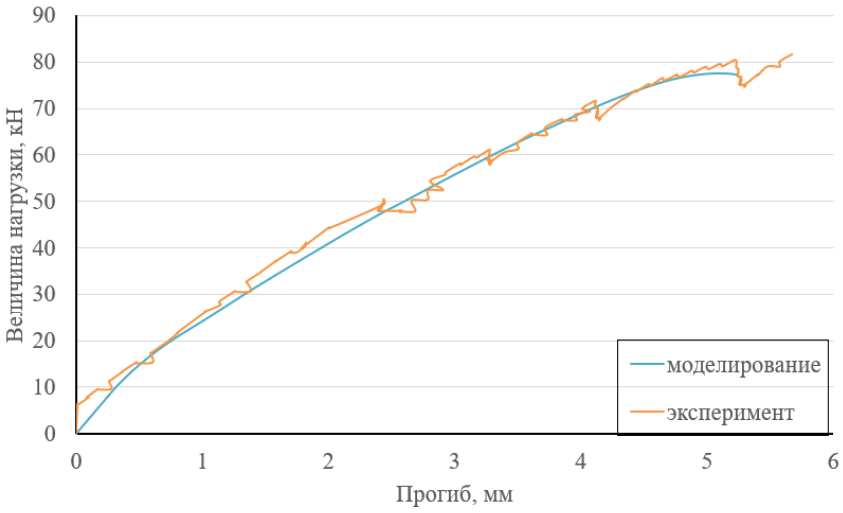


Рисунок 5.82 – Расчетные и опытные графики прогибов балок О7-Н-В-60 (а), О3-Н-К-60 (б) и О6-В-В-100 (в)

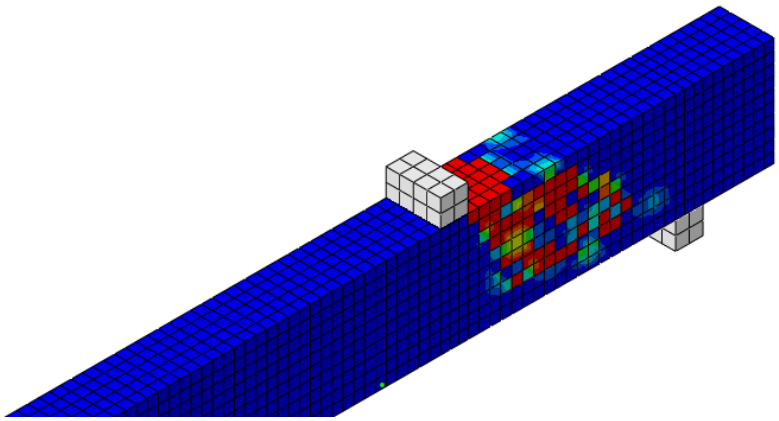


Рисунок 5.83 – Область разрушения сжатого бетона балки О2-В-К-100

В исследовании [182] испытаны балки прямоугольного сечения с композитным продольным и поперечным армированием стержнями АБК и без поперечной арматуры. Варьируемыми параметрами в исследовании являлись коэффициент продольного армирования, сечение балок и пролет среза. В [302] рассмотрено поведение балок прямоугольного сечения при разных сочетаниях классов бетона, стального и стеклопластикового продольного и поперечного армирования.

В результате моделирования балок [182, 302] получены зоны с образованием наклонных трещин (рисунки 5.84, а и 5.85, а), участки раздробления бетона, а также близкие к опытным расчетные графики зависимости прогибов от величины приложенной силы (рисунки 5.84, б и 5.85, б) [71]. Полученные графики деформирования балок хорошо согласуется с экспериментальным на всех стадиях нагружения. Разрушение моделей балок, как и при испытаниях, наступило в результате раздробления бетона над наклонной трещиной.

Численный анализ случаев с разрывом композитных стержней в зоне их пересечения наклонной трещиной включал моделирование 3 балок, при испытании которых была получена эта форма разрушения: наших балок О1-В-К-80 и Б17, имеющих прямоугольное и двутавровое сечение, а также балки S4AH-0.8-7 из [203]. При составлении моделей балок создавали искусственную наклонную трещину (разделение конечных элементов) с траекторией, аналогичной трещине, по которой разорвались композитные стержни при испытаниях [71].

а) б)

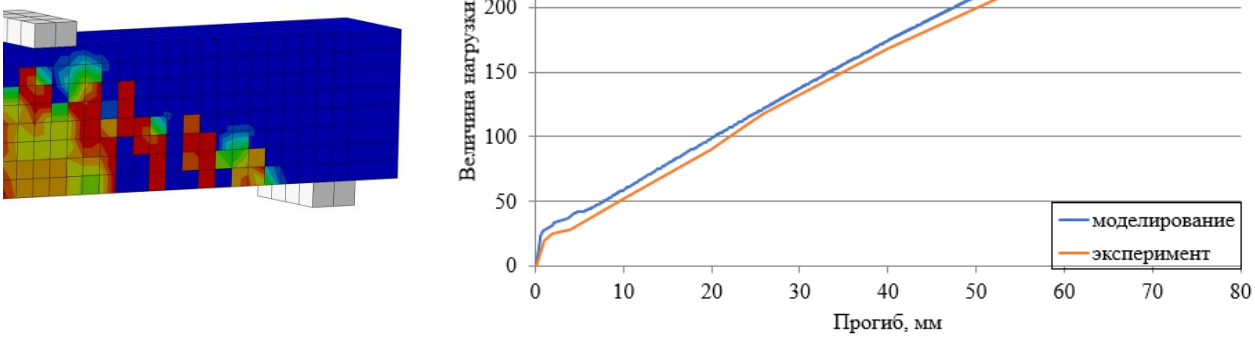


Рисунок 5.84 – Результаты расчета балки 3-16B2 [182]: а) зона образования трещин в пролете среза; б) расчетный и опытный графики прогибов

а) б)

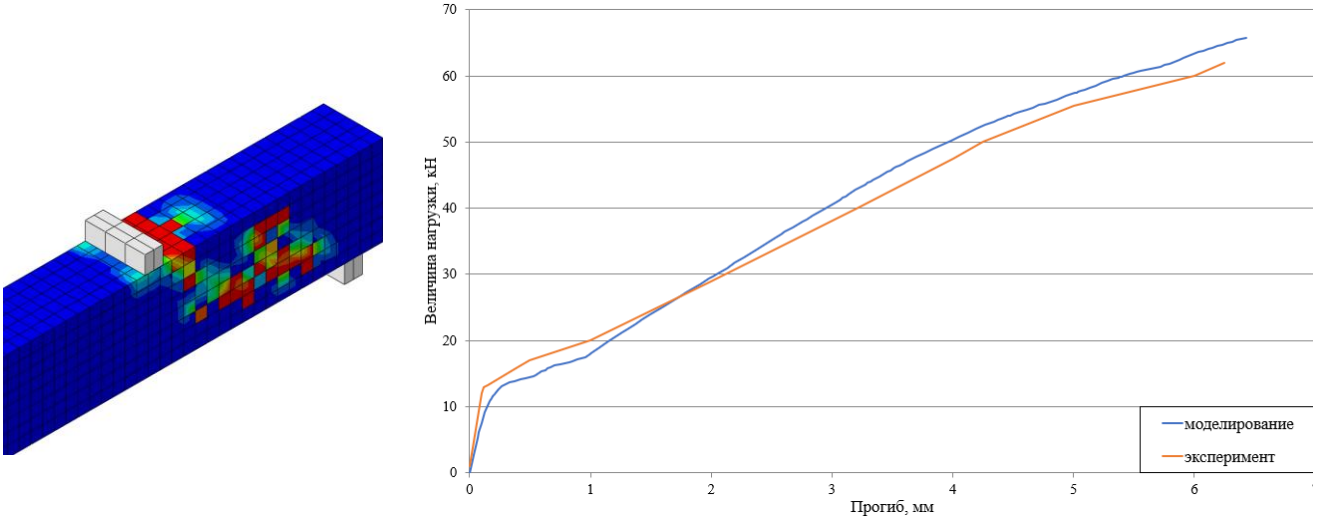


Рисунок 5.85 – Результаты расчета балки M25-GS [302]: а) область разрушения сжатой зоны балки; б) расчетный и опытный графики прогибов

Оригинальность подхода заключается в моделировании стержней объемными элементами с анизотропными деформативными свойствами [71]. Расчетное НДС, возникающее в хомутах, демонстрирует способность модели имитировать локальный изгиб стержня в месте пересечения с наклонной трещиной (рисунки 5.86 – 5.88). Нормальные напряжения в поперечном сечении стержня распределены на этом участке неравномерно. Так, в модели балки О1-В-К-80 краевые напряжения в стержне в месте изгиба равны 882 МПа, в то время как в середине сечения значения стержня– около 650 МПа (рисунок 5.87).

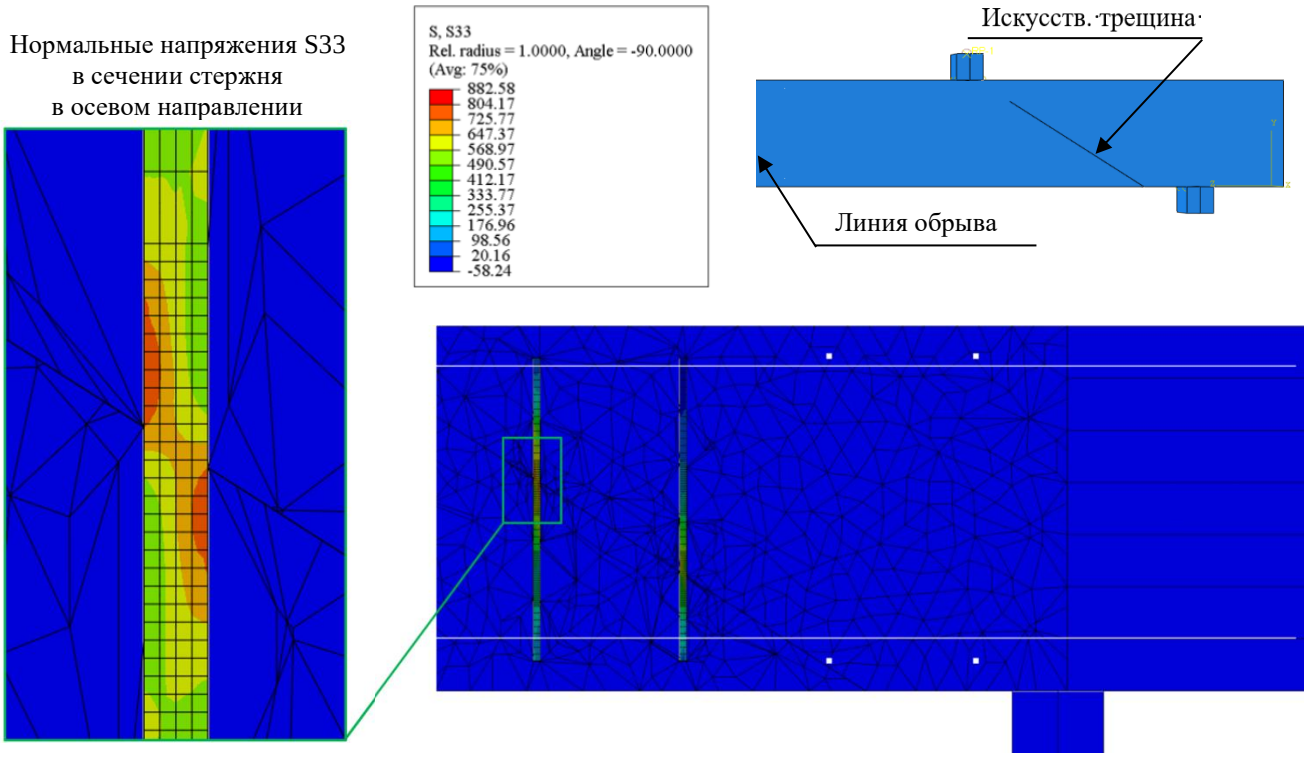


Рисунок 5.86 – Моделирование напряжений в хомутах балки О1-В-К-80

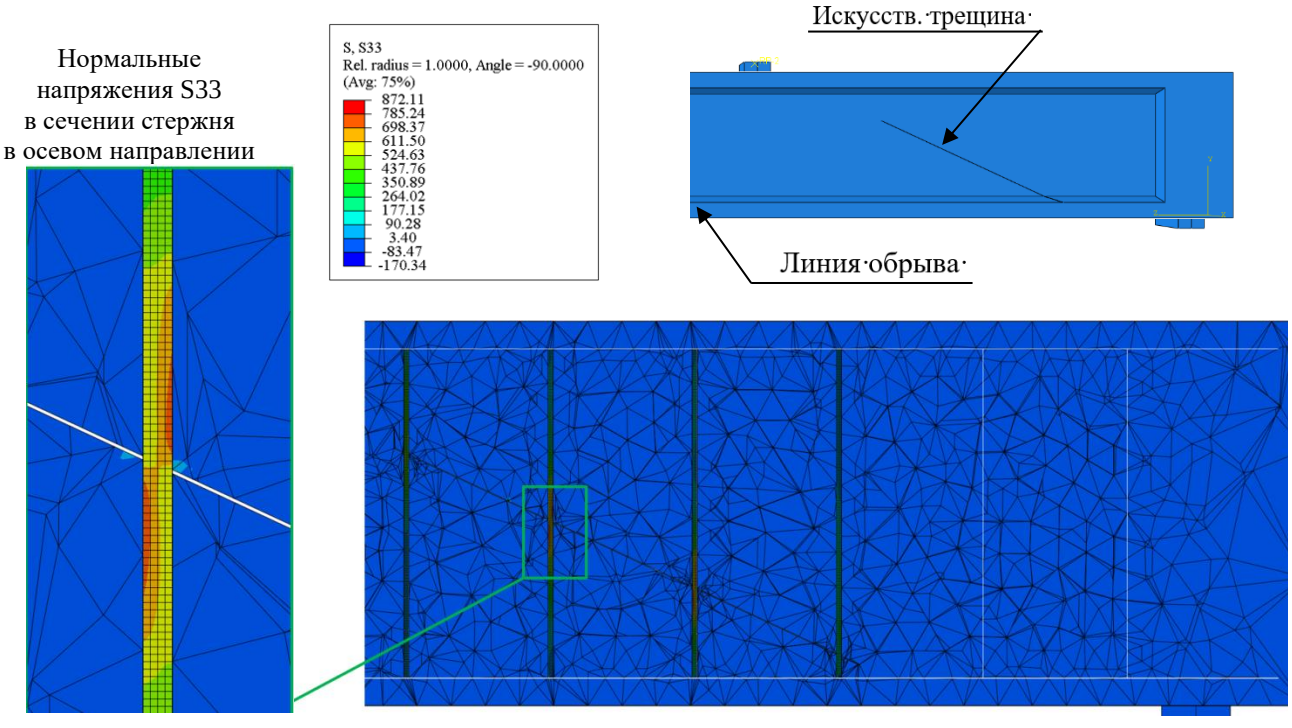


Рисунок 5.87 – Моделирование напряжений в стержнях поперечного армирования балки Б17

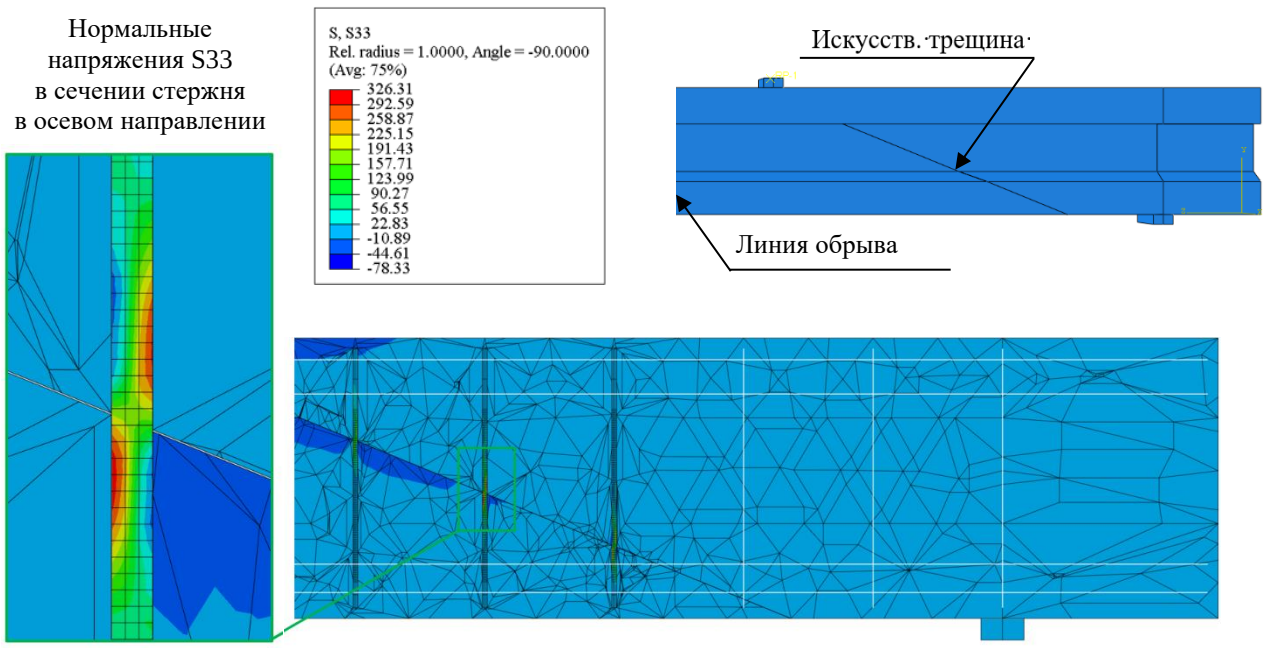


Рисунок 5.88 – Моделирование напряжений стержнях поперечного армирования балки S4AN-0.8-7 [203]

Таким образом, разница между максимальными и средними напряжениями составила 26%. Аналогичная картина получена при моделировании других балок.

Наклон трещины, по которой произошел разрыв вертикальных хомутов, в балке О1-В-К-80 составлял 30º. Угол между разорвавшимся хомутом и равнодействующей усилий в наклонной трещине, рассчитанной по показаниям LVDT, был равен 75º. Таким образом, работа разорвавшегося хомута соответствовала случаю с обозначением В-30-75 по принципу составления шифров, принятому в программе исследований эффекта локального изгиба АКП на специальных образцах (п. 2.3). Ближайшими к этому случаю были образцы В-30-60 и В-30-90, разрушившиеся при усилиях 12,45 и 10,48 кН, для В-30-75 по интерполяции – усилие 11,5 кН, приложенное к конечно-элементной модели (рисунок 5.89). Как видно (рисунок 5.90), напряжения в поперечном сечении стержня распределены неравномерно: при средних напряжениях около 800 МПа на крайних участках в зоне изгиба напряжения 910 МПа. При испытании контрольных образцов АКП их прочность 1049 МПа, т. е. на 13% больше. Это согласуется с результатами нашего моделирования балок.

По таблице 5.13 можно сделать вывод о том, что разрыв хомутов из композитных материалов происходит до достижения ими своего временного сопротивления при осевом растяжении в результате изгиба, снижающего их прочность на 13-17%. В целом, можно рекомендовать ограничение напряжений в хомутах при моделировании 80% от прочности АКП при осевом растяжении.

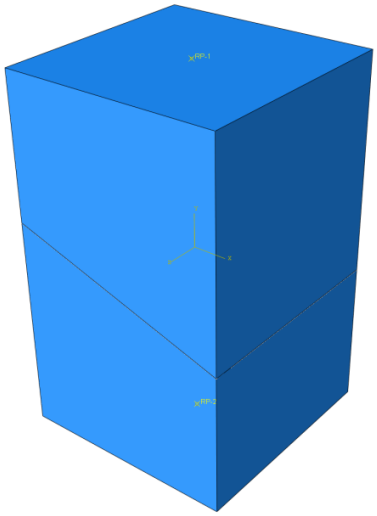


Рисунок 5.89 – Общий вид смоделированного образца В-30-75

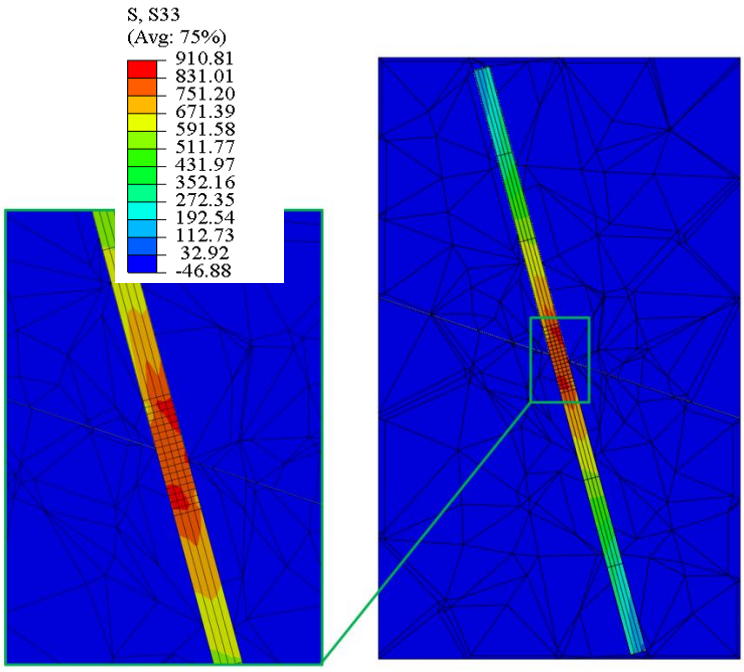


Рисунок 5.90 – Распределение напряжений в арматуре образца В-30-75

Таблица 5.13 – Результаты моделирования АКП в пересечении с наклонной трещиной

Тип образца	Наименование образца	Временное сопротивление при осевом растяжении, МПа	Максимальные напряжения при разрыве хомута, МПа	Разница напряжений, %
Балка	О1-В-К-80	1049	882	16%
	S4AH-0.8-7	382	326	15%
	Б17	1049	872	17%
Спец. образец	В-30-75	1049	910	13%

5.7 Выводы по главе 5

1. Для исключения исчерпания сопротивления СВПБ-балок моменту сразу после локализации трещин рекомендуется назначать коэффициент продольного армирования не менее $\mu_{s,min}$ по предложенной формуле.

2. Влияние фибрового армирования при постоянном μ_{fv} на прочность балок снижается с 54 до 12% при росте стержневого армирования μ_s с 0,3 до 5,1%; при росте μ_{fv} с 1 до 2% максимальный прирост прочности от фибр 30% достигается при μ_s = 0,87%; волновые фибры по сравнению с прямыми дают прирост прочности балок до 12%.

3. ***Экспериментально и численно доказано собственными и другими исследованиями, что предложенная методика нелинейных конечно-элементных расчетов в ПК ABAQUS с высокой точностью оценивает работу СВПБ-балок –*** их прочность, прогибы, ширину, глубину и локализацию трещин на всех стадиях.

4. Впервые получены ***экспериментальные особенности развития наклонных трещин и прочности стенок железобетонных двутавровых балок при двухстадийных нагружениях*** с разным пролетом среза.

5. ***Доказана возможность армирования стенок двутавровых балок композитной арматурой*** как альтернативы стальному армированию в широком диапазоне варьирования пролета среза a/h_0, коэффициента поперечного армирования μ_{sw} и угла наклона поперечного армирования α.

6. ***Выявлены особенности работы приопорных участков двутавровых СВПБ-балок*** при варьировании пролета среза a/h_0, коэффициента фиброво μ_{fv} и поперечного стержневого армирования μ_{sw}.

7. ***Подтверждена возможность использования предложенной методики нелинейных конечно-элементных расчетов в OpenSees*** с новыми классами материалов для расчета по прочности и прогибам в зонах действия поперечных сил двутавровых балок из СВПБ и из обычного тяжелого бетона со стальным и композитным поперечным армированием, в т. ч. при двухстадийных загружениях с изменением пролета среза.

8. По сформированным базам данных в соответствии с предложенной методикой ***построены и обучены искусственные нейронные сети и получены регрессионные зависимости для расчета сопротивления действию поперечных сил*** двутавровых балок из СВПБ и из обычного тяжелого бетона со стальным и композитным поперечным армированием.

9. ***Доказана возможность конечно-элементных расчетов на поперечную силу по разработанной методике в ПК ABAQUS*** балок прямоугольного сечения с композитными хомутами, с высокой точностью оценивающей их прочность, деформативность и трещиностойкость.

10. ***Доказано экспериментальными и численными исследованиями, что локальный изгиб АКП в наклонной трещине снижает прочность композитных хомутов*** на 13–17%, напряжения в которых при расчетах следует ограничивать 80% от прочности при осевом растяжении.

6 ПРОВЕРКА И ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РАЗРАБОТАННЫХ ПОДХОДОВ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ И СВЕРХВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ ЦИФРОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ

6.1 Проверка предлагаемого подхода к расчету СВПБ-балок на действие изгибающего момента по нормальным сечениям

Точность расчетов прочности нормальных сечений СВПБ-балок разработанными КЭ-моделями оценим сравнением с теоретическими результатами, полученными по формулам норм и руководств (таблица 6.1). В число последних включим СП 360.13330, FHWA-HIF-13-032 и FIB ModelCode. Расчет произведем для наших [53] и чужих балок [126, 313, 295, 317], экспериментальные и численные исследования которых были рассмотрены в п. 5.3.

Как видно из анализа, все рассмотренные нормативные методы расчета продемонстрировали схожий уровень точности. Погрешность по всем трем методикам остается в относительно узком диапазоне — от 13 до 16%.

Использование предложенной методики значительно повышает точность вычислений по сравнению с нормативными подходами: расхождение между экспериментальными и расчетными данными при применении разработанных КЭ-моделей уменьшается до 2,9 раза. На диаграмме рассеяния (рисунок 6.1) расчетные M_{ABQS} и опытные M_{exp} прочности балок плотно группируются вдоль линии наилучшего соответствия, наглядно демонстрируя отсутствие значительных отклонений.

Таблица 6.1 – Сравнение опытных M_{exp} и теоретических M_{calc} значений разрушающих моментов [86]

Показатель	Методика расчета			
	Abaqus	СП 360	FHWA-HIF	FIB
Среднее отклонение в % $\left(\frac{M_{exp}-M_{calc}}{M_{exp}}\right)\cdot 100$	5,3	15,6	12,7	15,0
Среднее значение отношения M_{exp}/M_{calc}	1,01	1,14	0,91	1,19
Коэффициент вариации отношения M_{exp}/M_{calc}	0,068	0,187	0,103	0,149

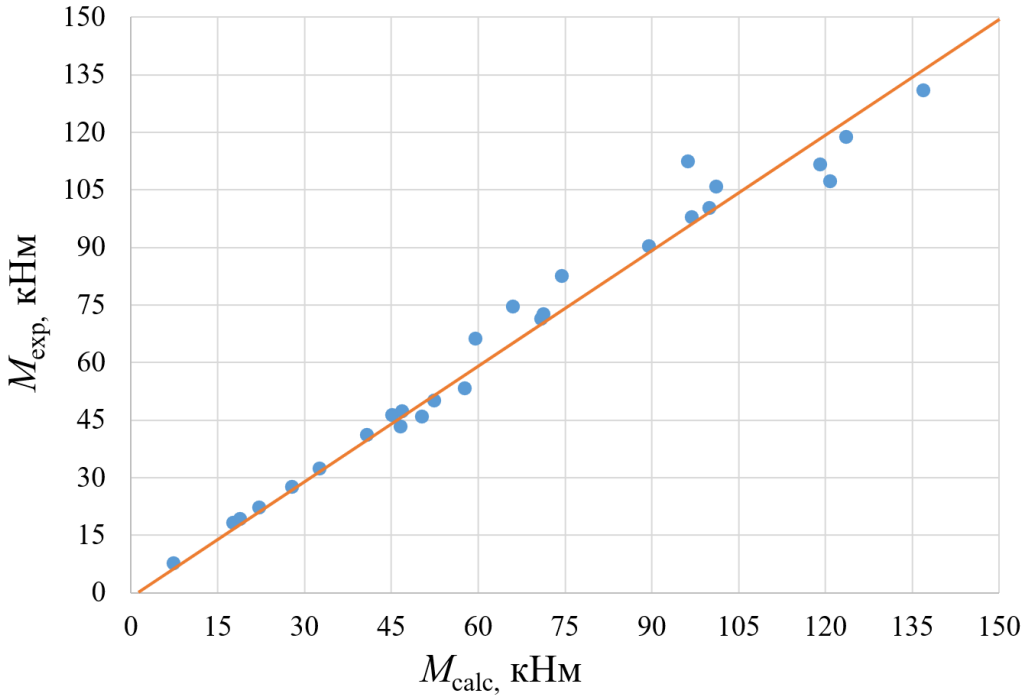


Рисунок 6.1 – Диаграмма рассеяния для расчетных и опытных значений разрушающих моментов [86]

6.2 Применимость предлагаемых подходов к расчету конструкций из сверхвысокопрочных материалов на действие поперечных сил

6.2.1 Сопротивление тонких стенок со стальным и композитным армированием

Первый этап проверки расчета прочности тонких стенок предложенными ***конечно-элементными моделями*** включал анализ теоретических и опытных значений прочности для балок из обычного тяжелого бетона (таблицы 6.2 и 6.3). Выборка данных экспериментальных и численных экспериментов включала наши балки (п. 5.4.1), а также Алиева [2], Балояна и Починка [36], Рангана [253] и Абдуллаева [1] (п. 4.2.1).

Среднее соотношение расчетных опытных Q_{exp} и разрушающих Q_{OS} поперечных сил по опытам других исследователей составило 1,07 при стандартном отклонении и коэффициенте вариации соответственно 0,064 и 0,06, а по нашим экспериментам 0,98 при коэффициенте вариации 0,091. Данные одинаково согласуются для балок с начальными трещинами в стенке и для эталонных балок без трещин. Наибольшая разница между Q_{test} и Q_{OS} (14–15%) наблюдалась в балках Б2, Б5, Б7, Б14 и Б23 [58].

Таблица 6.2 – Расчетные значения разрушающих поперечных сил, полученных при моделировании испытаний других авторов [58]

Автор	Шифр балки	Q_{exp}, кН	Q_{OS}, кН	Q_{exp}/Q_{OS}
Алиев (1978)	БТ-II-1(а)	102,5	91,2	1,12
	БТ-II-1(б)	95	86,2	1,10
	БО-II-3	106,9	93,8	1,14
Балоян, Починок (1997)	Б-11/4/4/1/2А	51,3	51,9	0,99
	Б1-4/3/4/1/4В	91,2	79,3	1,15
Rangan (1991)	I-1	453,1	411,1	1,10
	I-2	371	378	0,98
	I-3	369,1	365,5	1,01
	I-4	416	367,9	1,13
Абдуллаев и др. (2007)	БД-I-3	118,1	113,6	1,04
	БД-I-3д	114,9	112,5	1,02

Таблица 6.3 – Экспериментальные и расчетные значения разрушающих поперечной силы наших балок [58]

Шифр балки	Q_{exp}	Q_{OS}	Q_{exp}/Q_{OS}	Шифр балки	Q_{exp}	Q_{OS}	Q_{test}/Q_{OS}	Шифр балки	Q_{exp}	Q_{OS}	Q_{exp}/Q_{OS}
Б1	88,7	91,8	0,97	Б11	84,8	87,9	0,96	Б21	53,4	57,5	0,93
Б2	68,1	79,4	0,86	Б12	68,0	62,5	1,09	Б22	81,4	82,7	0,98
Б3	91,6	92,1	0,99	Б13	86,6	83,8	1,03	Б23	48,9	57,3	0,85
Б4	75,0	86,2	0,87	Б14	64,0	74,9	0,86	Б24	61,9	61,7	1,00
Б5	65,7	76,7	0,86	Б15	80,7	83,3	0,97	Б25	59,6	57,8	1,03
Б6	81,8	87,9	0,93	Б16	85,6	86	1,00	Б26	59,6	58,1	1,03
Б7	96,5	84,4	1,14	Б17	73,8	85,6	0,86	Б27	62,9	64,4	0,98
Б8	66,0	72,8	0,91	Б18	93,4	84,5	1,11	Б28	78,1	70,4	1,11
Б9	68,9	69,6	0,99	Б19	52,1	58,2	0,90	Б29	82,7	74	1,12
Б10	71,9	70,1	1,03	Б20	56,2	56,9	0,99	Б30	84,1	73,9	1,14

Однородность прочности бетона проверяли ультразвуковым методом на поверхности балок [58]. Анализ для балок Б2 и Б5 показал, что прочности бетона, полученные испытанием кубов, оказались выше полученных ультразвуковым методом, что объясняется сложностью бетонирования двутавровых балок. Реальная прочность бетона стенки в этих балках могла быть меньше кубиковой, и, следовательно, использование истинного значения привело бы к снижению расчетной прочности стенки и приближению ее к опытной. Ультразвуковые измерения показали также, что прочность бетона балки Б7 немного выше, чем у балки Б6, хотя эти балки бетонировались в один этап. Следовательно, реальная прочность бетона балки Б7 могла оказаться больше принятой в расчете.

Опытная относительная прочность балки Б14 выделяется в меньшую сторону из своей серии. Как пояснялось в п. 4.2, в результате формирования наклонной трещины с малой горизонтальной проекцией при $(a/h_0)_1 = 1{,}6$ количество пересекающих ее хомутов получается сравнительно небольшим. Следствием этого становятся высокие напряжения в хомутах и более интенсивное раскрытие наклонной трещины, понижающее прочность. Ранее было указано, что в материале конечных элементов стенки FA Reinforced Concrete Plane Stress компьютерной модели трещины учитываются в «размазанном» виде. Поэтому снижение несущей способности, связанное с дискретными трещинами, учету при компьютерном моделировании не поддается. В результате расчетная несущая способность Б14 ближе к опытной для двух других балок серии (Б13 и Б15).

Осмотр балки Б23 выявил пониженное качество бетонной смеси, о чем говорил желтоватый цвет бетона, отличавший данную балку от остальных, что стало причиной преждевременного разрушения опытного образца и заниженного опытного значения разрушающей силы по сравнению с расчетным [58].

На втором этапе предложенная методика КЭ-моделирования проверялась по тонким стенкам балок с композитной поперечной арматурой (пп. 4.2.1, 5.4.2). Из таблицы 6.4 [57] видна высокая точность предложенной модели – среднее значение отношения Q_{exp}/Q_{OS} составляет 0,99, коэффициент вариации 0,08, а максимальное отклонение расчетной разрушающей нагрузки от опытной не превышает 16%.

Таблица 6.4 – Опытные и расчетные значения разрушающих поперечных сил для балок с композитной арматурой [57]

Шифр балки	Q_{exp}	Q_{OS}	Q_{exp}/Q_{OS}	Шифр балки	Q_{exp}	Q_{OS}	Q_{exp}/Q_{OS}
Б1	54,9	53,7	1,02	Б15	44,8	53,3	0,84
Б2	57,6	64,0	0,90	Б16	55,4	55,0	1,01
Б3	77,4	75,3	1,03	Б11Э	65,1	59,9	1,09
Б4	71,5	70,8	1,01	Б12Э	74,5	73,8	1,01
Б5	61,7	61,4	1,00	Б17	42,5	48,9	0,87
Б6	62,1	72,2	0,86	Б18	48,7	44,9	1,08
Б7	76,2	71,1	1,07	Б19	47,2	46,9	1,01
Б8	70,5	69,8	1,01	Б20	47,4	50,5	0,94
Б9	42,7	39,3	1,09	Б21	42,8	49,8	0,86
Б10	47,1	44,9	1,05	Б22	50,1	46,4	1,08
Б11	51,2	58,2	0,88	Б23	46,3	50,9	0,91
Б12	57,1	53,9	1,06	Б24	56,2	53,3	1,05
Б13	48,1	47,2	1,02	Б19Э	62,5	60,7	1,03
Б14	50,3	48,4	1,04	Б20Э	70,8	70,1	1,01

Нейронную сеть предложенной архитектуры (п. 5.4.2) применили для прогнозирования несущей способности по поперечной силе по данным выборки из таблицы А.1 без предварительной нормализации [57]. На рисунке 6.2 приведены результаты расчета с указанием назначенного программой распределения опытов по партиям: обучающей (train), тестовой (test) и контрольной (validation).

Case name	Sample	Q_kN Target	Q_kN - Output 8. MLP 7-12-1
1	Train	88,700	87,468
2	Train	68,100	68,513
3	Train	81,800	79,464
4	Train	52,100	53,321
5	Validation	48,900	51,365
6	Train	61,900	65,950
7	Validation	59,600	62,454
8	Test	62,900	62,551
9	Train	78,100	76,975
10	Train	82,700	82,616
11	Train	84,100	84,695
12	Train	120,000	124,304
13	Train	225,000	233,790
14	Train	210,000	207,647
15	Train	165,000	162,470
16	Train	800,000	800,580
17	Train	1160,000	1152,289
18	Test	54,900	57,601
19	Train	57,600	60,577
20	Train	77,400	75,959
21	Train	61,700	59,969
22	Test	62,100	64,631
23	Test	76,200	74,934
24	Train	70,500	68,186
25	Train	42,700	40,556
26	Train	47,100	44,330
27	Train	51,200	53,305
28	Train	48,100	48,354
29	Validation	50,300	52,969
30	Test	55,400	57,230
31	Train	48,700	46,123
32	Train	42,800	41,839
33	Test	46,300	50,399
34	Validation	56,200	61,779
35	Train	65,100	61,317
36	Validation	74,500	72,675
37	Train	62,500	63,886
38	Validation	453,100	463,750
39	Train	369,100	367,780
40	Train	416,000	417,635
41	Train	102,500	98,934
42	Train	95,000	92,714
43	Train	106,900	109,060
44	Train	114,900	114,550

Рисунок 6.2 – Результаты прогнозирования для выбранной ИНС

Затем полученная ИНС была проверена на 5 образцах (таблица 6.5, рисунок 6.3), не использованных при создании выборки.

Для обеих выборок нейросетевая модель продемонстрировала высокую точность расчета – среднее отношение опытных и теоретических значений несущей способности равно 0,99 при коэффициенте вариации 0,036. Максимальное отклонение расчетных значений разрушающей нагрузки от опытной не превышает 9% [57].

Таблица 6.5 – Характеристики дополнительных балок

№ п/п	Автор	Шифр балки	a/h_0	α, град.	b, мм	h_0, мм	R_b, МПа	μ_{sw}, %	E, МПа	$Q_{ИНС}$, кН
1	Тамов [58]	Б20	3,2	90	30	260	28,2	0,59	170	56,20
2	Усанов, Тамов [57]	Б4	1,6	То же	То же	То же	27,5	1,3	66,0	71,5
3		Б20Э	3,2	»	»	»	29,7	То же	170	70,8
4	Rangan [253]	I-2	2,5	»	74	563	28,4	1,53	200	371
5	Абдуллаев [1]	БД-I-3	3,0	»	50	320	22,2	1,48	200,00	118,10

Cases	8.Q_kN_(t)	a_h0	alpha_deg	b_m	ho_m	Rb_MPa	mu_perc	E_MPa
1	57,1245	3,200000	90,00000	30,000000	260,000000	28,20000	0,590000	170,0000
2	72,3169	1,600000	90,00000	30,000000	260,000000	27,50000	1,300000	66,0000
3	69,9632	3,200000	90,00000	30,000000	260,000000	29,70000	1,300000	170,0000
4	374,1251	2,500000	90,00000	74,000000	563,000000	28,40000	1,530000	200,0000
5	123,2482	3,000000	90,00000	50,000000	320,000000	22,20000	1,480000	200,0000

Рисунок 6.3 – Результаты прогнозирования для дополнительных образцов

Перед оценкой точности предложенной ***регрессионной формулы (5.7)*** для прочности стенок (п. 5.4.2), для выборки из таблицы А.1 был выполнен расчет по формулам норм проектирования (таблица 6.6) – п. 6.1.22 СП 295.1325800 [47] (ссылается на формулу 8.55 СП 63.13330 [50]), п. 8.2.3 норм США для конструкций с АКП (ACI 440.1R [88]), а также по формуле 7.58 СП 35.13330 [48]) и по формулам 6.8 и 6.11 Еврокода 2 [139] (для вертикального и наклонного армирования).

Отечественные нормы для конструкций с АКП [47] не содержат формул для расчета прочности стенок по сжатым бетонным полосам, и он выполнялся по формуле норм для проектирования железобетонных конструкций.

Методика расчета норм США [88] предполагает исключение раздробления бетона стенки ограничением максимальных расчетных усилий в поперечной арматуре. Та же картина наблюдается и для других зарубежных норм [61].

Таблица 6.6 – Результаты расчета прочности стенок по формулам норм проектирования [57]

№ п/п	Автор	Шифр балки	Q_{exp}, кН	Q_{SP295}/ Q_{SP63}, кН	Q_{ACI}, кН	Q_{SP35}, кН	Q_{EC2}, кН
1	Тамов М.М. [58]	Б1	88,7	74,65	26,01	59,33	47,50
2		Б2	68,1	62,95	23,88	53,71	40,06
3		Б6	81,8	69,73	25,14	57,13	44,38
4		Б19	52,1	65,52	24,36	55,06	41,70
5		Б23	48,9	58,03	22,93	50,94	36,93
6		Б24	61,9	74,65	26,01	59,33	47,50
7		Б25	59,6	72,07	25,55	58,21	45,87
8		Б27	62,9	62,95	23,88	59,82	40,06
9		Б28	78,1	72,07	25,55	64,84	45,87
10		Б29	82,7	75,82	26,21	66,63	48,25
11		Б30	84,1	77,22	26,45	67,26	49,14
12	Leonhardt F. [209]	NR8	120,0	89,78	46,80	100,08	57,13
13		NR10	225,0	143,05	59,07	143,74	91,04
14		NT8-1	210,0	119,87	54,07	126,18	76,28
15		NT10	165,0	102,11	49,91	111,23	64,98
16		T1	800,0	580,17	236,51	578,49	369,22
17		T2	1160,0	524,39	224,85	538,14	471,95
18	Усанов С.В., Тамов М.М. [57]	Б1	54,9	63,21	23,93	48,14	55,20
19		Б2	57,6	63,94	24,07	50,01	54,08
20		Б3	77,4	66,69	24,58	52,87	58,71
21		Б5	61,7	57,35	22,79	47,41	93,48
22		Б6	62,1	59,55	23,23	51,77	105,28
23		Б7	76,2	67,24	24,68	58,35	104,60
24		Б8	70,5	59,00	23,12	57,36	104,31
25		Б9	42,7	63,76	24,04	48,41	57,17
26		Б10	47,1	63,76	24,04	49,92	54,58
27		Б11	51,2	68,71	24,95	53,82	54,60
28		Б13	48,1	59,00	23,12	48,31	80,01
29		Б14	50,3	59,00	23,12	51,46	98,29
30		Б16	55,4	56,43	22,61	55,67	70,59
31		Б18	48,7	71,82	25,51	53,57	64,60
32		Б21	42,8	64,86	24,24	50,96	90,63
33		Б23	46,3	60,10	23,33	55,27	78,99
34		Б24	56,2	67,24	24,68	61,48	96,69
35		Б11Э	65,1	67,61	24,75	61,70	60,70
36		Б12Э	74,5	67,61	24,75	62,50	59,92
37		Б19Э	62,5	69,44	25,08	62,67	60,08
38	Rangan B.V.[253]	I-1	453,1	428,70	144,04	366,15	272,82
39		I-3	369,1	311,77	113,34	286,55	198,41
40		I-4	416,0	362,12	123,11	313,05	230,45
41	Алиев Г.С. [2]	БТ-II-1(а)	102,5	66,53	32,73	72,65	42,34
42		БТ-II-1(б)	95,0	68,11	33,51	74,38	43,35
43		БО-II-3	106,9	80,19	37,19	85,48	51,03
44	Абдуллаев А.Р. [1]	БД-I-3д	114,9	100,46	44,20	104,48	63,93

Существующий комплект Еврокодов не содержит норм проектирования бетонных конструкций, армированных композитной арматурой [61]. Методика расчета на действие поперечных сил Еврокода 2 (проектирование железобетонных конструкций), как и в остальных рассмотренных зарубежных нормах, построена на модели ферменной аналогии.

Таким образом, в части расчета стенки по наклонным бетонным полосам отечественные и зарубежные нормы не делают различия между композитным или стальным поперечным армированием. Между тем, как следует из наших испытаний, прочность стенок балок с АКП из-за низкого модуля упругости оказывается ниже, чем у балок со стальным армированием [61].

В таблице 6.7 даны отношения расчетных значений Q_{calc} разрушающей поперечной силы к опытным значениям Q_{exp} [61]. Для балок со стальным поперечным армированием наибольшая разница получается при применении формулы норм США – она недооценивает прочность стенки примерно в 3,1 раза. Для формул других рассмотренных норм среднее значение отношения Q_{exp}/Q_{calc} не превышает 1,9. Наибольший разброс значений Q_{exp}/Q_{calc} получен при расчете по методике СП 295/СП 63.

Таблица 6.7 – Результаты расчета прочности стенки [61]

Параметр	СП 295.1325800, СП 63.13330	ACI 440.1R	СП 35.13330	Еврокод 2
Среднее значение Q_{exp}/Q_{calc} для балок со стальными хомутами	1,24	3,08	1,3	1,9
Коэффициент вариации	0,268	0,210	0,200	0,222
Среднее значение Q_{exp}/Q_{calc} для балок с композитными хомутами	0,9	2,4	1,06	0,81
Коэффициент вариации	0,189	0,186	0,164	0,302
Среднее значение Q_{exp}/Q_{calc} для всей выборки	1,09	2,77	1,19	1,41
Коэффициент вариации	0,290	0,237	0,212	0,462

Для образцов с композитным поперечным армированием при расчетах по нормам США также получена недооценка прочности стенки – в 2,4 раза – оттого, что вычисления по ACI ограничивают напряжения в поперечной арматуре, исключают разрушение по наклонным полосам и чрезмерное раскрытие наклонных трещин [61].

Иначе обстоит дело с остальными нормами проектирования, назначением которых является только обеспечение прочности стенки. Формула СП 35 дает средний запас для балок со стальным поперечным армированием 25%, а для композитного армирования – переоценку.

Формулы СП 295 / СП 63 и Еврокода 2 завышают сопротивление стенки с АКП – отношения Q_{exp}/Q_{calc} для них равны соответственно 0,9 и 0,81. То есть, формулы для прочности стенок, дающие запас при расчете балок со стальным поперечным армированием 25%, а для композитного поперечного армирования – переоценку, завышают их сопротивление.

При расчете прочности коэффициент вариации достигал 0,462 для европейских норм, а для СП 35, формула которого учитывает модуль упругости арматуры, разброс значений оказался наименьшим [61].

Для учета влияния повышенной деформативности композитного армирования на прочность стенки балок в расчет необходимо включать модуль упругости поперечной арматуры [57]. Приближение теоретических результатов к опытным может быть достигнуто учетом влияния пролета среза загружения, интенсивности и угла наклона стержней поперечного армирования. Реализующая указанные предложения формула, полученная нами при помощи регрессионного анализа, рассмотрена в п. 4.4 – она дает среднее отношение $Q_{exp}/Q_{рег}$, равное 1,01 при коэффициенте вариации 0,16 (таблица 6.8).

В таблице 6.9 объединены результаты расчетов по разработанным конечно-элементной, нейросетевой и регрессионной моделям – по каждой из них дано значение соотношения опытной и расчетной нагрузок и коэффициент вариации, что свидетельствуют о высокой точности всех предложенных методик расчета [57].

Таблица 6.8 – Опытные и расчетные значения разрушающей поперечной силы [57]

№ п/п	Q_{exp}	$Q_{рег}$	$Q_{exp}/Q_{рег}$	№ п/п	Q_{exp}	$Q_{рег}$	$Q_{exp}/Q_{рег}$
1	88,70	78,44	1,13	23	76,2	73,73	1,03
2	68,10	72,04	0,95	24	70,5	70,90	0,99
3	81,80	75,82	1,08	25	42,7	36,15	1,18
4	52,10	55,70	0,94	26	47,1	38,24	1,23
5	48,90	52,42	0,93	27	51,2	41,13	1,24
6	61,90	59,45	1,04	28	48,1	52,71	0,91
7	59,60	58,42	1,02	29	50,3	55,75	0,90
8	62,90	60,47	1,04	30	55,4	58,00	0,96
9	78,10	64,70	1,21	31	48,7	36,77	1,32
10	82,70	66,36	1,25	32	42,8	50,07	0,85
11	84,10	66,98	1,26	33	46,3	52,83	0,88
12	120	180,54	0,66	34	56,2	57,36	0,98
13	225	231,76	0,97	35	65,1	65,83	0,99
14	210	208,61	1,01	36	74,5	67,58	1,10
15	165	195,81	0,84	37	62,5	60,45	1,03
16	800	831,68	0,96	38	453,1	543,08	0,83
17	1160	1200,15	0,97	39	369,1	427,26	0,86
18	54,9	43,03	1,28	40	416	438,25	0,95
19	57,6	45,77	1,26	41	102,50	115,64	0,89
20	77,4	48,44	1,60	42	95,00	115,72	0,82
21	61,7	62,13	0,99	43	106,90	131,39	0,81
22	62,1	66,95	0,93	44	114,90	132,91	0,86

Таблица 6.9 – Результаты моделирования прочности стенок [57]

Параметр	OpenSees	ИНС	Регрессия
Среднее значение Q_{exp}/Q_{calc}	0,99	0,99	1,01
Коэффициент вариации	0,079	0,037	0,163

Наилучшая сходимость опытных и расчетных разрушающих поперечных сил получена ***по нейросетевому прогнозированию*** – коэффициент вариации для выбранной ИНС (MLP 7-12-1, функции активации для скрытого и выходного слоя – экспонента и синусоида соответственно) составил менее 4% [57]. Архитектура ИНС принята по результатам анализа опытов других исследователей при нейросетевом прогнозирования разрушающей нагрузки для балок прямоугольного сечения с различными видами поперечного армирования. Обучение нейронной

сети произведено на выборке, включающей широкие диапазоны значений для каждой независимой переменной. Такой подход позволил минимизировать величину ошибок обучения для всех партий выборки и получить высокую долю правильно классифицированных наблюдений в каждой из них.

Для конечно-элементных расчетов среднее значение Q_{exp}/Q_{calc} совпадает с полученным с помощью нейросетевой модели, однако разброс значений здесь чуть больше. Расчет в OpenSees следует признать наиболее универсальным из предложенных подходов. В основе модели лежат экспериментально обоснованные нелинейные законы деформирования при плоском НДС. Применение методики позволяет получать не только предельные значения нагрузок и прогибов, но и поведение конструкции на всех этапах ее работы [57].

Регрессионная модель в сравнении с конечно-элементными и нейросетевыми расчетами показала меньшую точность результатов. Но и здесь полученные расхождения опытных и расчетных значений вполне удовлетворительны для расчетов. Достоинством модели является возможность ее применения для расчетов конструкций с различными типами армирования. Это соответствует принятому в сводах правил подходу – применении единой формулы для прочности стенок балок со стальным и композитным армированием [57].

6.2.2 Прочность наклонных сечений двутавровых СВПБ-балок и прямоугольных балок с композитными хомутами

Расчетные графики прогибов *двутавровых СВПБ-балок* [215, 225 и 292], использованных для калибровки ***предложенной конечно-элементной модели*** (п. 4.2.2), хорошо согласуются с полученными в ходе испытаний [44]. Разность между опытными Q_{exp} и расчетными Q_{OS} разрушающими поперечными силами составляет 9%, максимальная разница между ними 12,3%.

Теоретические значения разрушающих поперечных сил Q_{OS} наших балок (п. 5.5.1) и их опытные значения Q_{exp} даны в таблице 6.10. Анализ свидетельствует о хорошем соответствии теоретических и опытных результатов – разница между разрушающими силами Q_{OS} и Q_{exp} составляет 7%, максимальная разница – 15,3% [44].

Таблица 6.10 – Опытные и расчетные значения разрушающих поперечных сил [67]

Шифр балки	Q_{exp}	Q_{OS}	Δ, %
2-Ф0-С1-20	102,64	103,52	0,9
2-Ф0-С0.8-20	76,99	82,00	6,5
2-Ф0-С0-20	35,05	39,46	12,6
2-Ф1.5-С1-20	174,43	168,78	3,2
2-Ф1.5-С0.8-20	139,61	137,55	1,5
2-Ф1.5-С0-20	98,35	97,30	1,1
2-Ф1.5-С0-10	88,33	82,25	6,9
2-Ф1.5-С0-05	84,00	80,29	4,4
3-Ф0-С1-20	84,61	84,33	0,3
3-Ф0-С0.8-20	63,23	72,92	15,3
3-Ф0-С0-20	15,68	18,16	13,7
3-Ф1.5-С1-20	147,95	141,13	4,6
3-Ф1.5-С0.8-20	120,76	127,00	5,2
3-Ф1.5-С0-20	79,36	82,02	3,4
		Среднее значение	5,7

Модель достаточно точно описывает поведение балок на всех этапах нагружений, как и рассчитывает разрушающие поперечных сил Q. Это наглядно видно на диаграмме теоретических Q_{OS} и опытных Q_{exp} значений (рисунок 6.4).

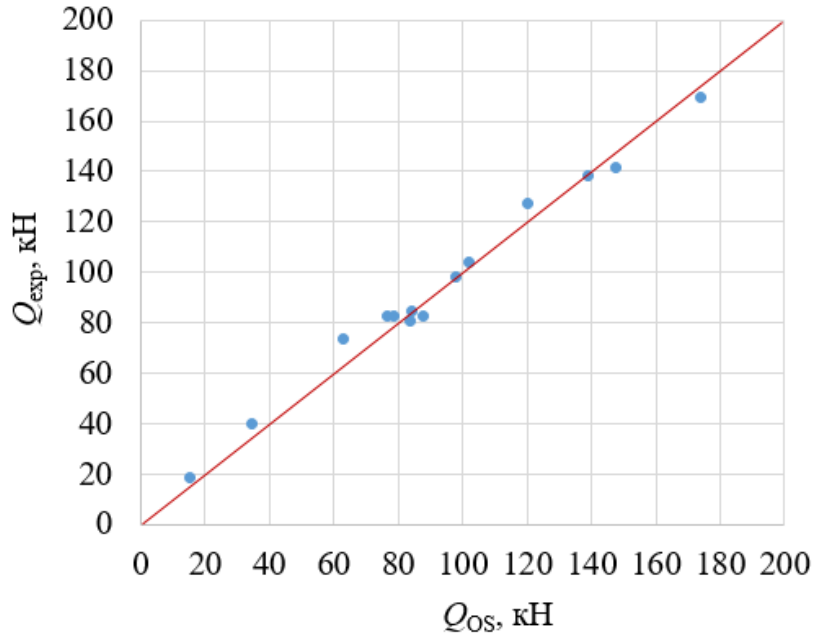


Рисунок 6.4 – Диаграмма рассеяния для расчетных и опытных значений Q [70]

Разброс опытных и теоретических значений разрушающих поперечных сил Q_{ult} по отобранной по показателям *MAPE, RMSE* и *R* ***искусственной нейронной сети*** № 96 – MLP 6-8-1 (п. 5.5.2), проиллюстрирован на рисунке 6.5 диаграммой рассеяния для целевой переменной и выхода нейронной сети. Точки расположены вдоль прямой с незначительными отклонениями. Это значит, что модель хорошо восстановила регрессионную зависимость результирующего параметра Q_{ult} от фактор-аргументов [60].

Для оценки качества подгонки ***регрессионной модели*** (п. 5.5.2) использован классический коэффициент детерминации R^2 [59]. Он варьируется в диапазоне от 0 до 1, и служит базовым показателем объясняющей способности модели. Однако этот показатель обладает существенным ограничением: его значение монотонно возрастает при добавлении любых регрессоров, даже статистически незначимых. Данный эффект обусловлен самой математической природой R^2, что делает его малопригодным для сравнения моделей с разным количеством предикторов и

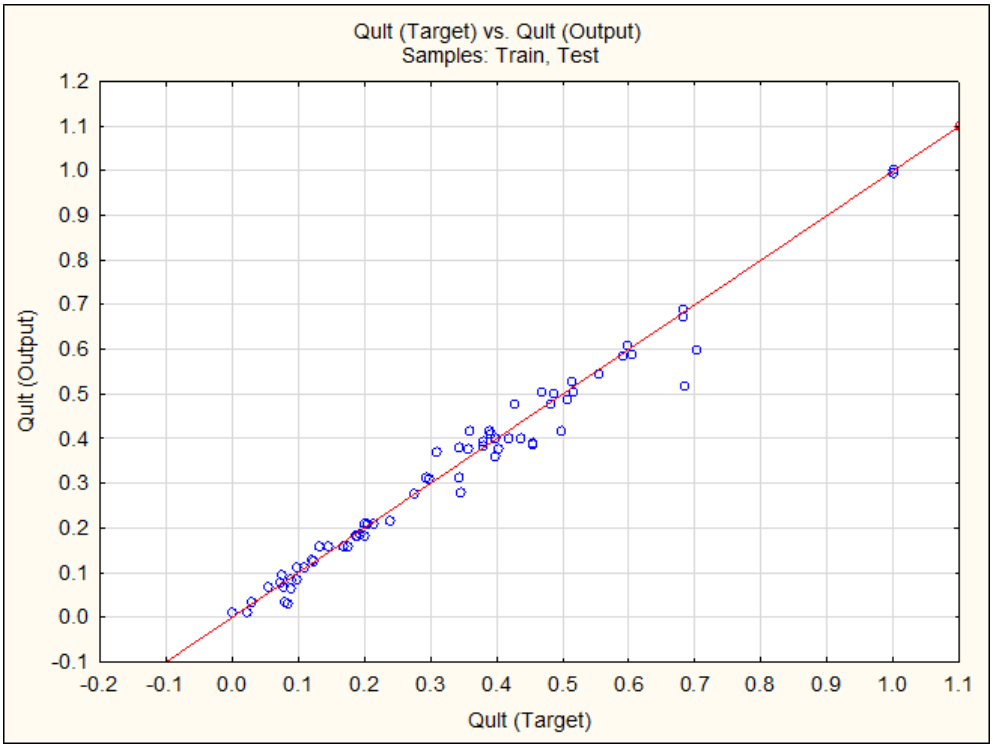


Рисунок 6.5 – Диаграмма рассеяния для нормализованных теоретических и опытных значений разрушающий поперечных сил (нейронная сеть MLP 6-8-1) [60]

выбора оптимальной спецификации. Для преодоления этих недостатков были разработаны альтернативные подходы, такие как применение скорректированного R^2, который позволяет более объективно сравнивать модели разной размерности, но также охраняет ограничения исходного метода R^2, и информационные критерии Акаике (AIC) и байесовский критерий Шварца (BIC/SC). Критерий AIC менее строг к числу параметров и предпочтителен для небольших выборок, тогда как BIC/SC жестче штрафует за сложность модели, дает более точные оценки на больших данных и учитывает объем выборки в формуле штрафа. Поэтому оптимальной будет считаться спецификация с минимальным значением информационного критерия (AIC или BIC), что отражает компромисс между точностью описания данных и сложностью модели [59].

В таблице 6.11 выполнено сравнение информационных показателей выбранной спецификации модели (5.13) с (5.14), расчетными формулами СП 360.1325800 [49], а также с формулами RILEM TC 162-TDF (2003) [259] и FIB Model code 2010 [147]. Как видно, все 4 метрики имеют наименьшее значение для выбранной спецификации (5.13).

Таблица 6.11 – Показатели качества уравнения регрессии [59]

Уравнение	MSE	MAPE	AIC	BIC
(5.13)	6110,08	26,78%	500,19	657,57
(5.14)	7506,72	28%	511,72	669,11
СП 360	30528,81	47%	590,28	757,35
FIB	56070,45	57%	624,32	811,49
RILEM	24092,38	42%	577,02	750,69

Оценка точности предложенных методик расчета прочности двутавровых СВПБ-балок при действии поперечных сил [59] была выполнена сравнением теоретических и опытных значений разрушающих нагрузок по выборке данных, составленной по опубликованным экспериментальным исследованиям [103, 141, 162, 165, 168, 215, 291, 309, 315, 326]. Результаты ее сведены в таблицу А.5, вынесенную в приложение А. Значения разрушающих нагрузок определены так:

1. Расчет по нейросетевой модели:

$$Q_{\text{ИНС}} = Q_{bf,\text{ИНС}} + Q_{sw,} \quad (6.1)$$

где $Q_{bf,\text{ИНС}}$ – вклад бетона и фибр в несущую способность балки, вычисленный по предложенной нейросетевой модели; Q_{sw} – вклад поперечной арматуры, рассчитанный по формуле (8.58) СП 63.13330.2018 (в отсутствие поперечной арматуры $Q_{sw} = 0$).

2. Расчет по регрессионной модели:

$$Q_{\text{рег}} = Q_{b,\text{рег}} + Q_{f,\text{рег}} + Q_{sw,} \quad (6.2)$$

где $Q_{b,\text{рег}}$ и $Q_{f,\text{рег}}$ – вклады бетона и фибр в несущую способность балки, вычисленные соответственно по (5.10) и (5.13) [59].

В таблице А.5 также приведены значения разрушающих поперечных сил, полученные по нормативным методикам расчета. При этом балки без фибрового армирования рассчитаны по формулам СП 63.13330.2018 [50], ACI 318M-08 и Eurocode 2 [139], а балки с фибровым армированием – по формулам СП 360.1325800 [49] для сталефибробетонных конструкций и по формулам руководств FIB Model code 2010 [147] и RILEM TC 162-TDF (2003) [259] по проектированию СВПБ-конструкций [59]. Сравнительная оценка точности методов расчета приведена в таблицах 6.12–6.14.

Таблица 6.12 – Сравнение опытных Q_{exp} и теоретических Q_{calc} значений прочности балок *без фибрового и поперечного стержневого армирования* [67]

Показатель	Методика расчета					
	OpenSees	ИНС	Регрессия	СП 63	ACI	EC2
Среднее отклонение в % $\left(\frac{Q_{exp} - Q_{calc}}{Q_{exp}}\right) \cdot 100$	13,1	6	17	40	29	21
Среднее значение отношения Q_{exp}/Q_{calc}	0,88	1,01	1,03	1,45	1,34	1,2
Коэффициент вариации отношения Q_{exp}/Q_{calc}	0,01	0,09	0,22	0,43	0,44	0,56

Таблица 6.13 – Сравнение опытных Q_{exp} и теоретических Q_{calc} значений прочности балок *с фибрами и без поперечного стержневого армирования* [67]

Показатель	Методика расчета					
	OpenSees	ИНС	Регрессия	СП 360	FIB	RILEM
Среднее отклонение в % $\left(\frac{Q_{exp}-Q_{calc}}{Q_{exp}}\right)\cdot 100$	3,9	6	26	47	57	42
Среднее значение отношения Q_{exp}/Q_{calc}	1,02	1,01	1	2,46	2,76	1,85
Коэффициент вариации отношения Q_{exp}/Q_{calc}	0,04	0,09	0,29	0,64	0,42	0,41

Таблица 6.14 – Сравнение опытных Q_{exp} и теоретических Q_{calc} значений прочности балок *с фибровым и поперечным стержневым армированием* [67]

Показатель	Методика расчета					
	OpenSees	ИНС	Регрессия	СП 360	FIB	RILEM
Среднее отклонение в % $\left(\frac{Q_{exp}-Q_{calc}}{Q_{exp}}\right)\cdot 100$	4,7	15	28	37	39	39
Среднее значение отношения Q_{exp}/Q_{calc}	0,98	1,00	1,19	1,71	1,76	1,81
Коэффициент вариации отношения Q_{exp}/Q_{calc}	0,06	0,21	0,33	0,44	0,43	0,38

Из таблиц следует [67], что теоретические значения разрушающих поперечных сил по предложенным методикам достаточно хорошо согласуются с опытными данными. *Нейросетевая модель* показала лучшие результаты при всех сочетаниях фибрового и стержневого армирования балок – максимальная погрешность по всем выборкам составила лишь 15%.

Наибольшая точность *регрессионных моделей* достигается в отсутствие фибрового и поперечного стержневого армирования балок: средняя разница между опытным и теоретическими значениями в этом случае равна 17%. При расчете балок с фибрами и хомутами погрешность возрастает до 28%, при этом среднее значение отношения Q_{exp}/Q_{calc} 1,19, т. е. отклонение в сторону запаса [67].

Применение предложенных подходов и моделей позволяет существенно повысить точность расчетов в сравнении с нормативными [67]. Разница между опытными и теоретическими значениями при регрессионных моделях снижается в 1,3–2,4 раза, при нейросетевых – в 2,5–9,4 раза. Заметим, что каждая из разработанных моделей без изменений может применяться как к расчету балок из сверхвысокопрочного бетона с неармированными наклонными сечениями, так и для балок с фибровым и/или поперечным стержневым армированием, в то время как нормативные методики для этих случаев различны.

Результаты расчета прочности наклонных сечений наших *прямоугольных балок с композитными хомутами* (пп. 2.8 и 5.6) по предложенной методике КЭ-моделирования в пространственной постановке (п. 4.2.3), а также по формулам СП 295.1325800 приведены в таблице 6.15.

Результаты расчета балок со стальными хомутами (образцы 3 и 4 в таблице 6.15) по формулам оказались близки к опытным разрушающим нагрузкам [68]. Среднее отношение опытной несущей способности к расчетной $Q_{exp}/Q_{СП}$ равно 0,98 при коэффициенте вариации 8,3%. При этом формулы норм существенно переоценивают несущую способность балок с композитным поперечным армированием – отношение $Q_{exp} / Q_{СП}$ для них 0,57.

Таблица 6.15 – Сравнение расчетных и опытных значений прочности наклонных сечений [68]

Шифр образца		Q_{exp}, кН	$Q_{СП}$, кН	Q_{ABAQ}, кН	$Q_{exp} / Q_{СП}$	Q_{exp} / Q_{ABAQ}
1	О1-В-К-80	93,26	166,33	90,58	0,56	1,03
	О2-В-К-100	83,6	138,53	70,47	0,60	1,19
2	О3-Н-К-60	82,8	166,33	81,38	0,50	1,02
	О4-Н-К-75	83,79	138,53	71,62	0,60	1,17
3	О5-В-В-80	105,975	108,51	107,25	0,98	0,99
	О6-В-В-100	81,675	92,68	77,56	0,88	1,05
4	О7-Н-В-60	109,137	110,71	101,43	0,99	1,08
	О8-Н-В-75	102,91	94,88	106,25	1,08	0,97

Более точными получились вычисления предложенными нелинейными конечно-элементными моделями. В п. 5.6 была продемонстрирована хорошая сходимость опытных и расчетных прогибов балок. По прочности балок модель недооценивает опытные величины на 6%, что следует считать удовлетворительным, принимая во внимание способность модели производить вычисления для балок как со стальными, так и с композитными хомутами.

6.3 Выводы по главе 6

1. ***Проверка применимости разработанного комплекса методов расчета,*** выполненная сравнением теоретических результатов с опытными данными автора и других исследователей, доказала ***его эффективность и достоверность при оценке*** прочности, деформативности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений изгибаемых элементов:

- прямоугольного и двутаврового сечений;
- из сверхвысокопрочного и обычного тяжелого бетона;
- со стержневым и фибровым армированием;
- со стальным и композитным, вертикальным и наклонным поперечным армированием.

2. ***Подтверждено высокое качество предложенных методов расчета использованием набора метрик и сравнением с альтернативными подходами***, включая расчетные формулы российских и зарубежных норм проектирования; показана хорошая сходимость опытных и теоретических данных в широком диапазоне варьирования различных факторов.

7 ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЫСОКОПРОЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ В НОВЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ И ВНЕДРЕНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

7.1 Облегченные двутавровые балки с полками и стенкой малой толщины повышенной несущей способности и стойкости

В сравнении с традиционным тяжелым бетоном СВПБ обладает значительно более высокой прочностью при сжатии и растяжении, а также самоуплотнением. Эти качества подтолкнули к идее создания облегченных тонкостенных СВПБ-конструкций.

В качестве таковой запроектирована и испытана модель двутавровой СВПБ-балки. Толщина стенки составляла всего 20 мм, толщина полок – переменная от края к стенке 20 − 30 мм (рисунок 7.1).

Облегченная балка может служить пролетным строением открытых для обзора пешеходных мостов, а также применяться в промышленных зданиях и сооружениях в качестве несущей конструкции настилов под небольшие нагрузки, эксплуатируемых в условиях воздействий агрессивных сред.

Исследована работа нормальных сечений, разрушение по наклонному сечению исключали постановкой поперечного армирования. Стесненность пространства для размещения арматуры создавала трудности при конструировании балки, поэтому принято оригинальное решение, заключавшееся в армировании наклонных сечений отдельными стержнями с отгибами в плоскости стенки балки (рисунок 7.1, г).

При конструировании балки в угоду ее облегчению сознательно допускали отступления от требований норм проектирования железобетонных конструкций в части обеспечения защитного слоя бетона – его величина составляла лишь 6–8 мм. При этом предполагалось, что повышенная прочность бетона обеспечит его совместную работу с арматурой до момента разруш

ения, а отсутствие в составе бетона крупного заполнителя, высокая подвижность смеси и виброуплотнение позволят осуществить качественное формование изделия. Все эти предпосылки в дальнейшем подтвердились.

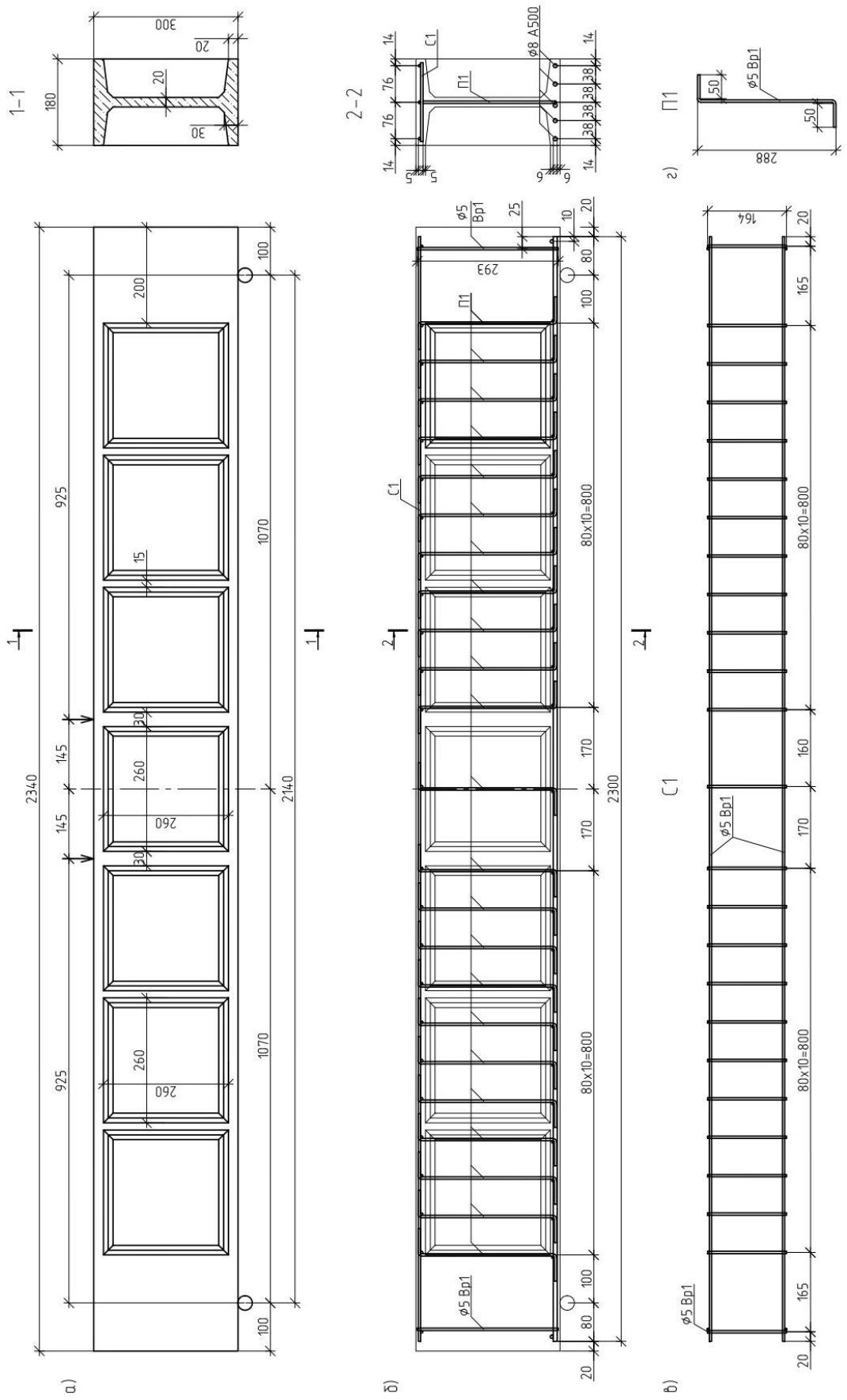


Рисунок 7.1 – Конструкция облегченной двутавровой балки:
а – геометрические размеры; б – арматурный каркас; в – арматурная сетка;
г – стержень поперечного армирования

Бетонирование балки производили в стальной опалубке (рисунок 7.2) в сочетании с формообразователями из пенополистирола. Последние для облегчения распалубливания образца оборачивали полиэтиленовой пленкой, после чего приклеивали к стенкам стальной опалубки. Такая технология изготовления балок позволяет легко корректировать профиль их сечения, а также размеры и расстановку ребер жесткости.

а) б)

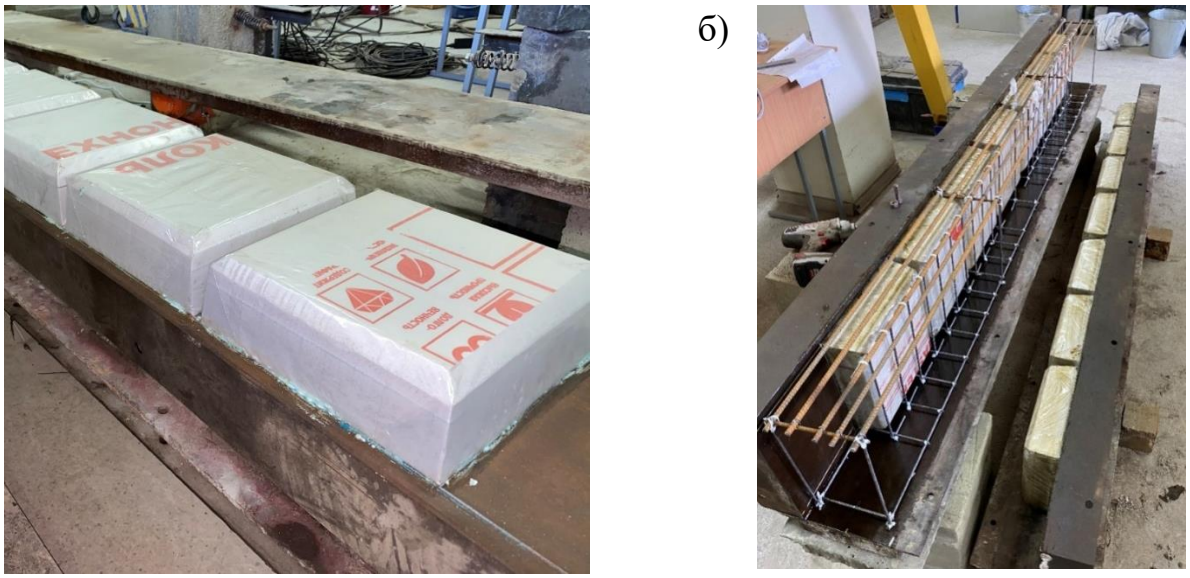


Рисунок 7.2 – Фотографии металлической опалубки с закрепленными на ней формообразователями (а) и собранной опалубки с установленным в ней арматурным каркасом (б)

Полученные в ходе испытания балки картина трещинообразования (рисунок 7.3), форма разрушения (рисунок 7.4) и график прогибов (рисунок 7.5) аналогичны характерным для непереармированных СВПБ-балок (п. 1.5.1).

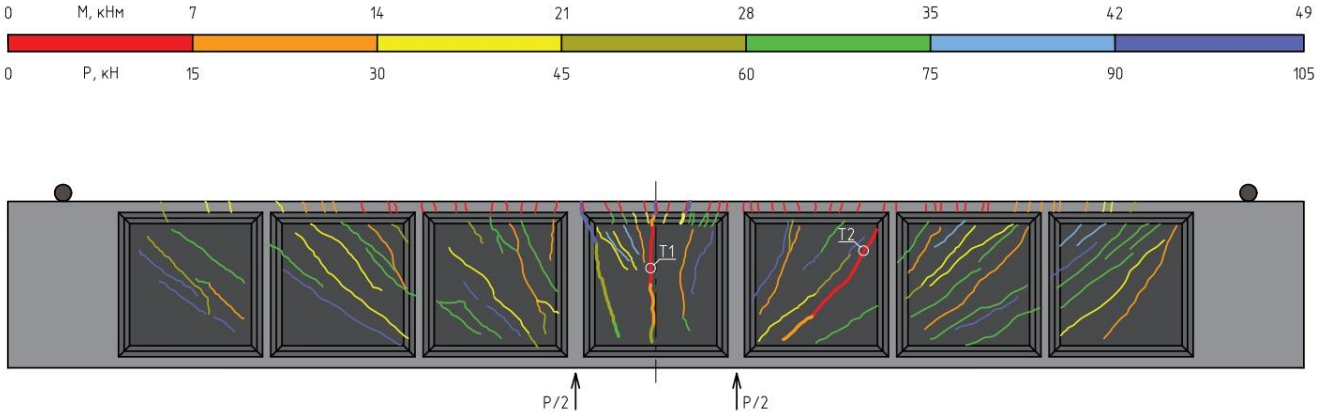


Рисунок 7.3 – Картина трещин в балке



Рисунок 7.4 – Вид балки после разрушения

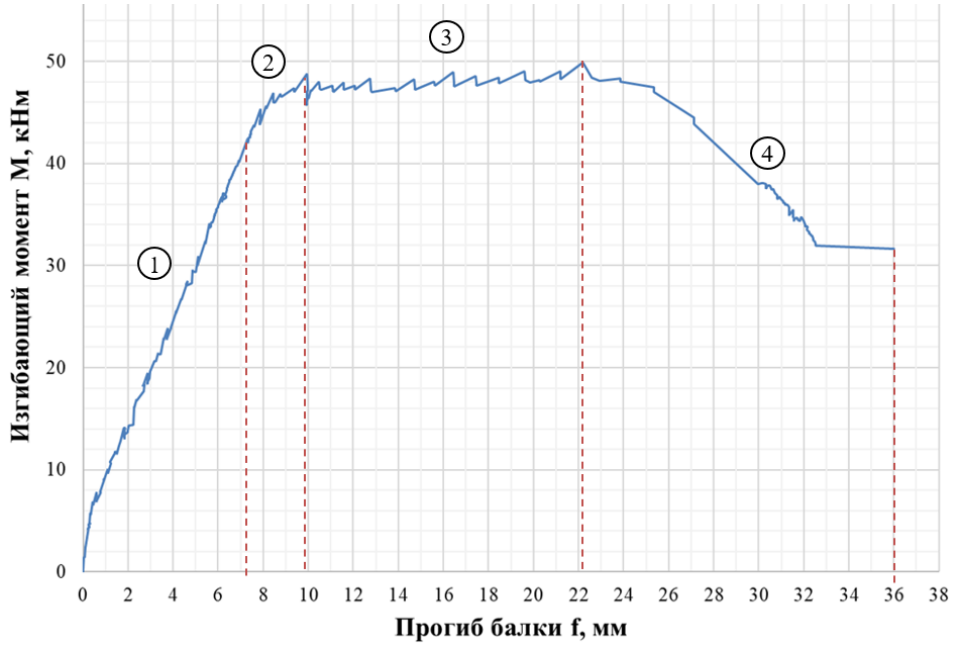


Рисунок 7.5 – График прогибов балки

Для проверки степени включения в работу полок по их ширине измеряли тензорезисторами деформации арматуры (рисунок 7.6, а) и бетона (рисунок 7.6, б). Тензорезисторы на арматурные стержни наклеивали в два ряда: перпендикулярно оси балки в сечении с ребром жесткости и под углом к оси балки в сечениях без ребер жесткости.

По картине распределения деформаций в стержнях видно, что напряжения в арматуре в сечениях с ребром и без них близки по величине. Из этого следует, что распределение напряжений по длине стержней в большей мере определяется картиной трещин, чем наличием или отсутствием ребра. Напряжения в сжатой

были распределены равномерно: разность деформации показаний тензорезисторов не превышала 15–20%.

а) б)

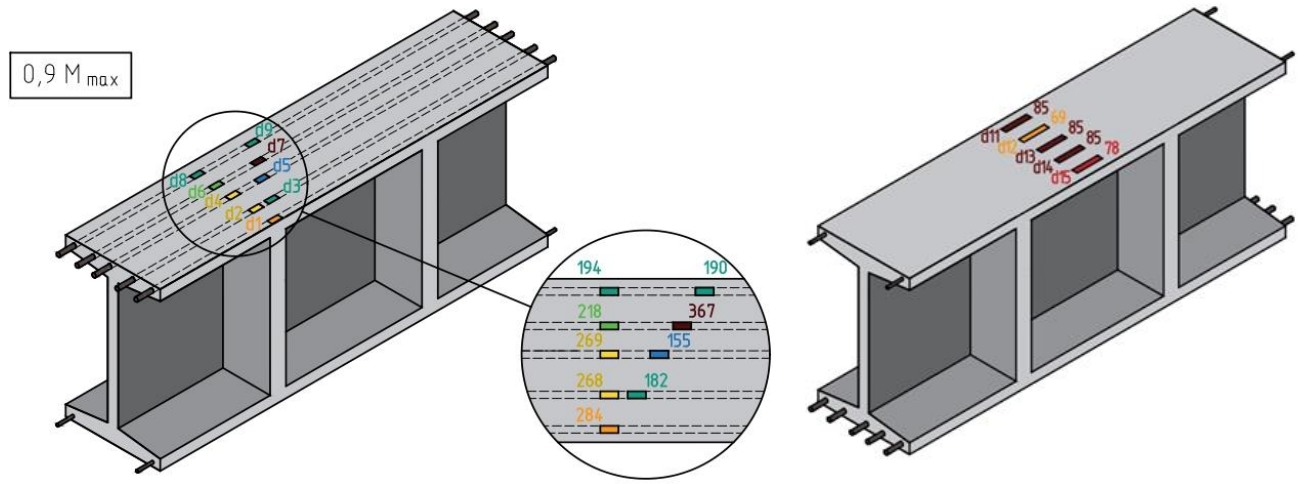


Рисунок 7.6 – Мозаика относительных деформаций растянутой арматуры (а) и бетона сжатой полки (б) при M=0,9M_{max}

Таким образом, в испытанной облегченной двутавровой балке, несмотря на допущенные отступления от требований норм проектирования в части величины защитного слоя бетона, была обеспечена совместная работа фибробетона и стержней рабочей арматуры вплоть до разрушения, а также получено высокое качество бетонной поверхности без раковин и неуплотнений.

Опираясь на вышеописанные положительные результаты, предприятием ООО «СЗ «ИСК «БУДМАР» произведены заводские опытно-промышленные партии СВПБ-балок с малыми толщинами стенок и полок для применения при строительстве транспортных и промышленных сооружений.

7.2 Наружные панели с гибкими композитными связями

В выпускаемых в настоящее время АО СЗ «ОБД» (г. Краснодар) трехслойных панелях связь бетонных слоев осуществляется армированными бетонными ребрами (жесткая связь). Принципиальным недостатком такой конструкции является образование сквозного теплопроводного включения, приводящего к значительным теплопотерям при последующей эксплуатации здания.

В качестве альтернативы жестким железобетонным связям предлагаются гибкие связи из композитной арматуры. Такое решение исключает теплотехнические недостатки трехслойной панели [69].

Для определения возможности и условий применения композитной арматуры в качестве гибких связей в трехслойных панелях решены задачи:

1. Экспериментальные и численные исследования работы узла анкеровки гибких связей из стеклокомпозитной арматуры в теле железобетонной панели.

2. Расчет необходимого количества стеклокомпозитных гибких связей для трехслойной панели из керамзитобетона.

3. Сравнение теплотехнических характеристик панелей с гибкими и жесткими связями.

В трехслойных панелях гибкие связи располагаются под углами 45º (подвески и подкосы) и 90º (распорки) к плоскости панелей. При этом в выполненных ранее работах исследовалась прочность анкеровки лишь связей, расположенных нормально к плоскости образцов. В наших же испытаниях прочность анкеровки определяли для гибких связей, расположенных как нормально, так и под углом 45º к плоскости панели.

Экспериментальные исследования включали испытание 9 образцов железобетонных панелей толщиной 60 мм с установленными в них стеклокомпозитными гибкими связями (далее – СКГС) диаметром 7,5 мм производства ООО «БЗС». Связи под углами 45º и 90º к плоскости панелей во всех образцах имели длину заделки, равную 50 мм в вертикальной проекции [69].

Опытные образцы были изготовлены из керамзитобетона класса В15. Армирование выполнено в середине сечения сварной сеткой с ячейкой 200 х 200 мм из проволоки ВР-1.

Выдергивающее усилие создавали гидравлическим домкратом, его передавали гибким связям через специально изготовленное оригинальное устройство, спроектированное В.П. Починком (рисунок 7.7, а). Для приложения выдергивающего усилия к СКГС, расположенным под углом 45° к плоскости

плиты, в дополнение к этому устройству использовали упорное приспособление, имеющее форму треугольной призмы (рисунок 7.7, б) [69].

а) б)



Рисунок 7.7 – Испытание образца с расположением гибких связей под углом 90° (а) и 45° (б)

Усилие, создаваемое домкратом, контролировали датчиком силы, перемещение гибкой связи в направлении прикладываемого усилия – датчиком LVDT. По мере нагружения образца в панели образовывались исходящие от него радиальные трещины, после чего происходило выкалывание бетонного конуса (рисунок 7.8).



Рисунок 7.8 – Выкалывание конуса бетона

Примеры диаграмм деформирования анкерных узлов при выдергивании связей соответственно при их вертикальном и наклонном расположении даны на рисунке 7.9. На диаграммах наблюдается увеличение скорости роста деформаций при достижении нагрузкой 75–85% от разрушающего усилия. При испытаниях одновременно с этим происходило образование первых трещин.

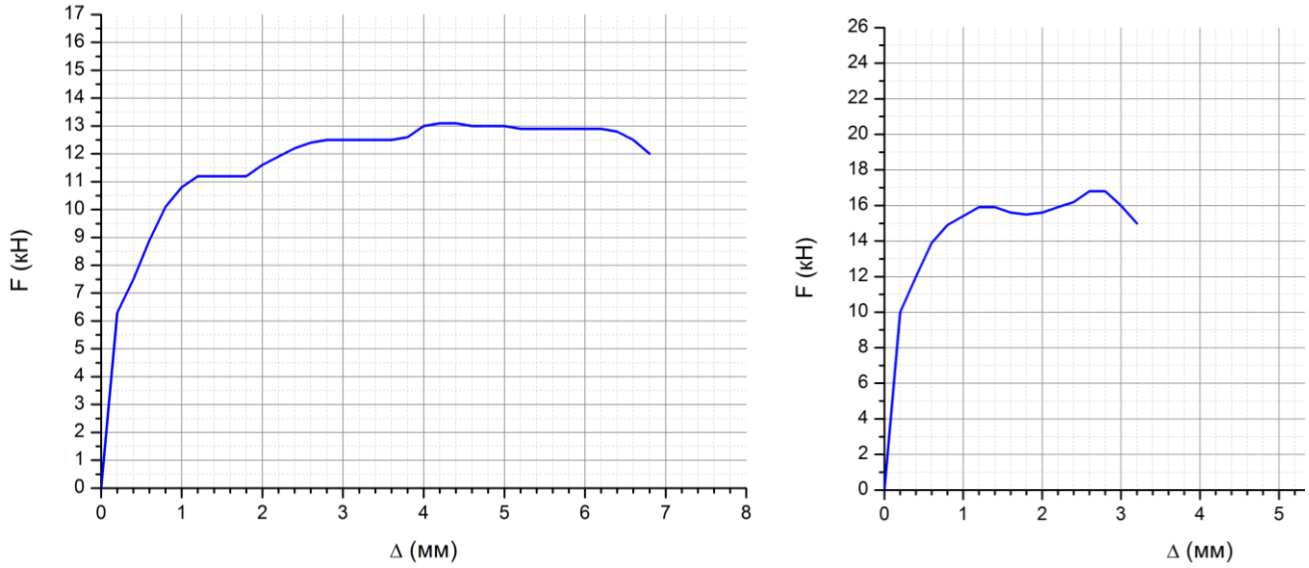


Рисунок 7.9 – Характерные диаграммы деформирования узла анкеровки

Установлено, что среднее значение относительной прочности анкерного узла при вертикальном расположении связей примерно на 15% выше, чем при наклонном [69]. Этот результат согласуется с площадями поверхностей конусов выкалывания, полученными при конечно-элементном моделировании этих случаев с соблюдением принципов, изложенных в п. 4.2.3 (рисунок 7.10).

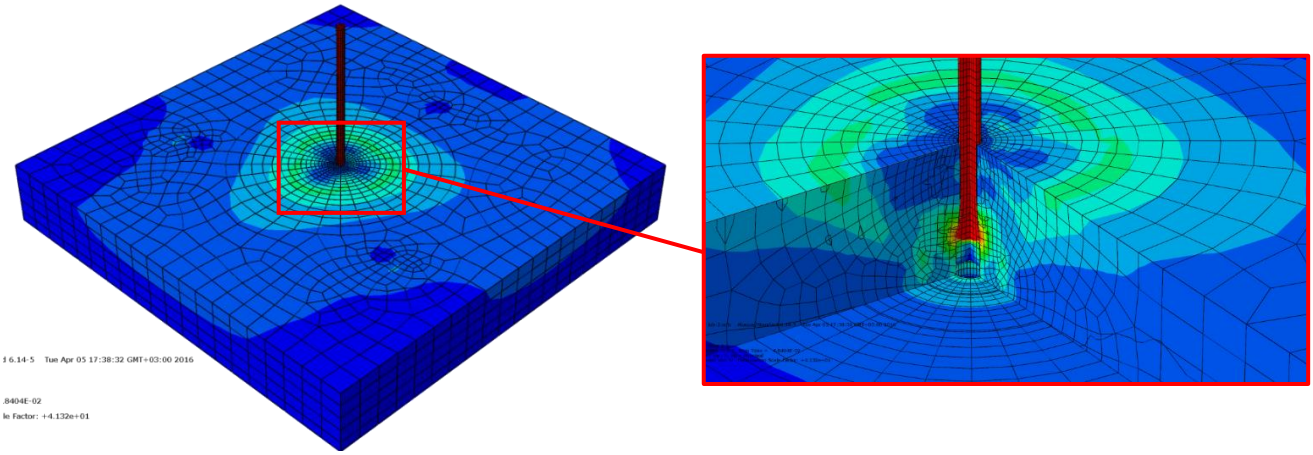


Рисунок 7.10 – Пример расчетного конуса выкалывания при пространственном моделировании узла в ABAQUS

По полученным значениям относительных прочностей узлов анкеровки гибких связей рассчитано необходимое их количество для панели ПНС-1 производства АО СЗ «ОБД». Принятая по результатам конструирования расстановка гибких связей показана на рисунке 7.11. Замена жестких железобетонных связей гибкими композитными приводит к повышению расчетного теплового сопротивления примерно на 35%.

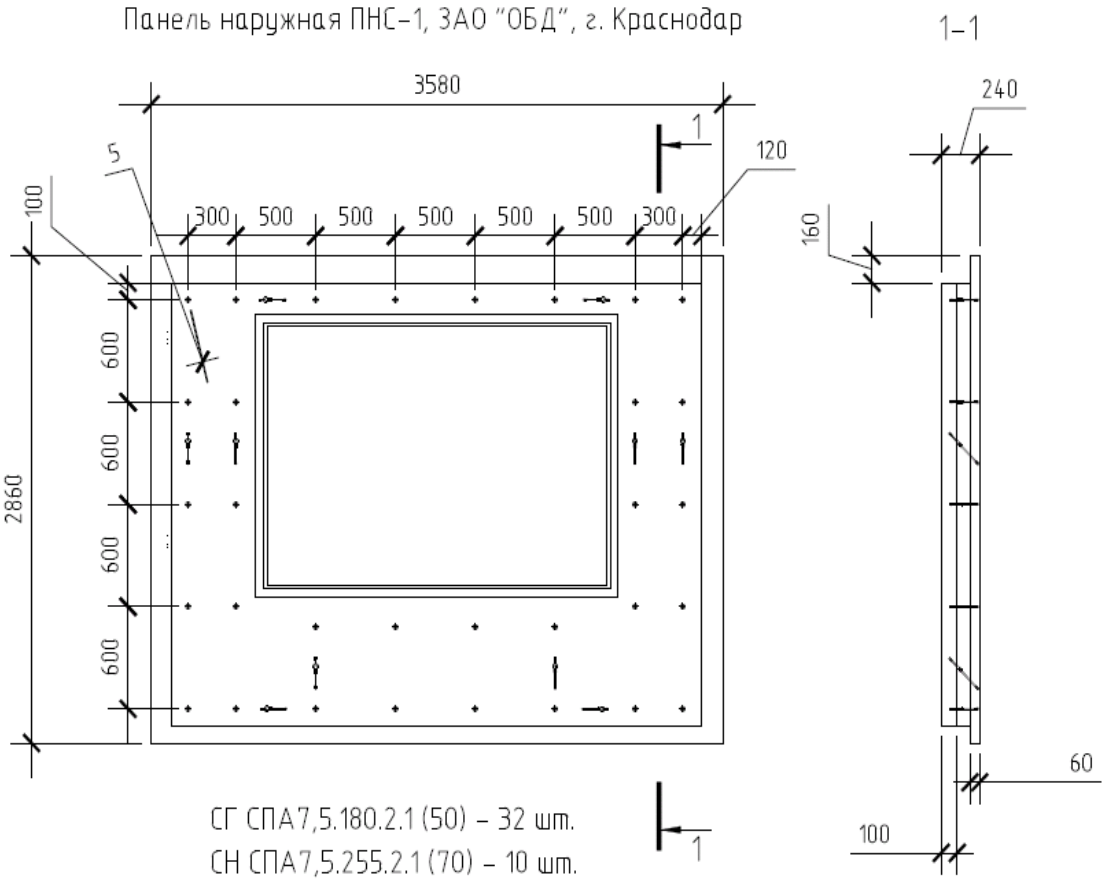


Рисунок 7.11 – Рекомендуемая схема расстановки гибких связей в панели ПНС-1

7.3 Внедрение результатов исследования в практику проектирования и производства и учебный процесс

Внедрение результатов диссертационного исследования было осуществлено в практику проектирования, производства сборного железобетона, композитной арматуры и стальных фибр, нормативно-техническую документацию и учебный процесс.

Внедрение в практику проектирования производилось в ходе расчетов, конструирования и технико-экономических обоснований строительных конструкций объектов Южного федерального округа. Методики расчета опробованы специалистами АО ТИЖГП «Краснодаргражданпроект», АО «Кубаньводпроект» и ООО ПИ «Адыгеягражданпроект».

Внедрение в практику производства сборного железобетона осуществлялось путем изготовления опытных партий облегченных двутавровых балок из сверхвысокопрочного сталефибробетона (ООО «СЗ «ИСК «БУДМАР») и трехслойных навесных панелей на гибких композитных связях предложенной конструкции из СВПБ и обычных бетонов (АО СЗ «ОБД»), проектирования и производства конструкций и изделий из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов (АО «ОЗЖБИ»). Работы по внедрению производились в 2021–2025 гг.

Внедрение в нормативно-техническую документацию производилось разработкой новых и внесением изменений в существующие стандарты предприятий. Разработаны Стандарты Предприятий «Трехслойные навесные панели с гибкими связями» (АО СЗ «ОБД», Краснодар) и «Облегченные двутавровые балки из СВПБ» (ООО «СЗ «ИСК «БУДМАР», Краснодар) для применения при возведении многоэтажных жилых домов в Краснодарском крае и Ростовской области. Внесены изменения в стандарты ОАО «БМЗ» (Москва) в части рекомендаций по изготовлению бетонов высоких классов прочности с применением стальных фибр (2024 г.) и ООО «НЗК» (Новосибирск) – по изготовлению изделий из АКП для поперечного армирования изгибаемых элементов (2023 г.).

Внедрение в учебный процесс производилось в 5 вузах Южного, Северо-Кавказского и Уральского федеральных округов.

Внедрение результатов дало экономический эффект в сумме более 100 млн. руб. за счет экономии бетона, арматуры, уменьшения размеров и материалоемкости конструкций, увеличения их долговечности за счет повышенной сопротивляемости воздействиям агрессивных сред.

7.4 Выводы по главе 7

1. Натурными экспериментальными исследованиями подтверждена работоспособность облегченных двутавровых СВПБ-балок предложенной конструкции с малыми толщинами полок и стенки (2 см). Получено высокое качество бетонной поверхности без раковин и неуплотнений, обеспечена совместная работа фибробетона и стержней рабочей арматуры за счет высокой подвижности смеси и повышенной прочности сцепления АКП с СВПБ.

2. Осуществлена практическая замена гибкими композитными связями в трехслойных навесных панелях жестких железобетонных связей, проведены численные исследования совместной работы композитной арматуры и бетона по предложенной методике конечно-элементного моделирования, а также натурные испытания анкерного узла. В результате замены жестких железобетонных связей на гибкие композитные связи увеличена энергоэффективность панели на 35% при незначительном увеличении стоимости.

3. Изготовлены ***опытные партии облегченных двутавровых балок и трехслойных навесных панелей предложенной конструкции из СВПБ и обычных бетонов с АКП*** при строительстве реальных объектов в Южном федеральном округе.

4. ***Осуществлено внедрение в нормативно-технические документы*** – разработаны Стандарты предприятия «Облегченные двутавровые балки из СВПБ» (ООО «СЗ «ИСК «БУДМАР», 2024 г.) и «Трехслойные навесные панели с гибкими связями» (АО СЗ «ОБД», Краснодар, 2021 г.).

5. Выполнено внедрение в учебный процесс – в 5 вузах Южного, Северо-Кавказского и Уральского федеральных округов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Итоги выполненного исследования

1. ***Выявлено отсутствие научно обоснованной методологии расчета изгибаемых конструкций*** из сверхвысокопрочного бетона с фиброй и без нее, со стержневой стальной и композитной арматурой, учитывающей особенности их свойств. ***Определены перспективные пути совершенствования расчетного аппарата с использованием цифровых технологий.***

2. ***Выполнен большой объем экспериментальных исследований*** изгибаемых элементов прямоугольного и двутаврового сечений из СВПБ и с вертикальной и наклонной АКП ***по разработанной автором методике на оригинальном экспериментальном оборудовании***, на которое получены 4 патента РФ.

3. ***Получены комплексные экспериментальные данные о сопротивлении нормальных и наклонных сечений, тонких стенок, полок и приопорных зон прямоугольных и двутавровых балок со стальным и композитным вертикальным и наклонным поперечным армированием*** при варьировании в широком диапазоне прочности бетона, армирования, пролета среза и угла наклона поперечного армирования.

4. ***Предложена и обоснована модернизация МКЭ применительно к расчету НДС балок из СВПБ и обычного бетона с композитной арматурой*** при действии изгибающих моментов и поперечных сил на основе синтеза экспериментальных результатов, нелинейных деформационных моделей и диаграмм деформирования композитов.

5. ***Рекомендованы рациональные диаграммы деформирования сверхвысокопрочного бетона, фибробетона и композитной арматуры,*** обоснованы их параметры для КЭ-расчетов балок прямоугольного и двутаврового сечений, включая их тонкие стенки.

6. ***Даны предложения по развитию методов оценки силового сопротивления по нормальным и наклонным сечениям изгибаемых элементов*** прямоугольного сечения из СВПБ и АКП ***в ПК ABAQUS*** на основе принципа

обратного моделирования и задания композитных стержней в наклонных трещинах со сдвигом их берегов трехмерными элементами с ортотропными свойствами.

7. ***Обосновано применение деформационной модели с фиксированным углом (CSMM) для расчета*** силового сопротивления ***наклонных сечений и тонких стенок*** изгибаемых элементов двутаврового сечения ***в ПК OpenSees*** с созданием компьютерных программ.

8. ***Построена методика регрессионного анализа влияния независимых переменных на сопротивление наклонных сечений и тонких стенок двутавровых балок*** из сверхвысокопрочного бетона с фибровым армированием и без него, со стальным и композитным поперечным армированием.

9. ***Представлена методика нейросетевого анализа сопротивления поперечной силе двутавровых балок*** из тяжелого бетона и сверхвысокопрочного фибробетона со стержневой стальной и композитной арматурой.

10. ***Определена последовательность валидации предлагаемых методик расчета с использованием цифровых технологий – нейросетевых, конечно-элементных и регрессионных:*** этапы и их взаимосвязь, порядок формирования валидационного базиса.

11. ***Сравнительный анализ результатов расчета*** прочности, деформативности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений изгибаемых элементов прямоугольного и двутаврового сечений из СВПБ и АКП, с вертикальным и наклонным поперечным армированием ***по предлагаемым методикам с данными опытов*** автора и других исследователей ***показал их достоверность*** в широком диапазоне варьирования факторов.

12. ***Натурными экспериментальными и численными исследованиями подтверждена эффективность предложенных облегченных двутавровых СВПБ-балок*** с тонкими полками и стенками ***и трехслойных навесных железобетонных панелей*** с гибкими композитными связями; ***изготовлены и внедрены опытно-промышленные партии*** при строительстве реальных объектов в Южном федеральном округе.

13. ***Осуществлено внедрение результатов исследований: в практику проектирования*** при расчетах и ТЭО проектных решений; ***в нормативно-техническую документацию*** – в Стандартах Предприятий «Облегченные двутавровые балки из СВПБ» (ООО «СЗ «ИСК «БУДМАР», Краснодар), «Трехслойные навесные панели с гибкими связями» (АО СЗ «ОБД», Краснодар), по изготовлению СВПБ (ОАО «БМЗ», Москва) и изделий из АКП (ООО «НЗК», Новосибирск); ***в учебный процесс*** – в 5 вузах Южного, Северо-Кавказского и Уральского федеральных округов.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

Дальнейшим развитием темы могут быть теоретические и экспериментальные исследования особенностей поведения конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов при сложных видах НДС.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абдуллаев А. Р., Алиев Г. С., Батдалов М. М. Исследование влияния продольного обжатия на прочность стенки двутавровых железобетонных элементов при действии поперечных сил // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки. – 2007. – № 2. – С. 87–89.

2. Алиев Г. С. Влияние предварительного обжатия и количества продольной арматуры на прочность стенок двутавровых балок // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – 1978. – С. 97–106.

3. Антаков А. Б., Антаков И. А. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с полимеркомпозитной арматурой // Известия КГАСУ. – 2014. – Т. 3, № 29. – С. 7–13. – URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2014/7_13_Antakovy.pdf.

4. Баженов Ю. М., Демьянова В. С., Калашников В. И. Модифицированные высококачественные бетоны. – М. : АСВ, 2006. – 370 с.

5. Баранова Т. И., Залесов А.С. Каркасно-стержневые расчетные модели и инженерные методы расчеты железобетонных конструкций. – М. : АСВ, 2003. – 237 с.

6. Боровиков В. П. Нейронные сети STATISTICA Neural Networks: Методология и технологии современного анализа данных. – М. : Горячая линия–Телеком, 2008. – 392 с.

7. Боровиков В. П., Ивченко Г. И. Прогнозирование в системе STATISTICA в среде WINDOWS. – М. : Финансы и статистика, 2000. – 384 с.

8. Вольф М., Генце Ш., Хинрихсмейер К. Бетон ультравысоких технологий (UHPC) – больше, чем просто высокая прочность // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2015. – № 3. – С. 93–102. – DOI: 10.15593/2224-9826/2015.3.02.

9. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Гуща Ю. П., Залесов А. С., Мулин Н. М., Чистяков Е. А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А. А. Гвоздева. – М. : Стройиздат, 1978. – 204 с.

10. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М. : Стройиздат, 1974. – 316 с.

11. Гинзбург А. В., Рыжкова А. И. Возможности искусственного интеллекта по повышению организационно-технологической надежности строительного производства // Вестник МГСУ. – 2018. – Т. 13, № 112. – С. 7–13. – DOI: 10.22227/1997-0935.2018.1.7–13.

12. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. – Взамен ГОСТ 31938-2011 ; введ. 2012 – 12 – 18. – М. : Стандартинформ, 2012. – 38 с.

13. Дуденков В. М. Разработка нейросетевых моделей человекомашинного общения : дис. … канд. физ.-мат. наук : 05.13.17. – Воронеж, 2016. – 131 с.

14. Домышев А. В. Оптимизация нормальных электрических режимов электроэнергетических систем при оперативном и автоматическом управлении : дис. … канд. техн. наук : 05.14.02. – Иркутск, 2020. – 188 с.

15. Залесов А. С., Климов Ю. А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К. : Будивэльнык, 1989. – 104 с.

16. Иваненко Н. А. Работа на поперечную силу армоцементных изгибаемых элементов с комбинированным поперечным армированием : дис. … канд. техн. наук : 05.23.01. – Краснодар, 1988. – 161 с.

17. Калашников В. И. Эволюция развития составов и изменение прочности бетонов. Бетоны настоящего и будущего. Часть 1. Изменение составов и прочности бетонов // Строительные материалы. – 2016. – Т. 1, № 2. – С. 96–103.

18. Калашников В. И., Тараканов О. В., Кузнецов Ю. С., Володин В. М., Белякова Е. А. Бетоны нового поколения на основе сухих тонкозернисто-порошковых смесей // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – Т. 8, № 34. – С. 47–53. – DOI: 10.5862/MCE.34.7.

19. Каприелов С. С., Чилин И. А. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций // Вестник НИЦ Строительство. – 2013. – № 7. – С. 28–30.

20. Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Дондуков В. Г. Цементы и добавки для производства высокопрочных бетонов // Строительные материалы. – 2017. – № 11. – С. 4–10.

21. Каприелов С. С., Шейнфельд А. В., Кардумян Г. С., Чилин И. А. О подборе составов высококачественных бетонов с органоминеральными модификаторами // Строительные материалы. – 2017. – № 12. – С. 58–63.

22. Крамар Л. Я., Трофимов Б. Я., Черных Т. Н., Орлов А. А., Шулдяков К. В. Современные суперпластификаторы для бетонов, особенности их применения и эффективность // Строительные материалы. – 2016. – № 11. – С. 21–25.

23. Крылов А. С. Прочность железобетонных балок с жесткой арматурой из высокопрочных бетонов : дис. … канд. техн. наук : 05.23.01. – М., 2019. – 187 с.

24. Кустикова Ю. О., Римшин В. И. Напряженно-деформированное состояние базальтопластиковой арматуры в железобетонных конструкциях // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 6. – С. 6–9.

25. Маилян Д. Р., Польской П. П., Хишмах М., Кургин К. В. О прочности балок из тяжелого бетона при использовании стальной, углепластиковой и комбинированной арматуры, расположенной в два ряда // Инженерный вестник Дона. – 2013. – № 4. – С. 212–214. – URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/R_71_Mailyan.doc_2096.pdf_2096.pdf.

26. Максимова О. М. Развитие и применение нейросетевых технологий для задач механики и строительных конструкций // Вестник ИрГТУ. – 2013. – Т. 8, № 79. – С. 81–89. – URL: https://journals.istu.edu/_sys/mod/attach.php?journals/2013/08/08_ 2013.pdf.

27. Матюшин Е. В., Соловьев В. Г. Свойства сверхвысокопрочного фибробетона с различными видами стальной фибры при осевом растяжении // Строительные материалы. – 2025. – № 1–2. – С. 45–53. – DOI: 10.31659/0585-430X-2025-832-1-2-45-53.

28. Меркулов С. И., Акимов Э. К. Прочность наклонных сечений балок с композитной стержневой арматурой // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Международных академических чтений, Курск,

18 ноября 2020 года / под ред. С. И. Меркулова. – Курск : ЗАО «Университетская книга», 2020. – С. 180–185.

29. Мирсаяпов И. Т., Лим В. А., Мирсаяпов А. И., Сулейманов А. М. Оценка эффективности применения высокомодульной полимерной композитной арматуры // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2023. – Т. 3, № 65. – С. 145–153. – DOI 10.52409/20731523_2023_3_145.

30. Мухамедиев Т. А., Соколов Б. С. Новое в формировании сталефибробетона и расчетах сталефибробетонных конструкций // Строительные материалы. – 2017. – № 4. – С. 59–64.

31. Негматуллаев С. Х., Степанова В. Ф., Оснос С. П. Арматура базальтопластиковая: характеристики, производство, применение // Технология бетонов. – 2016. – Т. 5–6, № 118–119. – С. 32–39. – URL: https://stroymat.ru/2025/05/05/ tb-5-2016-32-39.

32. Несветаев Г. В., Кардумян Г. С. О проектировании состава высокопрочного самоуплотняющегося бетона // Бетон и железобетон. – 2012. – № 6. – С. 8–11.

33. Пантелеев Д. А. Деформативные и прочностные характеристики полиармированного фибробетона // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – Т. 3, №33. – С. 133–139. – URL: https://izvestija.kgasu.ru/files/3_2015/133_139_Panteleev.pdf.

34. Польской П. П., Хишмах М., Ахмад М. О влиянии стеклопластиковой арматуры на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов из тяжелого бетона // Инженерный вестник Дона. – 2012. – №4. – С. 35–37. – URL: http://ivdon.ru/uploads/article/doc/polskoy_mervat_mihoub.doc_1304.doc.

35. Починок В. П. Работа на поперечную силу предварительно-напряженных армоцементных изгибаемых элементов : дис. … канд. техн. наук : 05.23.01. – Краснодар, 1981. – 187 с.

36. Починок В. П., Балоян Р. Г. Особенности предельных стадий работы тонких стенок железобетонных изгибаемых элементов // Новые исследования

бетона и железобетона / под общ. ред. Д. Р. Маиляна, В. К. Осипова : СевкавНИПИагропром. – Ростов-на-Дону, 1997. – С. 24–27.

37. Пухаренко Ю. В. Научные и практические основы формирования структуры и свойств фибробетонов : дис. ... докт. техн. наук: 05.23.05. – СПб., 2004. – 315 с.

38. Пухаренко Ю. В., Ковалева А. Ю., Сидорова А. С., Эшанзада С. М. Стабилизация структуры твердеющего высокопрочного бетона армирующими волокнами // Промышленное и гражданское строительство. – 2022. – № 5. – С. 9–13. – DOI 10.33622/0869-7019.2022.05.09-13.

39. Пухаренко Ю. В., Пантелеев Д. А., Жаворонков М. И. Определение вклада фибры в формирование прочности сталефибробетона // Вестник гражданских инженеров. – 2017. – Т. 1, № 60. – С. 172–176. – URL: https:// vestnik.spbgasu.ru/sites/files/ru/articles/60/172-176.pdf.

40. Пухаренко Ю. В., Пантелеев Д. А., Морозов В. И., Магдеев У.Х. Прочность и деформативность полиармированного фибробетона с применением аморфной металлической фибры // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 1. – С. 107–111. – URL: https://aac.raasn.ru/index.php/aac/issue/view/10/ Academia.%20Architecture%20and%20Construction.%20%20No1%2C%202016.

41. Правительство Российской Федерации. Распоряжение от 31 октября 2022 года № 3268-р «Об утверждении Стратегии развития строительной отрасли и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации на период до 2030 года с прогнозом до 2035 года» // Официальный интернет-портал правовой информации. – URL: http://publication.pravo.gov.ru/Document/View/000120221 1020032 (дата обращения: 08.06.2025).

42. Сальников А. В., Французов М. С., Виноградов К. А., Пятунин К. Р., Никулин А. С. Верификация и валидация компьютерных моделей // Известия вузов. Машиностроение. – 2022. – Т. 9, № 750. – С. 100–115. – DOI: 10. 18698/0536-1044-2022-9-100-115.

43. Салиб, М. И. Ф. Прочность наклонных сечений двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона / М. И. Ф. Салиб, М. М. Тамов // Инженерный вестник Дона. – 2024. – № 1(109). – С. 369-381.

44. Салиб М. И. Ф., Тамов М. М. Нелинейная конечно-элементная модель для расчета на поперечную силу двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона // Инженерный вестник Дона. – 2024. – № 10 (118). – С. 354–365. – URL: http://ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_84N9y24_ Salib_Tamov.pdf_a3f2cc9a9f.pdf.

45. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. – Взамен СНиП II-21-75 и СН 511-78; введ. 1986-01-01. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.

46. Соловьев В. Г., Матюшин Е. В. Механические свойства сверхвысокопрочного фибробетона с различным видом стальной фибры // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2024. – № 9. – С. 26–39. – URL: https://vestnik_rus.bstu.ru/shared/attachments/27527.

47. СП 295.1325800.2017. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования. – Введ. 2018-01-12. – М. : Минстрой России, 2017. – 55 с.

48. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. – Взамен СНиП 2.05.03-84; введ. 2011-05-20. – М.: ЦПП, 2011. – 347 с.

49. СП 360.1325800.2017. Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования. – Введ. 2019-06-12. – М. : Минстрой России, 2017. – 74 с.

50. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Взамен СНиП 52-01-2003; введ. 2019-06-20. – М. : Минстрой России, 2018. – 124 с.

51. Степанова В. Ф., Степанов А. Ю., Жирков Е. П. Арматура композитная полимерная. – М. : АСВ, 2013. – 200 с.

52. Степанова В.Ф., Степанов А. Ю. Неметаллическая композитная арматура для бетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №1. – С. 45–47.

53. Тамов М. М., Абуизеих Ю. К. И. Влияние коэффициента продольного армирования на характер работы балок из сверхвысокопрочного фибробетона // Электронный сетевой политематический журнал «Научные труды КубГТУ». – 2025. – № 2. – С. 10–21. – URL: https://ntk.kubstu.ru/data/mc/0110/4985.pdf.

54. Тамов М.М., Абуизеих Ю.К.И., Никора Н.И. Трещиностойкость балок из сверхвысокопрочного сталефибробетона // Инженерный вестник Дона. – 2025. – № 9 (129). – С. 421–430. URL: http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_70N9y25_Tamov.pdf_979a64331d.pdf.

55. Тамов М. М. Методы расчета балок из сверхвысокопрочного сталефибробетона с применением цифровых инструментов // Электронный сетевой политематический журнал «Научные труды КубГТУ». – 2026. – № 1. – С. 183–198. – URL: https://ntk.kubstu.ru/data/mc/0123/5147.pdf.

56. Тамов М. М., Починок В. П. Расчет прочности стенки двутавровых железобетонных балок с учетом влияния наклонных трещин от предшествующих загружений // Строительная механика и расчет сооружений. – 2013. – Т. 4, № 249. – С. 33–37. – URL: https://stroy-mex.narod.ru/index/2013_4/ 0-173.

57. Тамов, М. М. Прочность стенок двутавровых балок с композитной поперечной арматурой : монография / М. М. Тамов, С. В. Усанов. – Краснодар : Кубанский государственный технологический университет, 2023. – 174 с. – ISBN 978-5-8333-1332-9.

58. Тамов, М. М. Прочность тонких стенок железобетонных балок на приопорных участках с учетом предыстории загружения : специальность 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения" : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Тамов Мурат Мухамедович. – Краснодар, 2013. – 208 с.

59. Тамов М. М., Руденко О. В., Салиб М. И. Ф. Моделирование сопротивления поперечным силам балок из сверхвысокопрочного бетона инструментами статистического обучения // Современные тенденции в строительстве, градостроительстве и планировке территорий. – 2025. – № 4(2). – С. 7–21. – DOI: 10.23947/2949-1835-2025-4-2-7-20.

60. Тамов М. М., Руденко О. В., Салиб М. И. Ф. Нейросетевые расчеты прочности наклонных сечений балок из сверхвысокопрочного бетона // Промышленное и гражданское строительство. – 2024. – № 4. – С. 50–57. – DOI: 10.33622/0869-7019.2024.04.50-57.

61. Тамов М. М., Руденко О. В., Усанов С. В. Инженерная методика расчета сопротивления стенки армированных бетонных двутавровых балок по прочности сжатого бетона между наклонными трещинами // Электронный сетевой политематический журнал «Научные труды КубГТУ». – 2022. – № 5. – С. 10–21. – URL: https://ntk.kubstu.ru/data/mc/0091/4518.pdf.

62. Тамов М. М., Руденко О. В., Усанов С. В. Нейросетевое прогнозирование сопротивления поперечной силе армированных бетонных двутавровых балок // Вестник МГСУ. – 2022. – Т. 17, № 9. – С. 1145–1159. – DOI: 10.22227/1997-0935.2022.9.1145-1159.

63. Тамов М. М., Руденко О. В., Усанов С. В. Нелинейная конечно-элементная модель для расчета прочности стенки двутавровых балок с композитным поперечным армированием // Электронный сетевой политематический журнал "Научные труды КубГТУ". – 2023. – № 1. – С. 10–16. – URL: https://ntk.kubstu.ru/data/mc/0093/4564.pdf.

64. Тамов М. М., Салиб М. И. Ф., Абуизеих Ю. К. И., Софьяников О. Д. Подбор составов и исследование прочностных характеристик самоуплотняющегося сверхвысокопрочного сталефибробетона // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2022. – Т. 4, № 760. – С. 25–39. – DOI: 10. 32683/0536-1052-2022-760-4-25-39.

65. Тамов М. М., Салиб М. И. Ф. Напряженно-деформированное состояние приопорных участков двутавровых балок из сверхвысокопрочного бетона // Современные научные исследования. Актуальные вопросы, достижения и инновации: сб. ст. XXXVIII Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза: МЦНС «Наука и просвещение», 2024. – С. 31–34.

66. Тамов М. М., Салиб М. И. Ф. Особенности образования и раскрытия наклонных трещин в двутавровых балках из сверхвысокопрочного бетона // Электронный сетевой политематический журнал "Научные труды КубГТУ". – 2023. – № 6. – С. 27–37. – URL: https://ntk.kubstu.ru/data/mc/0103/ 4725.pdf.

67. Тамов М. М., Салиб М. И. Ф. Работа на поперечные силы двутавровых балок из сверхвысокопрочного сталефибробетона: монография – Краснодар : Кубанский гос. технол. ун-т, 2025. – 178 с. – ISBN 978-5-8333-1412-8.

68. Тамов, М. М. Сопротивление наклонных сечений железобетонных балок с композитной поперечной арматурой / М. М. Тамов // Эксперт: теория и практика. – 2025. – № 2(29). – С. 57-61. – DOI 10.51608/26867818_2025_2_57.

69. Тамов М. М., Табагуа Г. Р., Починок В.П. Прочность узла анкеровки гибких связей из стеклопластиковой арматуры в керамзитобетонных панелях // Девелопмент и инновации в строительстве: сборник статей Международного научно-практического конгресса, Краснодар, 18–19 апреля 2018 года. – Краснодар: ООО «ОМЕГА САЙНС», 2018. – С. 266–274.

70. Тамов М. М. Численное моделирование балок из сверхвысокопрочного бетона средствами объектно-ориентированного программирования // Сетевое научное издание «Вестник евразийской науки». – 2025. – Т. 17. – № 2. – URL: https://esj.today/PDF/15SAVN225.pdf.

71. Тамов М. М. Численные модели балок с композитным армированием наклонных сечений // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2026. – № 2. – С. 20–29. – DOI: 10.34031/2071-7318-2025-11-2-20-29.

72. Танг В. Л. Эффективный мелкозернистый бетон с комплексной органо-минеральной добавкой : дис. … канд. техн. наук : 05.23.05. – М., 2019. – 162 с.

73. Травуш В. И., Карпенко Н. И., Колчунов В. И., Каприелов С. С., Демьянов А. И., Конорев А. В. Основные результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2019. – Т. 15, № 1. – С. 51–61. – DOI: 10. 22363/1815-5235-2019-15-1.

74. Травуш В. И., Конин Д. В., Крылов А. С., Каприелов С. С., Чилин И. А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // Строительство и реконструкция. – 2017. – № 4. – С. 63–71. – URL: https://construction.elpub.ru/jour/article/view/52/52.

75. Уманский А. М. Совершенствование методов расчета конструкций морских гидротехнических сооружений из композитбетона с использованием

базальтопластиковой арматуры : дис. … канд. техн. наук : 05.23.07. – Владивосток, 2017. – 173 с.

76. Усанов С. В., Тамов М. М. Сравнительный анализ формул российских и зарубежных норм для расчета прочности стенок двутавровых балок со стальным и композитным поперечным армированием // Инженерный вестник Дона. – 2023. – № 2 (98). – С. 382–388. – URL: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/ archive/n2y2023/ 8225.

77. Усанов С. В., Тамов М. М. Трещиностойкость приопорных зон двутавровых балок с поперечным армированием из базальтокомпозитной арматуры // Инженерный вестник Дона. – 2022. – № 4 (88). – С. 344–361. – URL: http://www.ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2022/7572.

78. Фролов Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. – М. : Стройиздат, 1980. – 104 с.

79. Халафян А. А. STATISTICA 6. Статистический анализ данных: учебное пособие для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальности «Статистика» и другим экономическим специальностям. – М. : Бином, 2009. – 522 с.

80. Aaleti S., Petersen B., Sritharan S. Design Guide for Precast UHPC Waffle Deck Panel System, including Connections // Federal Highway Administration. – 2013. – No. FHWA-HIF-13-032. – 127 pp. – URL: https://rosap.ntl.bts.gov/view/ dot/26129.

81. Abambres M., Lantsoght E. O. ANN-Based shear capacity of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups // The IUP Journal of Structural Engineering. – 2020. – Vol. 13, No. 2. – pp. 37–57. – DOI: 10.36227/techrxiv.12672188.

82. ABAQUS Online Documentation: Version 6.5-1. – URL: https://classes. engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.5/books/gsa/default.htm?startat=ch01s02.html (дата обращения: 09.06.2025).

83. Abbas S. Soliman A., Nehdi M. Exploring mechanical and durability properties of ultra-high performance concrete incorporating various steel fiber lengths and dosages // Construction and Building Materials. – 2015. – Vol.75. – pp. 429–441. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2014.11.017.

84. Abdalla J. A., Elsanosi A., Abdelwahab A. Modeling and simulation of shear resistance of R/C beams using artificial neural network // Journal of the Franklin Institute. – 2007. – Vol. 344. – pp. 741–756. – DOI: 10.1016/j.jfranklin.2005.12.005.

85. Abed F., Ahmed E. R., Abdalla S. Experimental and finite element investigation of the shear performance of BFRP-RC short beams // Journal of The Institution of Structural Engineers. – 2019. – Vol. 20. – pp. 689–701. –DOI: 10.1016 /j.istruc.2019.06.019.

86. Abuizeih Y. Q. Y., Tamov M. M., Leonova A. N., Mailyan D. R., Nikora N. I. Numerical simulation of nonlinear bending behaviour of UHPC beams // Construction Materials and Products. – 2025. – Vol. 8 (4). – DOI: 10.58224/2618-7183-2025-8-4-6.

87. Abuizeih Y. Q. Y., Tamov M. M. Structural behavior of ultra-high performance concrete beams with different rebar and fiber reinforcement ratios // Magazine of Civil Engineering. – 2025. – Vol. 7 (139). – DOI: 10.34910/MCE.139.8.

88. ACI 440.1R-15. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars / American Concrete Institute. – Farmington Hills, MI, March 2015. – 88 pp.

89. ACI 544.4R-88. Design considerations for steel fiber reinforced concrete / American Concrete Institute. – Detroit, MI, January 1988. – 18 pp.

90. Adhikary B., Mutsuyoshi H. Prediction of shear strength of steel fiber RC beams using neural networks // Construction and Building Materials. – 2006. – Vol. 20, No. 9. – pp. 801–811. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2005.01.047.

91. Agha A. Prediction and developing of shear strength of reinforced high strength concrete beams with and without steel fibers using multiple mathematical models // PLOS ONE. – 2022. – Vol. 17, No. 3. – DOI: 10.1371/journal.pone.0265677.

92. Aghdasi P., Heid A. E., Chao S. Developing ultra-high-performance fiber-reinforced concrete for largescale structural applications // ACI Materials Journal. – 2016. – Vol. 113, No. 5. – pp. 559–570. – DOI: 10.14359/51689103.

93. Ahmad S., Bahij S., Al-Osta M., Adekunle S., Al-Dulaijan S. Shear Behavior of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars // ACI Structural Journal. – 2019. – Vol. 116, No. 4. – pp. 3–14. – DOI: 10.14359/51714484.

94. Ahmed A., Uddin M., Akbar M., Salih R., Khan M., Bisheh H., Rabczuk T. Prediction of shear behavior of glass FRP bars-reinforced ultra-high-performance concrete I-shaped beams using machine learning // International Journal of Mechanics and Materials in Design. – 2023. – Vol. 20, No. 2. – pp. 269–290. – DOI: 10.1007/s10999-023-09675-4.

95. Ahmed E. A. Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with a Fiber Reinforced Polymer (FRP) Stirrups / The University of Sherbrooke. – Canada, 2009. – 291 pp.

96. Akcaoglu T., Tokyay M., Celik T. Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression // Cement and Concrete Composites. – 2004. – Vol. 26, No. 6. – pp. 633–638. – DOI: 10. 1016/S0958-9465(03)00092-1.

97. Alsalman A., Dang C. N., Martí-Vargas J. R., Hale W. M. Mixture-proportioning of economical UHPC mixtures // Journal of Building Engineering – 2019. – Vol.27, No. 2. – DOI: 10.1016/j.jobe.2019.100970.

98. Ando N., Matsukawa H., Kawamura M., Fujii M., Miyagawa T., Inoue S. Experimental studies on the long-term tensile properties of FRP tendons // Aedificatio Publishers. – Freiburg, Germany, 1997. – pp. 1893–1902.

99. Artemenko S.E. Polymer composite materials made from carbon, basalt, and glass fibres. Structure and properties / Saratov State Technical University. – 2003. – Vol. 35, No. 3. – pp. 226–229. – DOI: 10.1023/A:1026170209171.

100. Ayoub A., Filippou F. C. Nonlinear Finite-Element Analysis of RC Shear Panels and Walls // Journal of Structural Engineering. – 1998. – Vol. 124, No. 3. – pp. 298–308. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:3(298).

101. Baby F., Billo J. Renaud J-C., Massotte C., Marchand P., Toutlemonde F. Shear resistance of ultra-high performance fibre-reinforced concrete I-beams // Conference: Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. – Jeju, Korea, May 2010. – pp. 1411–1417.

102. Baby F., Marchand P., Atrach M., Toutlemonde F. Analysis of flexure-shear behavior of UHPFRC beams based on stress field approach // Engineering Structures. – 2013. – Vol. 56. – pp. 194–206. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.04.024.

103. Baby F., Marchand P., Toutlemonde F. Shear behavior of ultrahigh performance fiber-reinforced concrete beams. I: experimental investigation // Journal of Structural Engineering. – 2013. – Vol. 140, No. 5. – DOI: 10.1061/(ASCE) ST.1943-541X.0000907.

104. Bache H. Densified Cements Ultra-Fine Particle-Based Materials. Proceedings of the 2nd International Conference on Super Plasticizers in Concrete. – Ottawa, Canada, 1981. – 33 pp.

105. Bae B.I., Choi H.K., Choi C.S. Flexural Strength Evaluation of Reinforced Concrete Members with Ultra High Performance Concrete // Advances in Materials Science and Engineering. – 2016. – Vol. 2016, No. 1. – pp. 1–10. – DOI: 10.1155/2016/2815247.

106. Bahij S., Adekunle S., Al-Osta M., Ahmad S., Al-Dulaijan S., Rahman M. Numerical investigation of the shear behavior of reinforced ultra-high-performance concrete beams // Structural Concrete. – 2017. – Vol. 19, No. 2. – DOI: 10. 1002/suco.201700062 (дата обращения: 05.06.2025).

107. Balakrishnan S, Murray D. W. Prediction of R/C Panels and Deep Beam Behavior by NLFEA // Journal of Structural Engineering. – 1988. – Vol. 114, No. 10. – pp. 2323–2342. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:102323).

108. Banibayat P., Patnaik A. Variability of mechanical properties of basalt fiber reinforced polymer bars manufactured by wet-layup method // Materials and Design. – 2014. – Vol. 56. – pp. 898–906 – DOI: 10.1016/j.matdes.2013.11.081.

109. Bashir R., Ashour A. Neural network modelling for shear strength of concrete members reinforced with FRP bars // Composites: Part B: Engineering. – 2012. – Vol. 43, No. 8. – pp. 3198–3207. – DOI: 10.1016/j.compositesb.2012.04.011.

110. Belarbi A., Hsu T. T. C. Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 1994. – Vol. 91, No. 4. – pp. 465–474.

111. Belarbi A., Hsu T. T. C. Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 1995. – Vol. 92, No. 5. – pp. 562–573.

112. Belletti B., Cerioni R., Lori I. Physical Approach for Reinforced-Concrete (PARC) Membrane Elements // Journal of Structural Engineering. – 2001. – Vol. 127, No. 12. – pp. 1412–1426. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:12(1412).

113. Bennett E. W., Balasooria B. M. A. Shear Strength of Prestressed Beams with Thin Webs Failing in Inclined Compression // ACI JOURNAL, Proceedings. –1971. – Vol. 69, No. 3. – pp. 204–212.

114. Bhide B.S., Collins M. P. Influence of Axial Tension on Shear Capacity of Reinforced Concrete Members // ACI Structural Journal. – 1989. – Vol. 86, No. 5. – pp. 570–580.

115. Bornemann R., Faber S., Schmidt M. UHPC mit Stahl und hochfesten Kunststofffasern [UHPC with steel and high-strength polymer fibres] // Test report, Construction Materials Dept, Faculty of Civil Engineering, University of Kassel. – Kassel, Germany, 2004.

116. British Institution of Structural Engineers Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fiber composite reinforcement. – London, 1999. – 116 pp.

117. Buttignol T. E., Sousa J. L., Bittencourt, T. Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures // Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. – 2017. – Vol.10, No. 4. – pp. 957–971. – DOI: 10.1590/S1983-41952017000400011.

118. Bywalski C., Drzazga M., Kaźmierowski M., Kamiński M. Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with A New Type of Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcement: Experimental Study // Wroclaw University of Science and Technology. – 2020. – Vol. 13, No. 5. – DOI: 10.3390/ma13051159.

119. Cai Z., Duan X., Liu L., Lu Z., Ye J. Reinforced ultra-high performance concrete beam under flexure and shear: Experiment and theoretical model // Case Studies in Construction Materials. – 2024. – Vol. 20. – DOI: 10.1016/j.cscm.2023.e02647.

120. CAN/CSA-S806-02 Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers / Canadian Standards Association. – 2007. – 218 pp.

121. Caudill M. Neutral Networks Primer – Part I // AI Expert. – 1987. – Vol. 2. – pp. 46–52.

122. Cervenka V., Gerstle K. H. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels, Part I: Theory // International Association of Bridge and Structural Engineering, Publications. – 1971. – Vol. 31, No. 11. – pp. 31–45.

123. Chaabene W. B., Nehd M. L. Novel soft computing hybrid model for predicting shear strength and failure mode of SFRC beams with superior accuracy // Composites Part C: Open Access. – 2020. – Vol. 3. – pp. 1–15. – DOI: 10.1016/j.jcomc. 2020.100070.

124. Chan Y.W., Chu S.H. Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete // Cement and concrete research – 2004. – Vol. 34., No. 7. – pp. 1167–1172. – DOI: 10.1016/j.cemconres.2003.12.023.

125. Chao S., Venkatesh K., Shamshiri M. Toward A Non-Prestressed Precast Long-Span Bridge Girder Using UHP-FRC //Second International Interactive Symposium on UHPC – Albany, NY, June 2–5, 2019.

126. Chen S., Zhang R., Jia L. J., Wang J. Y. Flexural behaviour of rebar-reinforced ultra-high-performance concrete beams // Magazine and concrete research. – 2017. – Vol. 70, No. 19. – pp. 997–1015. – DOI: 10.1680/jmacr.17.00283.

127. CNR-DT 203/2006. Guide for the Design and Construction of Structural Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars / Italian National Research Council (CNR). – Rome, June 2007. – 35 pp.

128. Collins M.P., Veccio F. J., Mehlhorn G.An International Competition to Predict the Response of Reinforced Concrete Panels //Canadian Journal of Civil Engineering. – 1985. – Vol. 12, No. 3. – pp. 626–644. – DOI: 10.1139/l85-070.

129. Concrete damaged plasticity // ABAQUS Analysis User's Manual. – URL: https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/books/usb/default.htm?startat=pt05ch18s05abm36.html (дата обращения: 06.06.25).

130. Crisfield M.A., Wills J. Analysis of R/C Panels Using Different Concrete Models // Journal of Engineering Mechanics. – 1989. – Vol. 115, No. 3. – pp. 578–597. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:3(578).

131. Dao C. B., Mai V. C., Vu N. Q., Pham H. Investigation of the shear behavior of ultra-high performance concrete girder by simulation approach // IOP Conference

Series: Materials Science and Engineering. – 2023. – Vol. 1289. – DOI: 10. 1088/1757-899X/1289/1/012029.

132. Deak T., Czigany T. Chemical Composition and Mechanical Properties of Basalt and Glass Fibers: A Comparison // Textile Research Journal. – 2009. – Vol. 79, No. 7. – pp. 645–651. – DOI: 10.1177/0040517508095597.

133. Dehkordi M. T., Nostray H., Shokrieh M. M., Minak G., Ghelli D. Low velocity impact properties of interplay hybrid composites based on basalt and nylon woven fabrics // Materials and Design. – 2010. – Vol. 31, No. 2010. – pp. 3835–3844. – DOI: 10.1016/j.matdes.2010.03.033.

134. Dhand V. A, Mittal G., Rhee K. Y., Park S., Hui D. A short review on basalt fiber reinforced polymer composites // Composites Part B: Engineering. – 2015. – Vol. 73. – pp. 166–180. – DOI: 10.1016/j.compositesb.2014.12.011.

135. Dhand V. A, Mittal G., Rhee K. Y., Ryu J. U. Fabrication of Modified MMT/Glass/Vinylester Multiscale Composites and Their Mechanical Properties // Journal of nanomaterials. – 2015. – Vol. 2015, No. 1. – DOI: 10.1155/2015/506029.

136. Dhand V. A, Rhee K. Y., Park S., Kim D. S. Study on the Effect of Silanization and Improvement in the Tensile Behavior of Graphene-Chitosan-Composite // Polymers. – 2015. – Vol. 7, No. 3. – pp. 527–551. – DOI: 10.3390/polym7030527.

137. Di B.; Qin R.; Zheng Y.; Lv J. Investigation of the Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with FRP Rebars and Stirrups Using ANN Hybridized with Genetic Algorithm // Polymers. – 2023. – Vol.15, No. 13. – DOI: 10.3390/polym 15132857.

138. El-Din H., Husain M., Khater M. Effect of steel fibers on flexural behavior of ultra high performance RC beams // The Egyptian International Journal of Engineering Sciences and Technology. – 2013. – Vol. 16, No. 1. – pp. 35–45. – DOI: 10.21608/eijest.2013.96788.

139. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings / The European Committee for Standardization. – Brussels, 2004. – 225 pp.

140. Fakeh M., Jawdhari A., Fam A. Calibration of ABAQUS concrete damage plasticity (CDP) model for UHPC material // International Interactive Symposium on

Ultra-High Performance Concrete Papers. – 2023. – Vol. 3, No. 1. – DOI: 10.21838/uhpc.16675.

141. Fehling E., Leutbecher T., Thiemicke J. Zum Tragverhalten von UHPC mit kombinierter Bewehrung // Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton: Ergebnisse des Schwerpunktprogramms 1182 gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG). – Kassel, Deutschland : Kassel University Press, 2014. – Heft 22. – S. 481–514.

142. Fehling E., Schmidt M., Teichmann T., Bunje K., Bornemann R., Middendorf B. Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC): Forschungsbericht DFG FE 497/1-1. // Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau. – Kassel, Deutschland : Kassel University Press, 2005. – Heft 1. – 130 S.

143. Fehling E., Schmidt M., Stuerwald S. Ultra-high performance concrete (UHPC) // Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete. – Kassel, Germany, 2008. – pp. 902.

144. Fehling E., Schmidt M., Walraven J. C., Leutbecher T., Fröhlich S. Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples. – Berlin, Deutschland : Ernst & Sohn, 2014. – 198 S.

145. Feng W., Feng H., Zhou Z., Shi X. Analysis of the Shear Capacity of Ultrahigh Performance Concrete Beams Based on the Modified Compression Field Theory // Advances in Materials Science and Engineering. – 2021. – Vol. 2021, No. 1. – DOI: 10.1155/2021/5569733.

146. Feng Z., Li C., Yoo D, Pan R., He J., Ke L. Flexural and cracking behaviors of reinforced UHPC beams with various reinforcement ratios and fiber contents // Engineering Structures. – 2021. – Vol. 248, No. 5. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113266.

147. Fédération internationale du béton Model code 2010, first complete draft. – Lausanne, Switzerland : fib Bulletin 55, 2010. – Vol. 1, 318 pp.

148. Fenves G, Lee J. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures //J. Eng. Mech. – 1998. – Vol. 124, No. 8. – pp. 892–900.

149. Fédération internationale du béton FRP reinforcement in RC structures. – Lausanne, Switzerland : fib Bulletin 40, 2007. – 160 pp.

150. Fico R., Prota A., Manfredi G. Assessment of Eurocode-like design equations for the shear capacity of FRP RC members // Composites Part B: Engineering. – 2008. – Vol. 39, No. 5. – pp. 792–806. – DOI: 10.1016/j.compositesb.2007.10.007.

151. Foster S. J., Marti P. Cracked Membrane Model: Finite Element Implementation // Journal of Structural Engineering. – 2003. – Vol. 129, No. 9. – pp. 1155–1163.

152. Fröhlich S., Schmidt M. Influences on Repeatability and Reproducibility of Testing Methods for Fresh UHPC // 3rd Intl. Symp. on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Structural Materials & Engineering Series. – Kassel, Germany : Kassel University Press, 2012. – No. 19. – pp. 225–232.

153. Gao D., Changhui Z. Shear Strength Prediction Model of FRP Bar-Reinforced Concrete Beams without Stirrups // Mathematical Problems in Engineering. – 2020. – Vol. 2020, No. 1. – pp. 1–11. – DOI: 10.1155/2020/7516502.

154. Gay D., Hoa S. V., Tsai S. W. Composite materials: Desing and applications // Boca Raton, FL : CRC Press LLC, 2003. – 640 pp.

155. Gerlicher T., Heinz D., Urbonas L. Effect of finely ground blast furnace slag on the properties of fresh and hardened UHPC // Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Structural Materials & Engineering Series. – Kassel, Germany, 2008. – No. 10 – pp. 367–374.

156. Glotzbach C., Stephen D., Amrhein K. Charakterisierung der interpartikulären Wechselwirkungen von Feinstoffleimen // 17th Int. Baustofftagung (ibausil). – Weimar, Deutschland : F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 2009. – Vol. 1. – S. 319–324.

157. Graybeal B. A. Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete // ACI Materials Journal. – 2007. – Vol. 104, No. 2. – pp. 146–152. – DOI: 10.14359/18577.

158. Graybeal B. A. Flexural behavior of an ultrahigh-performance concrete I-girder // Journal of Bridge Engineering. – 2008. – Vol. 13, No. 6. – pp. 602–610. – DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(602).

159. Graybeal B. A. Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete // The Federal Highway Administration. – 2006. – No. FHWA-HRT-06-103. – 188 pp.

160. Graybeal B. A. Structural behavior of ultra-high performance concrete prestressed I-Girders. Final Report // Federal Highway Administration. – 2006. – No. FHWA-HRT-06-115 – 106 pp.

161. Graybeal B. A., Baby F. Tension Testing of Ultra-High Performance Concrete // Federal Highway Administration. – 2019. – No. FHWA-HRT-17-053. – 206 pp.

162. Gupta P. R., Collins M. P. Evaluation of shear design procedures for reinforced concrete members under axial compression // ACI Structural Journal. – 2001. – Vol. 98, No. 4. – pp. 537–547. – DOI: 10.14359/10296.

163. Haber Z. B., De la Varga I., Graybeal B. A., Nakashoji B., El-Helou R. Properties and Behavior of UHPC-Class Materials // Federal Highway Administration. – 2018. – No. FHWA-HRT-18-036. – 170 pp.

164. Hafezolghorani M., Hejazi F.,Vaghei R., Saleh M., Jaafar M. S. B., Karimzade K. Simplified Damage Plasticity Model for Concrete // Structural Engineering International. – 2017. – Vol. 27, No. 1. – pp. 68–78. – DOI: 10.2749/101686616X1081.

165. Hasgul U., Yavas A., Birol T., Turker K. Steel Fiber Use as Shear Reinforcement on I Shaped UHP-FRC Beams // Applied Sciences. – 2019. – Vol. 9, No. 24. – DOI: 10.3390/app9245526.

166. Hasgul U., Turker K., Birol T., Yavas A. Flexural behavior of ultra-high-performance fiber reinforced concrete beams with low and high reinforcement ratios // Structural Concrete – 2018. – Vol. 19, No. 7. – pp. 1577–1590. – DOI:10.1002/suco. 201700089.

167. Hashim D. T., Hejazi F., Voo Y. L. Simplified Constitutive and Damage Plasticity Models for UHPFRC with Different Types of Fiber // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2020. – Vol. 14, No. 45. – DOI: 10.1186/ s40069-020-00418-9.

168. Hassan A. M. T., Jones S. W., Mahmud G. H. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra-high performance fibre

reinforced concrete (UHPFRC) // Construction and Building Materials. – 2012. – Vol. 37. – pp. 874–882. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.030.

169. Helou R., Graybeal B. Flexural Behavior and Design of Ultrahigh-Performance Concrete Beams // Journal of Structural Engineering. – 2022. – Vol. 148, No. 4. – DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003246.

170. Hoang A. L., Fehling E. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance concrete // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 153. – pp. 790–806. – DOI: 10. 1016/j.conbuildmat.2017.07.130.

171. Hoffman N. S. Constitutive relationships of prestressed steel fiber concrete membrane elements. University of Houston. – Texas, USA, 2010. – 232 pp.

172. Hollaway L. C. A review of the present and future utilization of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties / Construction and Building Materials. – 2010. – Vol. 24, No. 12. – pp. 2419–2445. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.04.062.

173. Hollaway L.C., The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure // Construction and Building Materials. – 2003. – Vol. 17, No. 6–7. – pp. 365–378. – DOI: 10.1016/S0950-0618(03)00038-2.

174. Hosamo H., Sarwari P. Experimental and finite element analysis of the shear behaviour of UHPC beams : Master’s thesis, University of Arder. – Grimstad, Norway. – 170 pp. – DOI: 10.13140/RG.2.2.22676.42881.

175. Hosser D., Kampmeier B., Hollman D. Behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC) in Case of Fire // Proceedings of the 3rd International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials. – Kassel, Germany : Kassel University Press, 2012. – No. 19. – pp. 573–582.

176. Hou R., Hou Q. Prediction of the shear capacity of ultra-high-performance concrete beams using neural network and genetic algorithm // Scientific Reports. – 2023. – Vol. 13, No. 2145. – DOI: 10.1038/s41598-023-29342-0.

177. Hsu T. T. C., Mo Y. L. Unified Theory of Concrete Structures. – New York, USA : John Wiley & Sons, 2010. – 500 pp.

178. Hsu T. T. C., Zhang L. X. Nonlinear Analysis of Membrane Elements by Fixed-Angle Softened-Truss Model // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 1997. – Vol. 94, No. 5. – pp. 483–492. – URL: http://www.concrete.org/Publications/InternationalConcreteAbstractsPortal.aspx.aspx?m=details&i=498.

179. Hsu T. T. C., Zhang L. X. Tension Stiffening in Reinforced Concrete Membrane Elements // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 1996. – Vol. 93, No. 1. – pp. 108–115.

180. Hsu T. T. C., Zhu R. R. H. Softened Membrane Model for Reinforced Concrete Elements in Shear // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 2002. – Vol. 99, No. 4. – pp. 460–469.

181. Hung C. C., Chueh C. Y. Cyclic behavior of UHPFRC flexural members reinforced with high-strength steel rebar // Engineering Structures. – 2016. – Vol. 122, No. 6. – pp. 108–120. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.05.008.

182. Issa M. A., Ovitigala T., Ibrahim M. Shear behavior of basalt fiber reinforced concrete beams with and without basalt FRP stirrups // Journal of Composites for Construction. – 2016. – Vol. 20, No. 4. – DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000638.

183. Jabbar A. M., Hamood M. J., Mohammed D. H. Impact of Dilation Angle and Viscosity on the Ultra-High Performance Concrete Behavior in Abaqus // Proceedings of the 3rd International Conference on Advance of Sustainable Engineering and its Application. – 2021. – pp. 125–130. – DOI: 10.1109/ICASEA53739.2021. 9733087.

184. Jabbar A. M., Hamood M. J., Mohammed D. H. Structural Behavior of Ultra-High-Performance Concrete Beams Under Flexural and Shear Action: A Review. // Engineering and Technology Journal. – 2022. – Vol. 40, No. 5. – pp. 743–758. – DOI: 10.30684/etj.2021.131102.1003.

185. Jabbar A. M., Hamood M. J., Mohammed D. H. Ultra High Performance Concrete Preparation Technologies and Factors Affecting the Mechanical Properties: A Review Ultra High Performance Concrete Preparation Technologies and Factors Affecting the Mechanical Properties: A Review. // IOP Conference Series Materials Science and Engineering. – 2021. – No. 1058. – DOI: 10.1088/1757-899X/1058/1/012029.

186. Jiang C. S., Liang G. Q. Modeling shear strength of medium- to ultra-high-strength concrete beams with stirrups using SVR and genetic algorithm // Soft Computing. – 2021. Vol. 25. pp. 10661–10675. – DOI:10.21203/rs.3.rs-338840/v1.

187. Jiang J., Jiang L., Kotsovinos P., Zhang J., Usmani A., Mckenna F., Li G. Q. OpenSees Software Architecture for the Analysis of Structures in Fire // Journal of Computing in Civil Engineering. – 2013. – Vol. 29, No. 1. – DOI: 10.1061/(ASCE)CP. 1943-5487.0000305.

188. Jin W., Yang Q., Peng X., Xu B. A Review on Mechanism and Influencing Factors of Shear Performance of UHPC Beams // Buildings. – 2024. – Vol. 14, No. 11. – DOI: 10.3390/buildings14113351.

189. JSCE Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials // Concrete Engineering Series. –1997. – No. 23. – pp. 98–103.

190. Jumaa G., Yousif A. Size effect on the shear failure of high-strength concrete beams reinforced with basalt FRP bars and stirrups // Construction and Building Materials. – 2019. – Vol. 209. – pp. 77–94. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.03.076.

191. Kadri E. H., Aggoun S., De Schutter G. Interaction between C3A, Silica Fume and Naphthalene Sulphonate Superplasticiser in High Performance Concrete // Construction and Building Materials. – 2009. – Vol. 23, No. 10. – pp. 77–94. – DOI:10. 1016/j.conbuildmat.2009.06.026.

192. Kahanji C., Ali F., Nadjai A. Structural Performance of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete Beams // Structural Concrete. – 2017. – Vol. 18, No. 2. – pp. 249–258. – DOI: 10.1002/suco.201600006.

193. Kamolov S. Machine learning methods in civil engineering: a systematic review // Annals of Mathematics and Computer Science. – 2024. – Vol. 21. – pp. 181–191. – DOI: 10.56947/amcs.v21.277.

194. Kanakubo T. Tensile characteristics evaluation method for ductile fiber-reinforced cementitious composites // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2006. – Vol. 4, No. 1. – pp. 3–17. – DOI: 10.3151/jact.4.3.

195. Kaufmann W., Marti P. Structural Concrete: Cracked Membrane Model // Journal of Structural Engineering. – 1998. – Vol. 124, No. 12. – pp. 1467–1475. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:12(1467).

196. KCI-M-12-003 Design Guidelines for K-UHPC. –Seoul, Korea : Korea Concrete Institute, 2012. – 66 pp.

197. Khalil W. I., Tayfur Y. R. Flexural strength of fibrous ultra high performance reinforced concrete beams // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. – 2013. – Vol. 8, No. 3. – pp. 200–214.

198. Kicinger R., Arciszewski T., De Jong K. Evolutionary computation and structural design: A survey of the state-of-the-art // Computers & Structures. – 2005. – Vol. 83, No. 23. – pp. 1943–1978. – DOI: 10.1016/j.compstruc.2005.03.002.

199. Kim B-S., Joh C., Yang I-H. Shear behavior of ultra-high-performance fibre-reinforced concrete beams without stirrups // Magazine of Concrete Research. – 2012. – Vol. 64, No. 11. – pp. 979–993. – DOI: 10.1680/macr.11.00153.

200. Kodsy A., Morcous G. Flexural strength prediction models of non-prestressed Ultra-High Performance Concrete (UHPC) components // Structures. – 2021. – Vol. 34. – pp. 4532–4547. – DOI: 10.1016/j.istruc.2021.10.047.

201. Kodsy A., Morcous G. Shear Strength of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC) Beams without Transverse Reinforcement: Prediction Models and Test Data // Materials. – 2022. – Vol. 15, No. 14. – DOI: 10.3390/ma15144794.

202. Krall M., Polak M. A. Concrete beams with different arrangements of GFRP flexural and shear reinforcement // Engineering Structures. – 2019. – Vol. 198, No. 5. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109333.

203. Kurth M. C. Zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung : Dissertation. – Aachen, Deutschland : Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, 2012. – 297 S.

204. Kwon S., Nishiwaki T., Choi H., Mihashi H. Effect of wollastonite microfiber on ultra-high-performance fiber-reinforced cement-based composites based on application of multi-scale fiber-reinforcement system // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2015. – Vol. 13, No. 7. – pp. 332–344. – DOI: 10.3151/jact.13.332.

205. Kwon M., Spacone E. Three-dimensional Finite Element Analyses of Reinforced Concrete Columns // Computers and Structures. – 2002. – Vol. 80, No. 2. – pp. 199–212. – DOI: 10.1016/S0045-7949(01)00155-9.

206. Lai J. Z. The studies of mechanical performances, durability, and micromechanism of ecological reactive powder concrete : Ph. D. Thesis, Southeast University. – Nanjing, China, 2003.

207. Lee J. Y., Kim S. W., Mansour M. Y. Nonlinear Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams Using Fixed Angle Theory // Journal of Structural Engineering. – . 2011. – Vol. 137, No. 10. – pp. 1017–1029. – DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000345.

208. Lee J-H., Hong S-G. Shear strength of ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) I-shaped Beams without stirrup // Journal of the Korea Concrete Institute. – 2017. – Vol. 29, No. 1. – pp. 53–64. – DOI: 10.4334/JKCI.2017.29.1.053.

209. Leonhardt F., Walther R. The Stuttgart Shear Tests 1961. – London: Cement and Concrete Association, 1964. – 134 pp. – C.&C.A. Library Translation No.111.

210. Li H. S. Tension stiffening behavior and structural flexural behavior of steel reinforced UHPFRC members : Master thesis, National Cheng Kung University. – Taichung, Taiwan, 2016.

211. Lu P., Shengyong C., Zheng Y. Artificial Intelligence in Civil Engineering // Mathematical Problems in Engineering. – 2012. – Vol. 2012, No. 1. – DOI: 10.1155/2012/145974.

212. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E. A plastic-damage model for concrete // Journal of Solids and Structures. – 1989. – Vol. 25, No. 3. – pp. 299–326. – DOI: 10.1016/0020-7683(89)90050-4.

213. Ly H-B., Le T-T., Vu H-L., Tran V. Q. Computational hybrid machine learning based prediction of shear capacity for steel fiber reinforced concrete beams // Sustainability. – 2020. – Vol. 12, No.7. – DOI: 10.3390/su12072709.

214. MacGregor J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd ed. – New Jersey : Prentice Hall, 1997. – 938 pp.

215. Magureanu C., Sosa I., Negrutiu C., Heghes B. Bending and shear behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete // High Performance Structures and Materials. – 2010. – Vol. 112. – pp. 79–89. – DOI: 10.2495/HPSM100081.

216. Mahmud G., Yang Z. J., Hassan A. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) beams // Construction and Building Materials. – 2013. – Vol. 48. – pp. 1027–1034. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061.

217. Makita T., Brühwiler E. Tensile fatigue behaviour of UHPFRC // Materials and Structures. – 2014. – Vol. 47, No. 3. – pp. 475–491. – DOI: 10.1617/ s11527-013-0073-x.

218. Mansour M. Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements under Cyclic Shear: Experiments to Theory : Ph. D. Dissertation. – Houston, Texas, 2001. – 376 pp.

219. Mansour M., Hsu T. T. C. Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear: Part 1 – Experiments // Journal of Structural Engineering. – 2005. – Vol. 131, No. 1. – pp. 54–65. – DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(54).

220. Mansour M. Y., Dicleli M., Lee J. Y., Zhang J. Predicting the shear strength of reinforced concrete beams using artificial neural networks // Engineering Structures. – 2004. – Vol. 26, No. 6. – pp. 781–799. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2004.01.011.

221. Maruyama K., Zhao W. Flexural and shear behavior of concrete beams reinforced with FRP rods / In: Swamy R. N. (ed.). – Corrosion and corrosion protection of steel in concrete. – Sheffield : Sheffield Academic Press, 1994. – pp.1330–1339.

222. Maruyama K., Rizkalla S. H. Shear Design Consideration for Pretensioned Prestressed Beams // ACI Structural Journal. – 1988. – Vol. 85, No. 5. – pp. 492–498. – DOI: 10.14359/2782.

223. McKenna F., Fenves G. L., Scott M. H., Jeremic B. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). – Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. – Berkeley, California, 2000. – 465 pp. – URL: https://opensees.berkeley.edu (дата обращения: 09.06.2025).

224. Menetrey P., Willam K. J. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization // ACI Structural Journal. – 1995. – Vol. 92 No. 3. – pp. 311–318. – DOI: 10.14359/1132.

225. Meszoly T., Randl N. Shear Behavior of Fiber-Reinforced Ultra-High Performance Concrete Beams // Engineering Structures. – 2018. – Vol. 168, No. S65. – pp. 119–127. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.075.

226. Morcous G., Akhnoukh A. Reliability analysis of NU girders designed using AASHTO LRFD // The American Society of Civil Engineers Structures Congress. – Long Beach, California, 2007. – pp. 1–11. – DOI: 10.1061/40946(248)81.

227. Mortazavi S. J., Mansouri I., Awoyera P., Naser M. Z. Implementation of new elements and material models in OpenSees software to account for post-earthquacke fire damage // Structures. – 2020. – Vol. 27. – pp. 1777–1785. –DOI: 10.1016/j.istruc.2020.08.021.

228. Murad Y., Saleh E., Tarawneh A., Almasabha G., Alghossoon A. Shear Strength Prediction of Concrete Beams Reinforced with FRP Bars and Stirrups Using Gene Expression Programming // Sustainability. – 2023. – Vol. 15. – DOI: 10.3390/su15086335.

229. Naaman A. E., Reinhardt H. W. Setting the stage: Toward performance based classification of FRC composites // High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4). Proceedings of the 4th International RILEM Workshop. – Cachan, France : RILEM Bulletin, 2003. – Vol. 36. – pp. 710–712. – DOI: 10.1007/BF02479507.

230. Nagasaka T., Fukuyama H., Tanigaki M. Shear performance of concrete beams reinforced with FRP stirrups // Fiber-reinforced plastic reinforcement for concrete structures – international symposium. – Detroit: American Concrete Institute, 1993. – pp. 789–812. DOI: 10.14359/4138.

231. Nanni A., Faza S. Design and construction of concrete reinforced with FRP bars: An emerging technology // ACI Concrete International. – 2002. – Vol. 24, No. 11. – pp. 53–58.

232. NF P18-710 National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: specific rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC). – La Plaine Saint-Denis, France : AFNOR, 2016. – 137 pp.

233. Ni X., Duan K. Machine learning-based models for shear strength prediction of UHPFRC Beams // Mathematics. – 2022. – Vol. 10, No. 16. – DOI: 10.3390/math 10162918.

234. Niewels J. Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung : Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Deutschland, 2008. – 299 S.

235. Okamura H., Maekawa K. Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete // Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures. – 1990. – Vol. 2. – pp. 123–145.

236. OpenSees Source Code Repository // GitHub. – URL: https://github.com/ OpenSees/OpenSees (дата обращения: 01.06.2025).

237. Othman O., Marzouk H. Applicability of damage plasticity constitutive model for ultra-high performance fibre-reinforced concrete under impact loads // International Journal of Impact Engineering. – 2018. – Vol. 14. – DOI:10.1016/j.ijimpeng.2017.12.013.

238. Palermo D., Vecchio F. J. Compression Field Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Reversed Loading: Formulation // ACI Structural Journal. –2003. – Vol. 100, No. 5. – pp. 616–625. – DOI: 10.14359/12803.

239. Pang X. B., Hsu T. T. S. Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 1995. – Vol. 92, No. 6. – pp. 665–679. – DOI: 10.14359/9661.

240. Pang X. B., Hsu T. T. S. Fixed-Angle Softened-Truss Model for Reinforced Concrete // Structural Journal of the American Concrete Institute. – 1996. – Vol. 93, No. 2. – pp. 197–207. – DOI:10.14359/1452.

241. Pansuk W., Naguyen T. N., Sato Y., Uijl J. A. D., Walraven J. C. Shear capacity of high performance fiber reinforced concrete I-beams // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 157. – pp. 182–193. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat. 2017.09.057.

242. Papanikolaou V. K., Kappos A. J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression // International Journal of Solids and Structures. – 2007. – Vol. 44, No. 21. – pp. 7021–7048. – DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2007.03.022.

243. Pavlovski D., Mislavsky B., Antonov A. CNG cylinder manufacturers test basalt fibre // Reinforced plastics. – 2007. – Vol. 51, No. 4. – pp. 36–39. – DOI: 10.1016/S0034-3617(07)70152-2.

244. Perera R., Barchín M., Arteaga A., De Diego A. Prediction of the ultimate strength of reinforced concrete beams FRP-strengthened in shear using neural networks // Composites Part B: Engineering. – 2010. – Vol. 41, No. 4. – pp. 287–298. – DOI: 10.1016/j.compositesb.2010.03.003.

245. Perry V., Eng P. What Really is Ultra-High Performance Concrete? -Towards a Global Definition // Conference on Ultra-High Performance Concrete Material & Structures UHPFRC. – Fuzhou, China, 2018 / Ed. Caijun S., Baochun C. – Paris, France : RILEM Publications, 2018. – pp. 113–119.

246. Pourbaba M., Joghataie A., Mirmiran A. Shear behavior of ultra-high performance concrete // Construction and Building Materials. – 2018. – Vol. 183. – pp. 554–564. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.06.117.

247. Pourbaba, M., Sadaghian, H., Mirmiran, A. Flexural Response of UHPFRC Beams Reinforced with Steel Rebars // Advances in Civil Engineering Materials. – 2019. – Vol. 8, No. 3. – pp. 411–430. – DOI: 10.1520/ACEM20190129.

248. Prabha S. L., Dattatreys J. K., Neelamegam M., Rao, M. V. S. Study on stress-strain properties of reactive powder concrete under uniaxial compression // International Journal of Engineering Science and Technology. – 2010. – Vol. 2, No. 11. – pp. 6408–6416.

249. Prem P. R., Bharatkumar B. H., Murthly A. R. Influence of Curing Regime and Steel Fibres on the Mechanical Properties of UHPC // Magazine of Concrete Research. – 2015. – Vol. 67, No. 18. – pp. 988–1002. – DOI: 10.1680/macr.14.00333.

250. Pyo S., El-Tawil S. Capturing the strain hardening and softening responses of cementitious composites subjected to impact loading // Construction and Building

Materials. – 2015. – Vol. 81, No. 15. – pp. 276–283. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.02.028.

251. Rahdar H. A., Ghalehnovi M. Post-cracking behavior of UHPC on the concrete members reinforced by steel rebar // Computers and Concrete. – 2016. – Vol. 18, No. 1. – pp. 139–154. – DOI:10.12989/cac.2016.18.1.139.

252. Randl N., Mészöly T. The effect of fibres in UHPFRC beams with longitudinal steel reinforcement // Proceedings of the 2nd International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete UHPFRC. – Paris, France, 2017. – pp. 181–192. – DOI: 10.35789/fib.BULL.0079.Ch18.

253. Rangan B. V. Web Crushing Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams // ACI Structural Journal. – 1991. – Vol. 88, No. 1. – pp. 12–16. – DOI: 10.14359/3050.

254. Raza A., Khan Q. U. Z., Ahmad A. Numerical Investigation of Load-Carrying Capacity of GFRP-Reinforced Rectangular Concrete Members Using CDP Model in ABAQUS // Advances in Civil Engineering. – 2019. – Vol. 2019, No. 1. – DOI:10.1155/2019/1745341.

255. Ren G., Yao B., H. Huang H., Gao X. Influence of sisal fibers on the mechanical performance of ultra-high performance concretes // Construction and Building Materials. – 2021. – Vol. 286, No. 7. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021. 122958.

256. Resplendino J., Petitjean J. Ultra-high performance concrete: First recommendations and examples of application // Proceedings of the 3rd International Symposium on High Performance Concrete / PCI National Bridge Conference. – Orlando, FL, 2003. – Compact Disc. – Paper 77.

257. Resplendino J., Toutlemonde F. The UHPFRC Revolution in Structural Design and Construction // Indian Concrete Journal. – 2014. – Vol. 88, No. 4. – pp. 72–83. – DOI: 10.21043/icj.2014.88.4.72.

258. Richard P., Cheyrezy M. Composition of reactive powder concretes // Cement and Concrete Research. – 1995. – Vol. 25, No. 7. – pp. 1501–1511. – DOI: 10. 1016/0008-8846(95)00144-2.

259. RILEM TC 162-TDF Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, σ-ε design method // Materials and Structures. – 2003. – Vol. 36. – pp. 560–567. – DOI: 10.1007/BF02480834.

260. Rossi P., Desnoyers D., Tailhan J. L. Probabilistic Numerical Model of Cracking in Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) Beams Subjected to Shear Loading // International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete. – 2016. – Vol. 1, No. 1. – DOI: 10.21838/uhpc.2016.8.

261. Said M., Adam M., Mahmoud A., Shanour A. Experimental and analytical shear evaluation of concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars // Construction and Building Materials. – 2016. – Vol. 102. – pp. 574–591. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.10.185.

262. Sakcalı G. B., Yüksel İ. Shear Strength Evaluation of Concrete Beams with FRP Transverse Rebar // Periodica Polytechnica Civil Engineering. – 2024. – Vol. 68, No. 2. – pp. 469–485. – DOI: 10.3311/PPci.22324.

263. Salehi H., Burgueño R. Emerging artificial intelligence methods in structural engineering // Engineering Structures. – 2018. – No. 171. – pp. 170–189. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.05.084.

264. Schmidt M., Bunje K., Dehn F. Ultrahochfester Beton Sachstandsbericht // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. – Berlin, Deutschland : Beuth Verlag, 2008. – Heft 561. – 144 S.

265. Schmidt M., Fehling E., Geisenhanslüke C.Ultra-High Performance Concrete (UHPC) // Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. – Kassel, Germany : Kassel University Press, 2004. – 868 pp.

266. Schmidt M., Fehling E., Glotzbach C., Frolich S., Piotrowski S. Ultra-high performance concrete and nanotechnology in construction // Third International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials. – Kassel, Germany : Kassel University Press, 2012. – 1036 pp.

267. Schmidt M., Fehling E., Teichmann T., Kai B., Roland B. Ultra-high performance concrete: Perspective for the precast concrete industry // Betonwerk und Fertigteil-Technik/Concrete Precasting Plant and Technology. – 2003 – Vol. 69, No. 3. – pp. 16–29.

268. Schramm N. Fischer O. Investigations on the Shear Behavior of Bridge Girders made of Normal and Ultra-high Performance Fiber-Reinforced Concrete // Procedia Engineering. – 2016. – Vol. 156. – pp. 411–418. – DOI: 10.1016/j.proeng. 2016.08.315.

269. SETRA–AFGC Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concretes. Interim Recommendations. – Paris, France : AFGC Groupe de travail BFUP, 2002.

270. SETRA–AFGC Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concretes. Interim Recommendations. – Paris, France : AFGC Groupe de travail BFUP, 2013.

271. Shafieifar M., Farzad M., Azizinamini A. A comparison of existing analytical methods to predict the flexural capacity of Ultra High Performance Concrete (UHPC) beams // Construction and Building Materials. – 2018. – Vol. 172. – DOI: 10-18.10.1016/j.conbuildmat.2018.03.229.

272. Shao Y., Billington S. L. Predicting the two predominant flexural failure paths of longitudinally reinforced high-performance fiber-reinforced cementitious composite structural members // Engineering Structures. – 2019. – Vol. 199. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109581.

273. Shao Y., Billington S. L. Utilizing full UHPC compressive strength in steel reinforced UHPC beams. // Second International Interactive Symposium on UHPC. – Albany, NY: Iowa State University Digital Press, 2019. – Vol. 2, No. 1. – DOI:10.21838/uhpc.9699.

274. Shehata E. Fibre-Reinforced Polymer for Shear Reinforcement in Concrete Structures : Ph.D. Dissertation. – Winnipeg, Manitoba, 1999. – 414 pp.

275. Shehata E., Morphy R., Rizkalla S. Fibre reinforced polymer shear reinforcement for concrete members: behaviour and design guidelines / Canadian Journal of Civil Engineering. – 2000. – Vol. 27. – pp. 859–872. – DOI: 10.1139/L00-004.

276. Shi C., Wu Z., Xiao J., Wang D., Huang Z., Fang Z. A review on ultra–high performance concrete: Part I. Raw materials and mixture design // Construction and Building Materials. – 2015. – Vol. 101. – pp. 741–751. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat. 2015.10.088.

277. Shin S. W., Kang H., Ahn J. M., Kim D. W. Flexural capacity of singly reinforced beam with 150 MPa ultra high-strength concrete // Indian Journal of Engineering and Materials Sciences. – 2010. – Vol. 17, No. 6. – pp. 414–426.

278. Shin J. Ultra-High Performance Concrete (UHPC) Precast Segmental Bridges: Flexural Behaviour and Joint Design / Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der TUHH. – Hamburg, Germany : Shaker Verlag, 2017. – Vol. 14. – 202 pp.

279. Simone S. Bending Behaviour of UHPC Reinforced with Rebars and Steel Fibres //High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. – Cham, Germany : Springer, 2017. – pp. 473–481. – DOI: 10.1007/978-3-319-59471.

280. Singh M., Sheikh A. H., Mohamed Ali M. S., Visintin P., Griffith M. C. Experimental and numerical study of the flexural behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete beams // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 138. – pp. 12–25. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.02.002.

281. Sobolev K., Gutiérrez M. F. How nanotechnology can change the concrete world: Part 1 // American Ceramic Society Bulletin. – 2005. – Vol. 84, No. 11. – pp. 113–116. – DOI: 10.1002/9780470588260.ch16.

282. Solhmirzaei R., Kodur V. A Numerical Model for Tracing Structural Response of Ultra-High Performance Concrete Beams // Modelling. – 2021. – Vol. 2. – pp. 448–466. – DOI: 10.3390/modelling2040024.

283. Solhmirzaei R., Kodur V. Modeling the response of ultra high performance fiber reinforced concrete beams // Procedia Engineering. – 2017. – Vol. 210. – pp. 211–219. – DOI: 10.1016/j.proeng.2017.11.068.

284. Solhmirzaei R., Salehi H., Kodur V., Naser M. Z. Machine learning framework for predicting failure mode and shear capacity of ultra-high performance concrete beams // Engineering Structures. – 2020. – Vol. 224. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111221.

285. Steinberg E. Structural Reliability of Prestressed UHPC Flexure Models for Bridge Girders // Journal of Bridge Engineering. – 2010. – Vol. 15, No. 1. – DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.000003.

286. Sun X, Ma Y, Ji Z, Fan X, Wu H. Shear resistance test analysis and calculation method of shear capacity of UHPC-NC beam without web reinforcement // Advances in

Structural Engineering. – 2024. – Vol. 27, No. 10. – pp. 1810–1825. – DOI: 10.1177/13694332241263868.

287. Tafraoui A., Escadeillas G., Lebaili S., Vidal T. Metakaolin in the formulation of UHPC // Construction and Building Materials. – 2009. – Vol. 23, No. 2. – pp. 669–674. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2008.02.018.

288. Tamov M., Pochinok V., Korenevskiy V., Mo Y. L. Effect of load history on shear strength of reinforced concrete I-Beams // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering : 21, Construction - The Formation of Living Environment, Moscow, 25–27 апреля 2018 года. – 2018. – Vol. 365, No. 4. – DOI 10.1088/1757-899X /365/4/042022.

289. Tan B. Research on stress–strain curves of reactive powder concrete under uniaxial compression : Master thesis, Hunan University. – China, 2007.

290. Tayeh B. A., Abu Bakar B. H., Megat Johari M. A., Voo Y. L. Evaluation of bond strength between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete as a repair material // Procedia Engineering. – 2013. – Vol. 54, No. 21. – pp. 554–563. – DOI: 10.1016/j.proeng.2013.03.050.

291. Telleen K., Noshiravani T., Galrito R., Brühwiler E. Experimental investigation into the shear resistance of a reinforced UHPFRC web element // 8th fib Ph. D. Symposium in Kgs. – Lyngby, Denmark, 2010.

292. Thiemicke J., Fehling E. Experimental and numerical investigations on I-shaped UHPC-beams with combined reinforcement under shear load. //Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation. 1st Edition. – 2016. – pp.1363–1367. –DOI: 10.1201/9781315641645-223.

293. Ţibea C., Bompa D. V. Ultimate shear response of ultra‑high‑performance steel fibre‑reinforced concrete elements // Archives of Civil and Mechanical Engineering. –2020. – Vol. 20, No. 49. – DOI: 10.1007/s43452-020-00051-z.

294. Tomlinson D., Fam A., Performance of Concrete Beams Reinforced with Basalt FRP for Flexure and Shear // Journal of Composites for Construction. – 2014. – Vol. 19, No. 2. – DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000491.

295. Turker K., Hasgul U., Birol T., Yavas A., Yazici H. Hybrid fiber use on flexural behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete beams // Composite Structures. – 2019. – Vol. 229, No. 6. – DOI: 10.1016/j.compstruct.2019. 111400.

296. Uchida Y., Niwa J., Yoshihiro T., Katagiri M. Outlines of JSCE Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures (Draft) // Concrete Journal. – 2005. –Vol. 43, No. 3. – DOI:10.3151/ coj1975.43.3_3.

297. Valivonis J., Budvytis M., Atutis M., Atutis E., Juknevičius L. Study on shear resistance of fiberreinforced polymer-reinforced concrete beams // Advances in Mechanical Engineering. – 2015. – Vol. 7, No. 7. – DOI: 10.1177/1687814015593873.

298. Van de Velde K., Kiekens P., Van Langenhove Basalt fibres as reinforcement for composites // Proceedings of 10th International Conference on Composites. – New Orleans: University of New Orleans, 2003.

299. Vecchio F. J., Collins M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear // ACI Structural Journal. – 1986. – Vol. 83, No. 2. – pp. 219–331. – DOI: 10.14359/10416.

300. Vecchio F. J., Collins M. P. The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses. – Toronto, Canada : University of Toronto, Department of Civil Engineering, 1982. – 332 pp.

301. Vecchio F. J. Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation // Journal of Structural Engineering. – 2000. – Vol. 126, No. 9. – pp. 1070–1077. – DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:9(1070).

302. Vivekanand S., Sumathi A. Static Behaviour of Concrete Beams Reinforced in Shear with GFRP Bars // International Journal of ChemTech Research. – 2015. – Vol. 8, No. 2. – pp. 635–642.

303. Wang J. Constitutive Relationships of Prestressed Concrete Membrane Elements : Ph. D. Dissertation. – Houston, TX, 2006. – 306 pp.

304. Wang Z. Modeling Seismic Performance of High-Strength Steel–Ultra-High-Performance Concrete Piers with Modified Kent–Park Model Using Fiber Elements. // Advances in Mechanical Engineering. – 2016. – Vol. 8, No. 2.

305. Wang D., Shi C., Wu Z., Xiao J., Wang D., Huang Z., Fang Z. A review on ultra high performance concrete: Part II. Hydration, microstructure and properties // Construction and Building Materials. – 2015. – Vol. 96. – pp. 368–377. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.08.095.

306. Wille K., Naaman A., Montesions G. Ultra-high performance concrete with compressive strength exceeding 150 MPa (22 ksi): a simpler way // ACI Materials Journal. – 2011. – Vol. 108, No. 1. – pp. 46–54.

307. Wille K., El-Tawil S., Naaman A. E. Properties of strain hardening ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading // Cement and Concrete Composites. – 2014, – Vol. 48, No. 9. – pp. 53–66. – DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015

308. Wosatko A., Winnicki A., Polak M. A., Pamin J. Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete // Archives of Civil and Mechanical Engineering. – 2019. – Vol. 19, No. 4. – pp. 1268–1283. – DOI: 10.1016/j.acme.2019.07.003.

309. Wu X., Han S-M. First diagonal cracking and ultimate shear of I-shaped reinforced girders of ultra-high performance fiber reinforced concrete without stirrup // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2009. – Vol. 3, No. 1. – pp. 47–56. – DOI: 10.4334/IJCSM.2009.3.1.047.

310. Yang I. H., Park J., Bui T. Q., Kim K. C., Joh C., Lee H. An Experimental Study on the Ductility and Flexural Toughness of Ultrahigh-Performance Concrete Beams Subjected to Bending // Materials. – 2020. – Vol. 13. – DOI: 10.3390/ma1310222.

311. Yang I. H., Joh C., Kim B-S.Shear Behaviour of Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete Beams Without Stirrups // Magazine of Concrete Research. – 2012. – Vol. 64, No. 11. – pp. 979–993. – DOI: 10.1680/macr.11.00153.

312. Yang I. H., Joh C., Kim B. S. Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending // Engineering Structures. – 2010. – Vol. 32, No. 11. – pp. 3478–3487. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2010.07.017.

313. Yang Z. Study on mechanical properties of reactive powder concrete : Ph.D. thesis. – DaLian JiaoTong University, 2008.

314. Yao Y., Wang X., Mobasher B. Flexural Design Procedures for UHPC Beams and Slabs // International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete. – 2016. – Vol. 1, No. 1. – DOI: 10.21838/uhpc.2016.101.

315. Yavas A., Goker C. O. Impact of Reinforcement Ratio on Shear Behavior of I-Shaped UHPC Beams with and without Fiber Shear Reinforcement // Materials. – 2020. – Vol. 13, No. 7. – DOI: 10.3390/ma13071525.

316. Ye M., Li L., Yoo D-Y., Li H., Zhou C., Shao X. Prediction of shear strength in UHPC beams using machine learning-based models and SHAP interpretation // Construction and Building Materials. – 2023. – Vol. 408. – DOI:10.1016/j.conbuildmat. 2023.133752.

317. Yoo D. Y., Banthia N., Yoon Y. S. Experimental and numerical study on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete beams with low reinforcement ratios // Canadian Journal of Civil Engineering. – 2016. – Vol. 44, No. 1. – pp. 18–28. – DOI: 10.1139/cjce-2015-0384.

318. Yoo D. Y., Kang S. T., Yoon Y. S. Enhancing the flexural performance of ultra-high-performance concrete using long steel fibers // Composite Structures. – 2016. – Vol. 147. – pp. 220–230. – DOI: 10.1016/j .compstruct.2016.03.032.

319. Yoo D. Y., Yoon Y. S. Structural performance of ultra-high performance concrete beams with different steel fibers // Engineering Structures. – 2015. – Vol. 102. – pp. 409–423. – DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.08.029.

320. Zagon R., Matthys S., Kiss Z. Shear behaviour of SFR-UHPC I-shaped beams // Construction and Building Materials. – 2016. – Vol. 124. – pp. 258–268.

321. Zagon R., Matthys S., Kiss Z. Shear tests on SFR-UHPC I-shaped beams with or without web openings // Conference: 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Construction Materials. – Kassel, Germany : Kassel University Press, 2016.

322. Zagon R., Zoltan K. Shear Behaviour of UHPC Concrete // Procedia Technology. – 2016 – Vol. 22. – pp.122–126. – DOI: 10.1016/j.protcy.2016.01.019.

323. Zhang L., Deng B., He B., Jiang H., Xiao J., Tian Y., Fang J. Experimental Investigation on Shear Behavior of Non-Stirrup UHPC Beams under Larger Shear Span–Depth Ratios // Buildings. – 2024. – Vol. 14. – DOI: 10.3390/buildings 14051374.

324. Zhang K., Ni T., Sarego G., Zaccariotto M., Zhu, Q., Galvanetto U. Experimental and numerical fracture analysis of the plain and polyvinyl alcohol fiber reinforced ultra-high-performance concrete structures // Theoretical and Applied Fracture Mechanics. – 2020. – Vol. 108, No. 7. – DOI: 10.1016/j.tafmec.2020.102566.

325. Zhang Y. S., Sun W., Liu S. F., Jiao C. J., Lai J. Z., Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static–dynamic behaviors // Cement and Concrete Composites. – 2008. – Vol. 30, No. 9. – pp. 831–838. – DOI: 10.1016/ j.cemconcomp.2008.06.008.

326. Zhang Y., Xin H., Correia J. A. Fracture evaluation of ultra-high-performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) // Engineering Failure Analysis. – 2021. – Vol. 120. – pp. 1–21. – DOI: 10.1016/j.engfailanal.2020. 105076.

327. Zhang J., Zhai Y., Zhao X., Chen P., Zhang T. Flexural and cracking performance of ultra-high performance concrete beams with high-strength steel reinforcements // European Journal of Environmental and Civil Engineering. – 2024. – Vol. 28, No. 9. – pp. 2002–2023. – DOI: 10.1080/19648189.2023.2289567.

328. Zhao J. Mechanical Properties and Constitutive Model of Ultra-High Performance Concrete Material Under Uniaxial Tension and Compression Cycles // Engineering Mechanics. – 2024. – Vol. 41, No. 4. – DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750. 2022.04.0339.

329. Zhong J. X. Model-Based Simulation of Reinforced Concrete Plane Stress Structures : Ph. D. Dissertation. – Houston, TX, 2005. – 361 pp.

330. Zhou L., Wan S. Prediction of Shear Strength of UHPC Beam with Small Shear Span to Depth Ratios Based on Modified MCFT // Case Studies in Construction Materials. – 2022. – Vol. 16. – DOI: 10.21203/rs.3.rs-1216609/v1.

331. Zhu R. R. H. Softened-Membrane Model for Cracked Reinforced Concrete Considering Poisson Effect : Ph.D. Dissertation. – Houston, TX, 2000. – 220 pp.

Приложение А
Таблицы

Таблица А.1 – Выборка экспериментальных данных для построения математических моделей сопротивления тонких стенок [57]

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0	α, град.	b, мм	h_0, мм	R_b, МПа	μ_{sw}, %	E, МПа	Q_{exp}, кН
1	[52]	Б1	1,6	90	30	260	31,90	0,59	170	88,7
2		Б2	»	»	»	»	26,90	«	«	68,1
3		Б6	»	»	»	»	29,80	»	»	81,8
4		Б19	3,2	»	»	»	28,00	»	»	52,1
5		Б23	«	»	»	»	24,80	»	»	48,9
6		Б24	»	»	»	»	31,90	»	»	61,9
7		Б25	»	»	»	»	30,80	»	»	59,6
8		Б27	»	»	»	»	26,90	1,64	»	62,9
9		Б28	»	»	»	»	30,80	«	»	78,1
10		Б29	»	»	»	»	32,40	»	»	82,7
11		Б30	»	»	»	»	33,00	»	»	84,1
12	[190]	NR8	2,0	»	60	350	14,25	2,78	200	120,0
13		NR10	»	»	»	»	22,71	3,29	«	225,0
14		NT8-1	»	»	»	»	19,03	2,78	»	210,0
15		NT10	»	»	»	»	16,21	3,29	»	165,0
16		T1	3,0	»	100	830	23,30	1,41	»	800,0
17		T2	»	»	»	»	21,06	1,43	»	1160
18	Опыты автора	Б1	1,6	90	30	260	27,00	0,40	66	54,9
19		Б2	»	»	»	»	27,30	0,70	«	57,6
20		Б3	»	»	»	»	28,50	1,00	»	77,4
21		Б5	»	45	»	»	24,50	0,40	»	61,7
22		Б6	»	»	»	»	»	0,70	»	62,1
23		Б7	»	»	»	»	28,70	1,00	»	76,2
24		Б8	»	»	»	»	25,20	1,30	»	70,5
25		Б9	2,5	90	»	»	27,20	0,40	»	42,7
26		Б10	«	«	»	»	«	0,70	»	47,1
27		Б11	»	»	»	»	29,40	1,00	»	51,2
28		Б13	»	45	»	»	25,20	0,40	»	48,1
29		Б14	»	«	»	»	«	0,70	»	50,3
30		Б16	»	»	»	»	24,10	1,30	»	55,4
31		Б18	3,2	90	30	260	30,70	0,70	66	48,7
32		Б21	«	45	«	«	27,70	0,40	«	42,8
33		Б23	»	«	»	»	25,70	1,00	»	46,3
34		Б24	»	»	»	»	28,70	1,30	»	56,2
35		Б11Э	»	90	»	»	28,90	1,00	170	65,1

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0	α, град.	b, мм	h_0, мм	R_b, МПа	μ_{sw}, %	E, МПа	Q_{exp}, кН
36		Б12Э	«	«	»	»	«	1,30	«	74,5
37		Б19Э	3,2	»	»	»	29,70	1,00	»	62,5
38	[236]	I-1	2,5	»	74	563	34,30	2,72	200	453,1
39		I-3	«	»	63	«	29,30	3,19	«	369,1
40		I-4	»	»	64	»	33,50	1,77	»	416,0
41	[2]	БТ-II-1(а)	2,0	»	42	330	16,00	1,75	»	102,5
42		БТ-II-1(б)	«	»	43	«	«	1,36	»	95,0
43		БО-II-3	»	»	45	»	18,00	1,63	»	106,9
44	[1]	БД-I-3д	»	»	52	320	20,00	1,46	»	114,9

Таблица А.2 – Характеристики балок обучающей выборки ИНС прочности наклонных сечений СВПБ-балок без поперечной арматуры [67]

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0	b_w, см	h_0, см	R_{tb}, кН/см²	μ_s, %	A_f/A_w	Q_{ult}, кН
1	Опыты автора	Б3	2	3	26,1	0,79	3,31	0,77	35
2		Б6	2	3	26,1	1,47	3,31	0,77	98
3		Б7	2	3	26,1	1,47	3,84	0,46	88
4		Б8	2	3	26,1	1,47	4,31	0,25	84
5		Б11	3	3	26,1	0,79	3,31	0,77	15,68
6		Б14	3	3	26,1	1,89	3,31	0,77	79.
7	[B1]	B25	3,55	6	32	2,13	5,07	0,83	320
8		B30	3,55	6	32	2,13	5,07	0,83	358
9		B19	3,55	6	32	2,13	5,07	0,83	310
10		B20	3,55	6	32	1,62	5,07	0,83	266
11		B29	3,55	6	32	1,62	5,07	0,83	308
12		B24	3,55	6	32	1,62	5,07	0,83	258
13		B21	3,55	6	32	0,97	5,07	0,83	82
14		B23	3,55	6	32	0,97	5,07	0,83	63
15		B27	3,55	6	32	0,97	5,07	0,83	65
16	[B2]	F_25,1	2,5	6	36	1,60	3,24	0,39	121
17		F_25,2	2,5	6	36	1,60	3,24	0,39	121
18		F_23,1	2,3	6	36	1,61	3,24	0,39	119
19		F_23,2	2,3	6	36	1,61	3,24	0,39	119
20	[B3]	CH25/1	1,25	5	22,3	2,37	1,51	0,65	198
21		CH20/1	1,25	5	22,3	2,13	1,51	0,65	187
22		CH15/1	1,25	5	22,3	1,89	1,51	0,65	160
23		CL25/1	1,25	5	22,3	2,37	1,51	0,65	187
24		CL20/1	1,25	5	22,3	2,13	1,51	0,65	174

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0	b_w, см	h_0, см	R_{tb}, кН/см²	μ_s, %	A_f/A_w	Q_{ult}, кН
25		CL15/1	1,25	5	22,3	1,89	1,51	0,65	128
26		CH25/2	1,25	5	22,3	2,37	1,51	0,65	190
27		CH15/2	1,25	5	22,3	1,89	1,51	0,65	165
28		CL25/2	1,25	5	22,3	2,37	1,51	0,65	190
29		CL20/2	1,25	5	22,3	2,13	1,51	0,65	177
30		CL15/2	1,25	5	22,3	1,89	1,51	0,65	140
31	[B4]	NS00	2,9	5	35	0,97	2,73	0,69	91
32		NS08	2,9	5	35	1,47	2,73	0,69	340
33		NS16	2,9	5	35	1,9	2,73	0,69	531
34	[B5]	UHPFRC-A-RC-NS	2,5	6,5	30,5	2,37	3,46	0,92	454,5
35		UHPFRC-B-RC-NS	2,5	6,5	30,5	2,13	3,46	0,92	447,5
36		UHPC-A-NF-RC-NS	2,5	6,5	30,5	0,97	3,46	0,92	180,5
37	[B6]	UHPFRC w/o TBR	2,8	2	18,1	2,7	7,00	1,10	92
38	[B7]	S25-F10-P0	2,5	5	63	1,62	1,45	1,98	488
39		S25-F15-P0	2,5	5	63	1,89	1,45	1,98	614
40		S25-F20-P0	2,5	5	63	2,00	1,45	1,98	526,5
41		S34-F10-P0	3,4	5	63	1,62	1,45	1,98	279
42		S34-F15-P0	3,4	5	63	1,89	1,45	1,98	308
43		S34-F20-P0	3,4	5	63	2,13	1,45	1,98	404
44		S17-F20-P0	1,7	4	93	2,13	1,38	1,68	869
45		S22-F20-P0	2,2	4	93	2,13	1,38	1,68	598
46	[B8]	Q1-1	4	3	30	0,97	6,90	1,22	41
47		Q1-F1-2	4	3	30	1,62	6,90	1,22	109
48		Q1-F1-3	4	3	30	1,62	6,90	1,22	100
49		Q2-F1-1	4	3	30	1,62	6,90	1,22	109
50		Q1-F2-1	4	3	30	1,24	6,90	1,22	78
51	[B9]	1-S25	2,5	4	44,5	1,90	5,74	1,12	415,1
52		1-S35	3,5	4	44,5	1,80	5,74	1,12	355,6
53		1-S35-A	3,5	4	44,5	1,88	5,74	1,12	387,7
54		1-S35-B	3,5	4	62,5	1,80	5,19	0,80	347,6
55		1-S35-C	3,5	4	62,5	1,80	5,19	0,80	321,1
56		2-S25	2,5	4	44,5	1,90	5,74	1,12	455,9
57		2-S35	3,5	4	44,5	1,80	5,74	1,12	371,8
58		2-S35-B	3,5	4	62,5	1,89	5,19	0,80	439,7
59		3-S25	2,5	4	44,5	1,62	5,74	1,12	427,7
60		3-S35	3,5	4	44,5	1,62	5,74	1,12	340,3
61		3-S35-B	3,5	4	62,5	1,62	5,19	0,80	354,5
62	[B10]	SR35 VF2 SS4	4	5	39,7	2,2	3,83	0,93	520

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0	b_w, см	h_0, см	R_{tb}, кН/см²	μ_s, %	A_f/A_w	Q_{ult}, кН
63		SR50 VF1 SS4	4	5	39,7	1,6	5,11	0,93	350
64		SR50 VF2 SS4	4	5	39,7	2,2	5,11	0,93	380
65		SR50 VF3 SS4	4	5	39,7	2,6	5,11	0,93	600
66		SR41 VF2 SS6	6	5	31,5	2,2	4,13	0,76	270
67		SR41 VF2 SS8	8	5	31,5	2,2	4,13	0,76	220
68		SR50 VF2 SS4	4	5	31,5	2,2	4,77	0,76	430
69		SR50 VF2 SS6	6	5	31,5	2,2	4,77	0,76	310
70	[B11]	TSF2	1	6	21	1,66	1,43	0,57	250

Примечание:
Для расчетов принята прочность бетона на растяжение при изгибе R_{tb}. Если в источнике были даны другие показатели прочности на растяжение (прочность при осевом растяжении или при раскалывании), их приведение к прочности R_{tb} осуществляли умножением на переходные коэффициенты, рассчитанные по опытным данным из статей [189, 298].

Таблица А.3 – Выборка экспериментальных данных для построения регрессионной модели вклада бетона Q_b [67]

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см² (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
1	Опыты автора	Б3	2,00	3,00	26,10	11,80	0,03	0,65	35,05
2	[B12]	NF	4,40	5,00	22,50	14,50	0,02	0,44	18,91
3	[B1]	B21, B23, B27	3,55	6,00	32,00	16,08	0,05	0,58	65,00
4	[B13]	P-0,8	3,10	5,00	23,00	12,10	0,01	0,43	22,85
5		P-1,2	3,10	5,00	23,00	12,10	0,01	0,43	21,56
6		P-1,7	3,10	5,00	23,00	12,10	0,01	0,43	25,30
7		P-2,2	3,10	5,00	23,00	12,10	0,02	0,43	33,40
8	[B4]	NS00	2,90	5,00	35,00	14,11	0,03	0,46	91,00
9	[B5]	UHPC-A-NF-RC-NS	2,50	6,50	30,50	18,70	0,03	0,70	180,50
10	[B8]	Q1-1	4,00	3,00	30,00	22,43	0,07	1,04	41,00
11	[B14]	U-0-0-3,4	3,40	20,00	28,00	20,85	0,04	0,00	119,80
12		U-0-0-2,0	2,00	20,00	28,00	20,85	0,04	0,00	235,40
13	[B15]	C80-1-1	1,00	10,00	13,50	9,00	0,01	0,00	105,45
14		C80-1-2	1,00	10,00	13,30	9,00	0,02	0,00	112,00
15		C80-1,5-1	1,50	10,00	13,50	9,00	0,01	0,00	72,15
16		C80-1,5-2	1,50	10,00	13,30	9,00	0,02	0,00	79,15
17		C80-2-1	2,00	10,00	13,50	9,00	0,01	0,00	47,75
18		C80-2-2	2,00	10,00	13,30	9,00	0,02	0,00	56,80
19		C80-3-1	3,00	10,00	13,50	9,00	0,01	0,00	25,35
20		C80-3-2	3,00	10,00	13,30	9,00	0,02	0,00	29,50

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см^2 (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
21	[B16]	HSC-I	3,00	20,00	25,00	14,00	0,03	0,00	142,00
22		HSC-II	3,50	20,00	25,00	12,21	0,03	0,00	93,00
23		HSC-III	4,00	20,00	25,00	12,00	0,03	0,00	85,00
24		HSC-V	3,50	20,00	25,00	20,43	0,03	0,00	80,00
25		HSC-VI	4,00	20,00	25,00	19,27	0,03	0,00	105,50
26	[B17]	B1	4,00	8,00	12,50	8,95	0,02	0,00	22,65
27	[B18]	R1	1,00	10,00	12,50	5,79	0,08	0,00	129,00
28		R2	2,00	10,00	12,50	5,79	0,08	0,00	78,50
29		R3	3,00	10,00	12,50	5,79	0,08	0,00	60,00
30	[B19]	FHB1-2	2,00	12,50	21,20	6,59	0,02	0,00	80,03
31		FHB1-3	3,00	12,50	21,20	6,59	0,02	0,00	67,05
32	[B20]	3Cont-MN-2	2,00	15,24	27,94	7,32	0,01	0,00	95,64
33	[B21]	MR2-0	3,27	10,00	13,00	8,82	0,02	0,00	21,50
34	[B22]	b40b4	2,76	30,50	36,80	3,66	0,02	0,00	155,70
35		b56b2	3,86	30,50	36,80	1,55	0,02	0,00	100,10
36		b56a4	3,80	30,50	37,50	2,63	0,02	0,00	137,90
37		b56b4	3,86	30,50	36,80	2,86	0,02	0,00	122,30
38		b56e4	3,86	30,50	36,80	2,99	0,01	0,00	109,00
39		b56a6	4,00	30,80	35,60	4,20	0,04	0,00	177,90
40		b56b6	3,83	30,50	37,20	4,81	0,02	0,00	136,80
41		b70b2	4,87	30,50	36,50	1,72	0,02	0,00	88,96
42		b70a4	4,83	30,50	36,80	2,86	0,02	0,00	132,30
43	[B23]	F11	4,00	17,78	27,30	2,17	0,01	0,00	44,81
44		F12	4,00	17,78	27,30	2,17	0,03	0,00	54,48
45		F8	4,00	17,78	27,30	42,01	0,01	0,00	45,97
46		F13	4,00	17,78	27,30	4,20	0,01	0,00	46,35
47		F14	4,00	17,78	27,30	4,20	0,03	0,00	64,93
48		F1	4,00	17,78	27,30	6,90	0,01	0,00	58,69
49		F2	4,00	17,78	27,30	6,90	0,03	0,00	67,21
50		F9	4,00	17,78	27,30	8,34	0,02	0,00	63,67
51		F10	4,00	17,78	27,30	6,90	0,03	0,00	78,53
52		F15	4,00	17,78	27,30	8,34	0,03	0,00	68,29
53		F6	6,00	17,78	27,30	6,68	0,03	0,00	61,90
54	[B24]	A0-3-3b	3,60	15,20	29,80	2,38	0,03	0,00	64,60
55		A0-3-3c	3,60	15,20	29,80	3,11	0,02	0,00	66,80
56		A0-7-3a	3,60	15,20	29,80	4,31	0,03	0,00	82,16
57		A0-7-3b	3,60	15,20	29,80	4,76	0,03	0,00	82,79
58		A0-11-3a	3,60	15,20	29,80	8,57	0,03	0,00	89,69

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см^2 (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
59		A0-11-3b	3,60	15,20	29,80	8,54	0,03	0,00	89,38
60		A0-15-3a	3,60	15,20	29,80	9,31	0,03	0,00	93,45
61		A0-15-3b	3,60	15,20	29,80	10,72	0,03	0,00	100,00
62		A0-15-3c	3,60	15,20	29,80	10,51	0,03	0,00	97,84
63		A0-3-2	2,50	15,20	29,80	2,36	0,03	0,00	77,77
64		A0-7-2	2,50	15,20	29,80	5,17	0,03	0,00	117,90
65		A0-11-2	2,50	15,20	29,80	9,08	0,03	0,00	111,30
66	[B25]	M100-S0	3,94	15,00	20,30	8,77	0,03	0,00	65,00
67		M100-S3	2,96	15,00	20,30	8,77	0,03	0,00	96,90
68		M100-S4	3,94	15,00	20,30	8,77	0,03	0,00	80,70
69		M80-S0	3,94	15,00	20,30	7,60	0,03	0,00	58,00
70		M80-S4	3,94	15,00	20,30	7,60	0,03	0,00	72,10
71		M60-S0	3,86	15,00	20,70	5,35	0,02	0,00	45,50
72		M60-S4	3,86	15,00	20,70	3,62	0,02	0,00	51,90
73		M40-S0	3,90	15,00	20,50	3,62	0,03	0,00	55,00
74		M25-S0	3,86	15,00	20,70	2,80	0,02	0,00	47,50
75		M25-S3	2,90	15,00	20,70	2,80	0,02	0,00	56,50
76	[B26]	BN100	2,92	30,00	92,50	3,90	0,01	0,00	192,00
77		BN50	3,00	30,00	45,00	3,90	0,01	0,00	131,70
78		BN25	3,00	30,00	22,50	3,90	0,01	0,00	72,90
79		BN12	3,07	30,00	11,00	3,90	0,01	0,00	40,00
80		SE100A-45	2,50	29,50	92,00	5,27	0,01	0,00	200,80
81		SE100A-45-R	2,50	29,50	92,00	5,27	0,01	0,00	235,70
82		SE50A-45	2,72	16,90	45,90	5,58	0,01	0,00	68,60
83		SE50A-45-R	2,72	16,90	45,90	5,58	0,01	0,00	80,50
84		SE100A-83	2,50	29,50	92,00	9,06	0,01	0,00	184,00
85		SE50A-83	2,72	16,90	45,90	9,58	0,01	0,00	73,10
86		BH100	2,92	30,00	92,50	10,42	0,01	0,00	193,00
87		BH50	3,00	30,00	45,00	10,42	0,01	0,00	131,70
88		BH25	3,00	30,00	22,50	10,42	0,01	0,00	84,80
89		BRL100	2,92	30,00	92,50	9,90	0,01	0,00	163,00
90	[B27]	A8	3,00	12,70	20,80	6,40	0,02	0,00	48,92
91		A11	4,00	12,70	20,30	6,40	0,04	0,00	57,83
92		A21	3,00	12,70	20,30	6,40	0,04	0,00	68,95
93		A3	2,70	12,70	20,30	6,40	0,04	0,00	68,95
94		B1	4,00	12,70	20,20	7,06	0,05	0,00	54,21

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см^2 (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
95		B2	3,00	12,70	20,20	7,06	0,05	0,00	68,94
96		C1	4,00	12,70	18,40	6,77	0,07	0,00	54,28
97		C2	3,00	12,70	18,40	6,77	0,07	0,00	75,63
98		C3	2,70	12,70	18,40	6,77	0,07	0,00	68,95
99		C7	4,00	12,70	20,70	6,77	0,03	0,00	45,39
100		C8	3,00	12,70	20,70	6,77	0,03	0,00	44,48
101		C9	2,70	12,70	20,70	6,77	0,03	0,00	45,39
102		B7	4,00	12,70	20,80	7,04	0,02	0,00	44,62
103		B8	3,00	12,70	20,80	7,04	0,02	0,00	46,70
104	[B28]	N1-S	3,23	37,50	65,50	3,79	0,03	0,00	249,00
105		M1-S	3,23	37,50	65,50	7,06	0,03	0,00	296,00
106		H1-S	3,23	37,50	65,50	9,16	0,03	0,00	327,00
107	[B29]	LNN-3	3,00	12,70	21,59	4,24	0,01	0,00	22,64
108		LHN-3	3,00	12,70	21,59	9,38	0,02	0,00	43,39
109	[B30]	CTL-1	3,00	17,00	27,00	5,65	0,02	0,00	70,68
110		CTl-2	3,00	17,00	27,00	5,65	0,02	0,00	71,60
111		P1,0-1	3,00	17,00	27,20	5,65	0,01	0,00	58,26
112		P1,0-2	3,00	17,00	27,20	5,65	0,01	0,00	56,41
113		P3,4-1	3,00	17,00	26,70	5,65	0,03	0,00	78,07
114		P3,4-2	3,00	17,00	26,70	5,65	0,03	0,00	78,52
115		P4,6-1	3,00	17,00	25,50	5,65	0,05	0,00	89,73
116		P4,6-2	3,00	17,00	25,50	5,65	0,05	0,00	95,37
117		A4,5-1	4,50	17,00	27,00	5,65	0,02	0,00	66,55
118		A4,5-2	4,50	17,00	27,00	5,65	0,02	0,00	63,80
119		D142-1	3,00	17,00	14,20	5,65	0,02	0,00	41,03
120		D142-2	3,00	17,00	14,20	5,65	0,02	0,00	39,34
121		D550-1	3,00	30,00	55,00	5,65	0,02	0,00	226,10
122		D550-2	3,00	30,00	55,00	5,65	0,02	0,00	214,50
123		D915-1	3,00	30,00	91,50	5,65	0,02	0,00	299,20
124		D915-2	3,00	30,00	91,50	5,65	0,02	0,00	332,10
125	[B31]	I-4	3,00	3,81	4,06	4,93	0,02	0,00	3,24
126		I-5	3,00	3,81	4,06	4,93	0,02	0,00	2,95
127		I-6	3,00	3,81	4,06	4,93	0,02	0,00	3,09
128		I-7	3,00	3,81	8,12	4,93	0,02	0,00	5,49
129		I-8	3,00	3,81	8,12	4,93	0,02	0,00	5,58
130		I-9	3,00	3,81	8,12	4,93	0,02	0,00	5,18
131		I-10	3,00	3,81	16,25	4,93	0,02	0,00	9,07
132		I-11	3,00	3,81	16,25	4,93	0,02	0,00	9,78
133		I-12	3,00	3,81	16,25	4,93	0,02	0,00	10,14

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см^2 (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
134		II-4	3,00	3,81	4,12	4,85	0,02	0,00	2,93
135		II-5	3,00	3,81	4,12	4,85	0,02	0,00	2,69
136		II-6	3,00	3,81	4,12	4,85	0,02	0,00	3,18
137		II-7	3,00	3,81	8,25	4,85	0,02	0,00	5,40
138		II-8	3,00	3,81	8,25	4,85	0,02	0,00	5,02
139		II-9	3,00	3,81	8,25	4,85	0,02	0,00	4,44
140		II-10	3,00	3,81	16,51	4,85	0,02	0,00	7,29
141		II-11	3,00	3,81	16,51	4,85	0,02	0,00	8,38
142		II-12	3,00	3,81	16,51	4,85	0,02	0,00	8,20
143	[B32]	B21	3,00	15,00	22,10	8,19	0,02	0,00	67,93
144		B11	3,00	15,00	22,10	5,69	0,02	0,00	58,12
145		B13	4,00	15,00	20,70	5,69	0,03	0,00	70,46
146		B14	3,00	15,00	20,70	5,69	0,03	0,00	82,63
147		B23	4,00	15,00	20,70	8,19	0,03	0,00	77,82
148		B24	3,00	15,00	20,70	8,19	0,03	0,00	82,63
149		B33	4,00	15,00	20,70	6,11	0,03	0,00	68,01
150		B24	3,00	15,00	20,70	6,11	0,03	0,00	82,63
151		B43	4,00	15,00	20,70	9,10	0,03	0,00	86,16
152		B44	3,00	15,00	20,70	9,10	0,03	0,00	107,20
153		B53	4,00	15,00	20,70	10,29	0,03	0,00	76,84
154		B54	3,00	15,00	20,70	10,29	0,03	0,00	77,72
155		B63	4,00	30,00	41,40	8,19	0,03	0,00	229,40
156		B64	3,00	30,00	41,40	8,19	0,03	0,00	280,70
157		B51	3,00	15,00	22,10	10,29	0,02	0,00	56,16
158		B61	3,00	30,00	44,20	8,19	0,02	0,00	180,30
159	[B33]	2	3,93	15,00	13,70	2,63	0,03	0,00	28,60
160		3	3,02	15,00	13,70	2,63	0,03	0,00	32,70
161		4	3,00	15,60	27,00	2,84	0,03	0,00	65,10
162		5	4,00	15,10	27,00	2,84	0,03	0,00	55,40
163		7	4,00	15,60	54,30	2,74	0,03	0,00	93,10
164		8	3,12	15,60	54,30	2,84	0,03	0,00	107,80
165		10	3,00	15,40	109,00	2,84	0,03	0,00	164,40
166		11	3,98	15,20	109,00	3,16	0,03	0,00	158,00
167		15	2,98	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	27,20
168		16	3,53	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	24,20
169		17	3,47	15,20	27,00	2,95	0,01	0,00	25,40
170		20	2,57	15,20	27,00	3,69	0,01	0,00	33,60
171		21	3,52	15,20	27,00	3,69	0,01	0,00	24,90
172		23	3,96	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	30,20

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см^2 (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
173		24	5,02	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	27,30
174		28	2,48	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	35,60
175		29	3,02	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	32,50
176		30	2,99	15,20	27,00	1,79	0,01	0,00	32,80
177		32	2,98	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	38,80
178		33	4,03	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	33,60
179		34	2,50	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	41,50
180		35	2,53	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	44,60
181		36	5,08	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	25,70
182		37	5,05	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	27,90
183		38	2,49	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	43,30
184		39	2,49	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	39,40
185		42	3,01	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	39,30
186		43	3,96	15,20	27,00	2,74	0,01	0,00	32,60
187	[B34]	H50/1	3,01	20,00	35,90	5,25	0,02	0,00	99,69
188		H60/1	3,01	20,00	35,90	6,40	0,02	0,00	108,10
189		H75/1	3,01	20,00	35,90	7,26	0,02	0,00	99,93
190		H100/1	3,01	20,00	35,90	9,16	0,02	0,00	117,90
191	[B35]	ST1	2,88	36,00	27,80	5,53	0,02	0,00	128,00
192		ST2	2,88	36,00	27,80	5,53	0,02	0,00	119,00
193		ST3	2,88	29,00	27,80	5,19	0,02	0,00	108,00
194		ST8	2,88	29,00	27,80	4,86	0,02	0,00	81,00
195		ST16	4,49	29,00	17,80	5,42	0,03	0,00	74,30
196		ST23	2,88	29,00	27,80	6,20	0,01	0,00	90,00
197	[B36]	6	3,10	30,50	61,00	5,88	0,02	0,00	191,30
198	[B37]	B7H	3,70	10,20	17,80	8,07	0,01	0,00	24,51
199		B8H	3,70	10,20	17,80	8,35	0,01	0,00	19,79
200	[B38]	NNN-3	3,00	12,70	21,59	3,97	0,02	0,00	36,68
201		NHN-3	3,00	12,70	21,59	10,41	0,02	0,00	45,72
202	[B39]	LR-2,59-NS	2,59	10,16	17,14	5,65	0,01	0,00	26,68
203		LR-3,63-NS	3,63	10,16	17,14	5,49	0,01	0,00	21,79
204		HR-3,63-NS	3,63	10,16	17,14	7,28	0,01	0,00	20,02
205		HR-2,59-NS	2,59	10,16	17,14	7,03	0,01	0,00	29,80
206	[B40]	B4JL20-S	5,00	10,20	15,20	4,41	0,01	0,00	19,52
207		B3NO15-S	4,00	10,20	15,20	4,53	0,01	0,00	22,66
208		B3NO30-S	3,50	10,20	15,20	4,74	0,01	0,00	24,24

№ п/п	Источник	Шифр балки	a/h_0 (v1)	b_w, см (v2)	h_0, см (v3)	R, кН/см^2 (v4)	ρ_l (v5)	φ_f (v6)	Q_b, кН (v7)
209	[B42]	V10HC	3,27	20,20	30,60	4,23	0,03	0,00	88,86
210		V10HCS	3,27	20,30	30,60	4,92	0,03	0,00	100,50
211		V10HR	3,27	20,00	30,60	4,18	0,03	0,00	90,64
212		V10HRS	3,27	19,90	30,60	4,36	0,03	0,00	83,88
213	[B41]	B-2-200	2,00	18,50	20,00	9,37	0,04	0,00	232,36
214		B-2-700	2,00	18,50	70,00	9,69	0,04	0,00	574,98
215		B-3,5-200	3,50	18,50	20,00	8,95	0,04	0,00	69,93
216		B-3,5-400	3,50	18,50	40,00	8,95	0,04	0,00	134,68
217		B-3,5-700	3,50	18,50	70,00	10,74	0,04	0,00	199,43

Таблица А.4 – База данных для построения регрессионной модели вклада бетона Q_f [67]

№ п/п	Источник	Шифр балки	b_w, см (v1)	h_0, см (v2)	R_{bt} кН/см^2 (v3)	μ_l (v4)	Q_b, кН (v5)	Q, кН (v6)
1	Опыты автора	Б6	3,00	26,10	0,99	0,03	64,66	98,35
2		Б7	3,00	26,10	1,00	0,04	53,39	88,33
3		Б8	3,00	26,10	1,00	0,04	43,77	84,00
4		Б14	3,00	26,10	0,99	0,03	41,40	79,36
5	[B1]	B19, 25, B30	6,00	32,00	0,69	0,05	99,70	310,00
6		B20, B24, B29	6,00	32,00	0,48	0,05	99,88	258,00
7	[B2]	F_25,1, F_25,2	6,00	36,00	0,80	0,03	82,70	121,00
8		F_23,1, F_23,2	6,00	36,00	0,80	0,03	90,65	119,00
9	[B13]	F-1,7	5,00	23,00	1,19	0,01	30,12	62,65
10		F-2,2	5,00	23,00	1,19	0,02	35,35	60,09
11	[B3]	CH25/1, CH25/2	5,00	22,30	1,51	0,02	81,93	194,00
12		CH20/1	5,00	22,30	1,47	0,02	82,85	187,00
13		CH15/1, CH15/2	5,00	22,30	1,43	0,02	81,51	162,50
14		CL25/1, CL25/2	5,00	22,30	1,65	0,02	82,24	188,50
15		CL20/1, CL20/2	5,00	22,30	1,61	0,02	82,75	175,50
16		CL15/1, CL15/2	5,00	22,30	1,57	0,02	81,19	134,00
17	[B5]	UHPFRC-A-RC-NS	6,50	30,50	2,10	0,03	140,31	454,50
18		UHPFRC-B-RC-NS	6,50	30,50	1,74	0,03	140,59	447,50
19	[B6]	UHPFRC w/o TBR	2,00	18,10	1,60	0,07	47,72	92,00

№ п/п	Источник	Шифр балки	b_w, см (v1)	h_0, см (v2)	R_{bt} кН/см^2 (v3)	μ_l (v4)	Q_b, кН (v5)	Q, кН (v6)
20	[B7]	S25-F10-P0	5,00	63,00	1,85	0,01	191,39	488,00
21		S25-F15-P0	5,00	63,00	2,41	0,01	194,31	614,00
22		S25-F20-P0	5,00	63,00	2,78	0,01	193,75	527,00
23		S34-F10-P0	5,00	63,00	1,85	0,01	135,58	279,00
24		S34-F15-P0	5,00	63,00	2,41	0,01	139,25	308,00
25		S34-F20-P0	5,00	63,00	2,78	0,01	138,59	404,00
26		S17-F20-P0	4,00	93,00	2,78	0,01	276,75	869,00
27		S22-F20-P0	4,00	93,00	2,78	0,01	208,41	598,00
28	[B8]	Q1-F1-2	3,00	30,00	1,19	0,07	73,26	109,00
29		Q1-F1-3	3,00	30,00	1,24	0,07	73,76	100,00
30		Q2-F1-1	3,00	30,00	0,72	0,07	72,13	109,00
31		Q1-F2-1	3,00	30,00	0,73	0,07	74,11	78,00
32	[B9]	1-S25	4,00	44,50	1,30	0,06	175,19	415,10
33		1-S35	4,00	44,50	1,30	0,06	120,05	355,60
34		1-S35-A	4,00	44,50	1,30	0,06	120,05	387,70
35		1-S35-B	4,00	62,50	1,30	0,05	120,30	347,60
36		1-S35-C	4,00	62,50	1,30	0,05	120,30	321,10
37		2-S25	4,00	44,50	1,42	0,06	174,49	455,90
38		2-S35	4,00	44,50	1,42	0,06	120,51	371,80
39		2-S35-B	4,00	62,50	1,42	0,05	119,82	439,70
40		3-S25	4,00	44,50	0,54	0,06	175,92	427,70
41		3-S35	4,00	44,50	0,54	0,06	121,50	340,30
42		3-S35-B	4,00	62,50	0,64	0,05	120,80	354,50
43	[B10]	SR35 VF2 SS4	5,00	39,70	1,47	0,04	78,72	520,00
44		SR50 VF1 SS4	5,00	39,70	1,07	0,05	93,04	350,00
45		SR50 VF2 SS4	5,00	39,70	1,47	0,05	93,30	380,00
46		SR50 VF3 SS4	5,00	39,70	1,73	0,05	94,06	600,00
47		SR41 VF2 SS6	5,00	31,50	1,47	0,04	38,44	270,00
48		SR41 VF2 SS8	5,00	31,50	1,47	0,04	28,09	220,00
49		SR50 VF2 SS4	5,00	31,50	1,47	0,05	65,35	430,00
50		SR50 VF2 SS6	5,00	31,50	1,47	0,05	41,90	310,00
51	[B11]	TSF2	6,00	21,00	1,11	0,01	109,03	250,00
52	[42]	ST-I-2-0	4,00	11,40	0,71	0,05	36,16	76,00
53		ST-I-0,5-0	4,00	11,40	0,52	0,05	34,84	52,10
54		ST-I-1-0	4,00	11,40	0,61	0,05	34,69	52,50
55		ST-II-2-0	4,00	11,40	0,77	0,05	36,44	68,90
56		ST-III-2-0	4,00	11,40	0,65	0,05	35,99	66,20

Таблица А.5 – База данных для проверки регрессионных моделей и расчетных формул для расчета двутавровых СВПБ-балок на действие поперечных сил [67]

№ п/п	Источ.	Шифр балки	Опытные данные									Q_{IIHC}, кН	Q_{REG}, кН	Q_{CII}, кН	Q_{RIL}, кН	Q_{FIB}, кН
			a/h_0	b_w, см	h_0, см	μ_t, %	μ_{sw}, %	$\mu_{s,}$ %	R, МПа	R_{bt}, МПа	Q, кН					
1	Опыты автора	Б1 (2-Ф0-С1-20)	2	3	26	0	1,05	4,97	11,95	6,5	103	110,56	121,88	116,97	91,44	98,72
2		Б2 (2-Ф0-С0,8-20)	2	3	26	0	0,79	4,97	115,3	5,9	77	90,83	101,85	93,86	72,05	79,24
3		Б4 (2-Ф1,5-С1-20)	2	3	26	1,5	1,05	4,97	139,3	10,1	174	174,17	188,42	138,43	113,28	119,76
4		Б5 (2-Ф1,5-С0,8-20)	2	3	26	1,5	0,79	4,97	139,8	10,8	140	154,44	172,80	122,66	94,07	99,82
5		Б9 (3-Ф0-С1-20)	3	3	26	0	1,05	4,97	119,5	6,5	84,6	106,82	106,01	104,29	91,44	98,72
6		Б10 (3-Ф0-С0,8-20)	3	3	26	0	0,79	4,97	115,3	5,9	63,2	87,09	86,09	82,30	72,05	79,24
7		Б12 (3-Ф1,5-С1-20)	3	3	26	1,5	1,05	4,97	139,3	10,1	148	168,47	172,06	118,59	113,28	119,76
8		Б13 (3-Ф1,5-С0,8-20)	3	3	26	1,5	0,79	4,97	139,8	10,8	121	148,74	156,43	101,51	94,07	99,82
9	[B1]	B1	3,25	6	32	2	2,9	5,07	185,2	6,9	540	585,08	394,90	288,23	321,81	337,05
10		B2	3,25	6	32	2	2,9	5,07	184,2	6,9	578	585,08	394,83	288,23	321,74	336,83
11		B15	3,55	6	32	2	1,31	5,07	169,7	6,9	443	478,15	304,85	204,99	239,57	252,49
12		B26	3,55	6	32	2	1,31	5,07	162,8	6,9	516	478,15	304,40	204,99	239,04	250,87
13		B17	3,55	6	32	2	0,87	5,07	170,4	6,9	446	431,91	258,65	158,75	194,57	207,59
14		B36	3,55	6	32	1	1,31	5,07	169,8	4,8	445	422,54	272,48	184,76	219,48	253,90
15		B28	3,55	6	32	1	0,87	5,07	165,5	4,8	398	376,30	225,96	138,52	174,10	207,83
16		B22	3,55	6	32	0	2,09	5,07	154,3	2,8	337	505,78	275,39	248,82	253,62	272,30
17		B35	3,55	6	32	0	2,09	5,07	172,9	2,8	369	293,73	276,62	248,82	255,07	274,47
18		B16	3,55	6	32	0	1,31	5,07	168,2	2,8	300	210,49	193,08	165,58	173,62	192,84
19		B18	3,55	6	32	0	0,87	5,07	174,9	2,8	253	164,25	147,26	119,33	129,06	148,54

№ п/п	Источник	Шифр балки	Опытные данные									$Q_{ИНС}$, кН	Q_{REG}, кН	$Q_{СП}$, кН	Q_{RIL}, кН	Q_{FIB}, кН
			a/h_0	b_w, см	h_0, см	μ_f, %	μ_{sw}, %	$\mu_{s,\%}$	R, МПа	R_{bt}, МПа	Q, кН					
20	[B5]	UHPFRC-A-RC-WS	2,5	6,5	31	2,5	0,6	3,46	195	21	541	573,27	442,80	359,23	369,63	219,03
21		UHPFRC-B-RC-WS	2,5	6,5	31	2	0,6	3,46	212	17,3	521	546,85	401,68	315,76	212,45	196,62
22	[B6]	UHPFRC w TBR	2,8	2	18	3	0,94	7,01	157,9	16	115	117,41	117,12	65,15	94,16	64,52
23	[B8]	Q1-B1-1	4	3	30	0	0,73	6,87	228,6	4,2	92	110,71	105,12	84,68	86,34	97,54
24		Q1-B1-2	4	3	30	0	0,73	6,87	219,1	4,2	98	110,71	104,78	84,68	86,02	97,07
25		Q1-F1-B1-1	4	3	30	1	0,73	6,87	208,4	12,1	147	170,44	212,57	120,09	153,17	131,13
26		Q1-F1-B1-2	4	3	30	1	0,73	6,87	207,4	13,3	170	170,44	222,84	125,63	124,84	119,92
27		Q1-F2-B1-1	4	3	30	0,5	0,73	6,87	222,1	7,9	140	134,10	177,75	101,39	126,19	130,56
28	[42]	ST-I-2-0,74	3,17	4	11	2	0,07	4,96	116	7,1	97	71,89	56,93	27,51	36,61	38,71
29		ST-I-2-1,11	3,17	4	11	2	0,01	4,96	116	7,1	109	77,51	62,55	33,13	42,08	44,19
30	Опыты автора	Б3	2	30	261	0	0,00	0,03	118,02	5,8	35,1	31,64	33,60	34,28	12,39	18,59
31		Б6	2	30	261	1,5	0,00	0,03	137,21	12,5	98,4	95,25	96,30	73,92	34,38	35,09
32		Б7	2	30	261	1,5	0,00	0,04	149,66	12,5	88,3	94,98	96,44	73,92	35,11	37,96
33		Б8	2	30	261	1,5	0,00	0,04	149,66	12,5	84	85,06	96,48	73,92	32,19	39,45
34		Б11	3	30	261	0	0,00	0,03	118,02	5,8	15,7	27,90	21,19	22,86	12,39	18,59
35		Б14	3	30	261	1,5	0,00	0,03	137,21	12,5	79,4	89,55	83,51	49,28	34,38	35,09
36	[B1]	B25	3,55	60	320	2	0,00	0,05	188,40	15,4	320	339,42	285,65	148,49	101,43	97,23
37		B30	3,55	60	320	2	0,00	0,05	177,50	15,4	358	339,42	285,09	148,49	100,67	95,38
38		B20	3,55	60	320	1	0,00	0,05	161,90	11,7	266	283,81	230,02	112,85	80,71	91,31
39		B29	3,55	60	320	1	0,00	0,05	186,50	11,7	308	283,81	231,33	112,85	82,51	95,65
40		B21	3,55	60	320	0	0,00	0,05	160,80	6,4	82	71,76	45,73	62,19	37,06	55,60

№ п/п	Источник	Шифр балки	Опытные данные									$Q_{ИНС}$, кН	Q_{REG}, кН	$Q_{СП}$, кН	Q_{RIL}, кН	Q_{FIB}, кН
			a/h_0	b_w, см	h_0, см	μ_f, %	μ_{sw}, %	$\mu_{s,\%}$	R, МПа	R_{bt}, МПа	Q, кН					
41		B23	3,55	60	320	0	0,00	0,05	169,60	6,4	63	71,76	46,22	62,19	37,73	56,59
42	[B2]	F_25,1	2,5	60	360	1	0,00	0,03	137,60	10,7	121	120,69	188,77	139,80	58,20	79,44
43		F_25,2	2,5	60	360	1	0,00	0,03	137,60	10,7	121	120,69	188,77	139,80	58,20	79,44
44		F_23,1	2,3	60	360	1	0,00	0,03	137,60	10,7	119	118,20	193,34	151,95	58,20	79,44
45		F_23,2	2,3	60	360	1	0,00	0,03	137,60	10,7	119	118,20	193,34	151,95	58,20	79,44
46	[B3]	CH25/1	1,25	50	223	2,6	0,00	0,02	158,00	15,8	198	191,23	110,01	211,40	106,66	46,76
47		CH20/1	1,25	50	223	2	0,00	0,02	167,00	14,1	187	174,13	104,13	189,91	104,55	48,75
48		CH15/1	1,25	50	223	1,5	0,00	0,02	154,00	12,5	160	150,78	97,02	168,41	101,70	48,76
49		CL25/1	1,25	50	223	2,6	0,00	0,02	161,00	15,8	187	191,23	110,17	211,40	115,60	48,34
50		CL20/1	1,25	50	223	2	0,00	0,02	166,00	14,1	174	174,13	104,08	189,91	113,15	50,01
51		CL15/1	1,25	50	223	1,5	0,00	0,02	151,00	12,5	128	150,78	96,84	168,41	110,04	49,81
52		CH25/2	1,25	50	223	2,6	0,00	0,02	158,00	15,8	190	191,23	110,01	211,40	106,66	46,76
53		CH15/2	1,25	50	223	1,5	0,00	0,02	154,00	12,5	165	150,78	97,02	168,41	101,70	48,76
54		CL25/2	1,25	50	223	2,6	0,00	0,02	161,00	15,8	190	191,23	110,17	211,40	115,60	48,34
55		CL20/2	1,25	50	223	2	0,00	0,02	166,00	14,1	177	174,13	104,08	189,91	113,15	50,01
56		CL15/2	1,25	50	223	1,5	0,00	0,02	151,00	12,5	140	150,78	96,84	168,41	110,04	49,81
57	[B4]	NS00	2,9	50	350	0	0,00	0,03	141,05	4,2	91	99,28	32,75	38,62	25,80	38,69
58		NS08	2,9	50	350	0,8	0,00	0,03	147,69	7,4	340	336,15	106,62	67,74	386,23	141,21
59		NS16	2,9	50	350	1,6	0,00	0,03	146,71	7,8	531	532,19	109,67	70,78	402,30	140,87
60	[B5]	UHPFRC-A-RC-NS	2,5	65	305	2,5	0,00	0,03	203,00	14,4	455	463,99	244,03	171,71	825,43	199,89
61		UHPFRC-B-RC-NS	2,5	65	305	2	0,00	0,03	205,00	12,9	448	437,57	226,78	154,25	275,07	148,43

№ п/п	Источник	Шифр балки	Опытные данные									$Q_{ИНС}$, кН	Q_{REG}, кН	$Q_{СП}$, кН	Q_{RIL}, кН	Q_{FIB}, кН
			a/h_0	b_w, см	h_0, см	μ_f, %	μ_{sw}, %	$\mu_{s,\%}$	R, МПа	R_{bt}, МПа	Q, кН					
62		UHPC-A-NF-RC-NS	2,5	65	305	0	0,00	0,03	187,00	5,2	181	181,59	61,79	62,37	36,08	54,11
63	[B6]	UHPFRC w/o TBR	2,8	20	181	3	0,00	0,07	157,95	16,0	92	83,29	82,91	31,03	60,91	31,26
64	[B7]	S25-F10-P0	2,5	50	630	1	0,00	0,01	183,75	10,7	488	487,59	219,97	203,87	274,90	131,03
65		S25-F15-P0	2,5	50	630	1,5	0,00	0,01	198,17	12,5	614	509,62	240,47	237,89	343,71	139,98
66		S34-F10-P0	3,4	50	630	1	0,00	0,01	177,85	10,7	279	273,31	190,55	169,89	274,50	129,61
67		S34-F15-P0	3,4	50	630	1,5	0,00	0,01	203,23	12,5	308	327,33	211,42	198,24	344,03	141,16
68		S34-F20-P0	3,4	50	630	2	0,00	0,01	198,49	14,1	404	377,79	227,91	223,55	377,65	141,41
69		S17-F20-P0	1,7	40	930	2	0,00	0,01	196,38	14,1	869	871,15	330,88	465,88	377,68	153,26
70		S22-F20-P0	2,2	40	930	2	0,00	0,01	196,38	14,1	598	601,10	292,04	359,99	377,68	153,26
71	[B8]	Q1-1	4	30	300	0	0,00	0,07	224,29	4,2	41	45,10	34,59	19,32	22,30	33,46
72		Q1-F1-2	4	30	300	1	0,00	0,07	211,65	8,3	109	104,82	110,30	37,35	86,87	74,92
73		Q1-F1-3	4	30	300	1	0,00	0,07	219,02	8,30	100	104,82	110,54	37,35	89,64	76,67
74		Q2-F1-1	4	30	300	1	0,00	0,07	195,86	8,30	109	104,82	109,78	37,35	60,54	62,81
75		Q1-F2-1	4	30	300	0,5	0,00	0,07	224,29	6,37	78	68,49	93,91	28,64	62,37	71,50
76	[B9]	1-S25	2,5	40	445	1,5	0,00	0,06	175,43	12,5	415	435,31	266,19	134,43	224,37	120,79
77		1-S35	3,5	40	445	1,5	0,00	0,06	168,69	12,5	356	371,39	242,91	112,02	223,92	119,22
78		1-S35-A	3,5	40	445	1,5	0,00	0,06	168,69	12,5	388	371,39	242,91	112,02	223,92	119,22
79		1-S35-B	3,5	40	625	1,5	0,00	0,05	175,43	12,5	348	369,90	314,45	157,33	293,87	153,84
80		1-S35-C	3,5	40	625	1,5	0,00	0,05	175,43	12,5	321	369,90	314,45	157,33	293,87	153,84
81		2-S25	2,5	40	445	1,5	0,00	0,06	171,95	12,5	456	435,31	265,91	134,43	206,94	118,04
82		2-S35	3,5	40	445	1,5	0,00	0,06	171,95	12,5	372	371,39	243,09	112,02	206,94	118,04

№ п/п	Источник	Шифр балки	Опытные данные									$Q_{ИНС}$, кН	Q_{REG}, кН	$Q_{СП}$, кН	Q_{RIL}, кН	Q_{FIB}, кН
			a/h_0	b_w, см	h_0, см	μ_f, %	μ_{sw}, %	$\mu_{s,\%}$	R, МПа	R_{bt}, МПа	Q, кН					
83		2-S35-B	3,5	40	625	1,5	0,00	0,05	171,95	12,5	440	369,90	314,21	157,33	270,93	150,34
84		3-S25	2,5	40	445	1	0,00	0,06	179,12	10,7	428	429,76	240,28	115,20	138,60	111,13
85		3-S35	3,5	40	445	1	0,00	0,06	179,12	10,7	340	341,00	217,28	96,00	138,60	111,13
86		3-S35-B	3,5	40	625	1	0,00	0,05	179,12	10,7	355	319,50	280,62	134,83	180,95	141,55
87	[B44]	S25-F20-P0	2,5	50	645	2	0,00	0,01	195,33	14,1	527	529,33	261,04	274,64	382,21	143,40
88		S34-F20-P0	3,4	50	645	2	0,00	0,01	198,49	14,1	404	385,86	231,82	228,87	382,42	144,17
89		S17-F20-P0	1,7	40	945	2	0,00	0,01	196,38	14,1	869	862,89	334,21	473,39	381,48	155,34
90		S22-F20-P0	2,2	40	945	2	0,00	0,01	196,38	14,1	598	600,63	295,23	365,80	381,48	155,34
91	[B10]	SR35 VF2 SS4	4	50	397	2	0,00	0,04	148,00	14,6	520	518,62	237,79	145,57	184,24	100,64
92		SR50 VF1 SS4	4	50	397	1	0,00	0,05	144,00	10,6	350	349,85	224,60	105,87	146,24	109,76
93		SR50 VF2 SS4	4	50	397	2	0,00	0,05	146,00	14,6	380	421,34	285,12	145,57	187,47	110,27
94		SR50 VF3 SS4	4	50	397	3	0,00	0,05	152,00	17,3	600	501,69	325,22	172,03	215,33	111,76
95		SR41 VF2 SS6	6	50	315	2	0,00	0,04	147,00	14,6	270	271,31	183,66	115,50	154,27	85,83
96		SR41 VF2 SS8	8	50	315	2	0,00	0,04	149,00	14,6	220	220,91	178,03	115,50	154,40	86,22
97		SR50 VF2 SS4	4	50	315	2	0,00	0,05	146,00	14,6	430	431,09	214,10	115,50	155,61	89,83
98		SR50 VF2 SS6	6	50	315	2	0,00	0,05	147,00	14,6	310	260,07	201,19	115,50	155,68	90,03
99	[B11]	TSF2	1	60	210	2	0,00	0,01	181,20	11,0	250	249,99	109,97	209,16	89,72	54,63

Список источников, использованных при составлении баз данных работы на поперечную силу СВПБ-балок

[B1] **Meszoly, T.** Shear Behavior of Fiber-Reinforced Ultra-High Performance Concrete Beams / T. Meszoly, N. Randl // Engineering Structures. – 2018 – Vol.168. – pp.119–127.

[B2] **Zagon, R.** Shear behaviour of SFR-UHPC I-shaped beams / R. Zagon, S. Matthys, Z. Kiss // Construction and Building Materials. – 2016. – Vol.124. – pp.258-268.

[B3] **Ţibea, C.** Ultimate shear response of ultra-high-performance steel fibre-reinforced concrete elements / C. Ţibea, Dan V. Bompa // Archives of Civil and Mechanical Engineering. –2020. – Vol. 20, No. 49. – 16 pp.

[B4] **Pansuk, W.** Shear capacity of high performance fiber reinforced concrete I-beams / W. Pansuk, T. Nguyen, Y. Sato, J. d. Uijl, J. Walraven // Construction and Building Materials. – 2017. – Vol. 157. pp. 182-193.

[B5] **Baby, F.** Shear Behavior of Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete Beams: I - Experimental Investigation / F. Baby, P. Marchand, F. Toutlemonde // Journal of Structural Engineering. – 2014. – Vol.140, No 5 – 10 pp.

[B6] **Telleen, K.** Experimental investigation into the shear resistance of a reinforced UHPFRC web element / K. Telleen, T. Noshiravani, R. Galrito, E. Brühwiler // 8th fib PhD Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark. – June 20-23, 2010. – 6 pp.

[B7] **Yang, I-H.** Shear Behaviour of Ultra-High-PerformanceFibre-Reinforced Concrete Beams Without Stirrups / I-H. Yang, C. Joh, B-S. Kim // Magazine of Concrete Research. – 2012. – Vol.64, No.11). – pp.979–993.

[B8] **Thiemicke, J.** Experimental and numerical investigations on I-shaped UHPC-beams with combined reinforcement under shear load. / J. Thiemicke, E. Fehling // In book: Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation. 1st Edition. – 2016. – pp.1363-1367.

[B9] **Lee, J-H.** Shear strength of ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) I-shaped Beams without stirrup / J-H. Lee, S-G. Hong // Journal of the Korea Concrete Institute. – 2017. – Vol. 29. – pp. 53-64.

[B10] **Wu, X.** First diagonal cracking and ultimate shear of I-shaped reinforced girders of ultra-high performance fiber reinforced concrete without stirrup / X. Wu, S-M. Han // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2009. – Vol.3. – pp.47-56.

[B11] **Magureanu, C.** Bending and shear behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete / C. Magureanu, I. Sosa, C. Negrutiu, B. Heghes // High Performance Structures and Materials V. 2010. Vol 112. pp. 79 – 89.

[B12**] Hasgul, U.** Steel Fiber Use as Shear Reinforcement on I Shaped UHP-FRC Beams / U. Hasgul, A. Yavas¸ T. Birol, K. Turker // Applied Sciences. – 2019. – Vol.9, No. 24. – 17 pp.

[B13] **Yavas¸ A.** Impact of Reinforcement Ratio on Shear Behavior of I-Shaped UHPC Beams with and without Fiber Shear Reinforcement / A. Yavas, Goker C.O. // Materials. – 2020. – Vol.13, No.7– 17 pp.

[B14] **Bae, B-I.** Evaluation of the Ultimate Strength of the Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Beams. / B-I Bae, M-S Lee, C-S Choi, H-S Jung, H-K Choi // Applied Sciences. – 2021; Vol.11. No. 7. – 17 pp.

[B15] **Hamrat, M.** Shear Behaviour of RC Beams without Stirrups Made of Normal Strength and High Strength Concretes / M. Hamrat, B. Boulekbache, M. Chemrouk, S. Amziane // Advances in Structural Engineering. – 2010. – Vol. 13, No. 1. – pp. 29-41.

[B16] **Perera, R.** Prediction of the ultimate strength of reinforced concrete beams FRP-strengthened in shear using neural networks / R. Perera, M. Barchín, A. Arteaga, A. De Diego. // Composites Part B: Engineering. – 2010. –Vol. 41, No. 4. – pp 287-298.

[B17] **Bui, T.** Shear Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams Without Stirrups: Experimental Investigation / T. Bui, W. S. A. Nana, B. Doucet-Ferru, A. Bennani, H. Lequay, A. Limam // International Journal of Civil Engineering. – 2020. – Vol.18. No. 5. – pp. 865-881.

[B18] **Reddy, L.S.** Shear Response of Fibrous High Strength Concrete Beams without Web Reinforcement / L.S. Reddy, N.V. Rao, T.D. Rao // Civil Engineering Dimension. – 2011. – Vol. 13, No. 1 – pp. 50-58.

[B19] **Kwak, Y.-K.** Marc. Eberhard, W.-S. Kim, J. Kim. Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups / Y.-K. Kwak,Marc. Eberhard, W.-S. Kim, J. Kim // ACI Structural Journal. – 2002. – Vol. 99. **–** pp. 530–538.

[B20] **Arowojolu, O.** Influence of Shear Span-to-Effective Depth Ratio on Behavior of High-Strength Reinforced Concrete Beams / O. Arowojolu, A. Ibrahim, A. Almakrab, N. Saras, R. Nielsen // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2021. – Vol. 15, No. 1. – 12 pp.

[B21] **Mohammed, M. H.** Shear Behavior of Reactive Powder Concrete Beams with and without Coarse Aggregate / M. H. Mohammed-Shear // Engineering, Materials Science. – 2018. – Vol. 2. – pp. 86–90.

[B22] **Morrow, J.** Shear strength of reinforced concrete frame members without web reinforcement / J. Morrow, I.M. Viest // ACI Journal. – 1957. – Vol. 28, No. 9. – pp. 833-869.

[B23] **Elzanaty, A. H.** Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete / A. H. Elzanaty, A. H. Nilson, F.O. Slate // ACI Journal. – 1986. – Vol. 83, No. 2. – pp. 290-296.

[B24] **Mphonde, A. G.** Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams Without Stirrups / A. G. Mphonde, G.C. Frantz // ACI Journal. Vol.81, No.4. – 1984. – pp.350-357.

[B25] **Islam, M.S.** Shear capacity of high- strength concrete beams with their point of inflection within the shear span / M.S. Islam, H.J. Pam, A.K.H. Kwan // Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and buildings. –1998. – Vol. 128, No. 1. – pp. 91-99.

[B26] **Collins, M.P.** How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs and footings? / M.P. Collins, D. Kuchma // ACI Structural Journal. – 1999. – Vol. 96, No.4. – pp. 482-490.

[B27] **Ahmad, S. H.** Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams / S. H. Ahmad, A. R. Khaloo, A. Poveda // ACI Journal, Proceedings. 1986. – Vol. 83, No. 2. – pp. 297-305.

[B28] **Yoon, Y.-S.** Minimum shear reinforcement in normal, medium and high-strength concrete beams / Y.-S. Yoon, W.D. Cook, D. Mitchell // ACI Structural Journal. –1996. – Vol. 93, No. 5. – pp. 576-584.

[B29] **Ahmad, S.H.** Shear Strength of Reinforced Lightweight Concrete Beams of Normal and High Strength Concrete / S.H. Ahmad, Y. Xie, T. Yu // Magazine of Concrete Research. 1994. – Vol. 46, No. 166.

[B30] **Kim, J.K.** Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams without Web Reinforcement / J.K. Kim, Y.D. Park // Magazine of Concrete Research. – 1994. – Vol. 46.

[B31] **Bazant, Z.P.** Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups / Z.P. Bazant, M.T. Kazemi, // ACI Journal. – 1991. – Vol. 88, No. 3. – pp. 268-276.

[B32] **Thorenfeldt, E.** Shear capacity of reinforced high strength concrete beams / E. Thorenfeldt, G. Drangsholt // ACI 2nd International Symposium on HSC, ACI SP 121.8. – 1990. – pp.129-154.

[B33] **Kani, M.W.** (1979*).* Kani on shear in reinforced concrete / M.W. Kani, M.W. Huggins, P.F. Wiltkopp, //Department of Civil Engineering. University of Toronto, Canada. –1979. – 225 pp.

[B34] **Bohigas A. C.** Shear design of reinforced high-strength concrete beams / Antoni Cladera Bohigas. // Doctoral Thesis. Barcelona, December. – 2002. – 325 pp.

[B35] **Adebar, P.** Shear strength of members without transverse reinforcement / P. Adebar, M.P. Collins // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1996. – Vol. 23. – pp. 30–41.

[B36] **Johnson, M. K.** Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete / M. K. Johnson, J. A. Ramirez // ACI Structural Journal. – 1989. – Vol. 86, No. 4. – pp. 376-382.

[B37] **Ahmad, S.H.** Web reinforcement effects on shear capacity of reinforced high-strength concrete beams / S.H. Ahmad, F. Park, K. El-Dash, // Magazine of Concrete Research. – 1995. – Vol 47, No.172. pp.227-233.

[B38] **Xie, Y.** Shear ductility of reinforced concrete beams of normal and high strength concrete/ Y. Xie, S.H. Ahmad, T. Yu, S. Hino, W. Chung // ACI Journal. – 1994. – Vol. 91, No.2. – pp. 140–149. Pages 147-159.

[B39] **Salandra, M.A.** Shear capacity of reinforced lightweight high-strength concrete beams"/ M.A. Salandra, S.H. Ahmad // ACI Journal. – 1989. – Vol. 86, No. 6. – pp. 697–704.

[B40] **Kulkarni, S.M.** Response of Reinforced Concrete Beams at High Strain Rates. / S.M. Kulkarni, S.P. Shah // ACI Structural Journal. – 1998. – Vol.95, No.6. – pp. 705-715.

[B41] **González Fonteboa, B.** Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante. Tesis doctoral dirigida por Prof. Fernando Martínez, ETSECCP de la Coruña, Universidad de la Coruña, 2002. – 112 pp.

[B42] **Tavio.** Experimental Investigation on Size Effect in Shear of High-Strength Concrete Beams / **Tavio.** // The Journal for Technology and Science. – 2009. – Vol. 20, No.1. – pp.11-23.

[B43] **Qi, J.** Shear strength of fiber-reinforced high-strength steel ultra-high-performance concrete beams based on refined calculation of compression zone depth considering concrete tension / J. Qi, X. Ding, Z. Wang, H. Yuqing //Advances in Structural Engineering. – 2019. – Vol. 22. pp.2006-2018.

[B44] **Lee, J.W.** Estimation of Shear Behavior of Ultra High Performance Concrete I Girder without Shear Stirrups / J.W. Lee, C. Joh, E.S. Choi, I.J. Kwak, B.S. Kim //Key Engineering Materials. – 2013. –Vol. 525-526. – pp 557-560

Приложение Б
Документы о внедрении результатов работы

Акционерное общество территориальный
институт по жилищно-гражданскому проектированию
«КРАСНОДАРГРАЖДАНПРОЕКТ»
АО ТИЖГП «Краснодаргражданпроект»

Юридический адрес: 350063, Краснодарский край, город Краснодар, улица Мира, дом 58, комната 15
Почтовый адрес: Орджоникидзе ул., д. 41, комн. 404, г. Краснодар, Краснодарский край, 350000
Тел. 8 (861) 262-53-55, 8 (800) 301-42-62, www.krgp.ru, e-mail: krgp@krgp.ru
ОКПО 03980387, ОГРН 1022301172178, ИНН 2310011849, КПП 230901001

03.04.2025 № 743/БГ

На № _____ от _____

В диссертационный совет
ДГТУ Д24.2.297.02
по присуждению ученых степеней

АО ТИЖГП «Краснодаргражданпроект» сообщает об успешном использовании результатов докторской диссертации Тамова Мурата Мухамедовича, посвященной разработке методов расчета с использованием инструментов конечно-элементного, нейросетевого и регрессионного моделирования сопротивления изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов, при выполнении проектных работ. Разработанный комплекс расчетных методов позволяет принимать надежные решения при проектировании железобетонных конструкций при пониженной материалоемкости. Экономический эффект, полученный в результате оптимизации конструктивных решений на запроектированных объектах, составил более 30 млн. рублей.

Генеральный директор В.М. Погосян

Российская Федерация
Республика Адыгея

ООО
ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
«АДЫГЕЯГРАЖДАНПРОЕКТ»

385020, г. Майкоп, ул. П. Лумумбы, 106
Тел.: 8 (8772) 57-95-52
Филиал «Центральный» Банка ВТБ (ПАО)
г. Москва
Р/счет № 40702810600950000035
К/сч: 30101810145250000411
БИК: 044525411
ИНН: 0105039380 КПП: 010501001
ОГРН: 1030100530570 ОКВЭД 71.11

Исх. № 96
от «24» февраля 2026 г.

В диссертационный совет Д.24.2.297.02
при ФГБОУ ВО «Донской государственный
технический университет»

Настоящим письмом ООО ПИ «Адыгеягражданпроект» подтверждает, что материалы диссертации Тамова Мурата Мухамедовича на соискание ученой степени доктора технических наук по теме: «Методология расчета изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона с использованием цифровых технологий» внедрены в практику проектирования нашей организации.

Разработанные в диссертации численные модели расчета изгибаемых железобетонных конструкций с применением композитных материалов были использованы при проектировании и технико-экономических обоснованиях конструктивных решений объектов жилищной и социальной инфраструктуры. Достигнутый экономический эффект по состоянию на конец четвертого квартала 2025 г. составляет более 15 000 000 (пятнадцати миллионов) рублей.

С уважением,
Директор института **Ю.В. Киселев**

Акционерное общество
проектно-изыскательский институт
«Кубаньводпроект»
(АО «Кубаньводпроект»)

350020, КРАСНОДАРСКИЙ КРАЙ, Г. КРАСНОДАР, УЛ. КРАСНАЯ, Д. 180/А, ЛИТЕР В, ПОМЕЩ. 203
Тел.: (861) 253-73-35, факс: (861) 215-20-45 ИНН 2310016660 КПП 231001001 р/с 40702810926020012993
ФИЛИАЛ "РОСТОВСКИЙ" АО "АЛЬФА-БАНК" к/с 30101810500000000207 БИК 046015207
E-mail: kvp@kubvodpro.ru web: www.kubvodpro.ru

от 10.02.2026 № _____

на №_____ от _____

В диссертационный совет Д.24.2.297.02
при ФГБОУ ВО «Донской государственный
технический университет»

Настоящим письмом АО «КУБАНЬВОДПРОЕКТ» подтверждает, что результаты диссертационного исследования Абуизеиха Юсефа К.И. на соискание ученой степени кандидата технических наук, выполненного под руководством доцента Тамова Мурата Мухамедовича, представляют научно-практический интерес и применяются нашей организацией при проектировании зданий и сооружений. Разработанные теоретические положения и практические рекомендации используются при расчетах и конструировании изгибаемых железобетонных элементов с дисперсным стальным армированием.

Генеральный директор
АО «КУБАНЬВОДПРОЕКТ»,
канд. юрид. наук _____ А.Е. Харитонов

СОЮЗ СРО
КРАСНОДАРСКИЕ ПРОЕКТИРОВЩИКИ

Россия 350033, Краснодарский край, г. Краснодар ул. им. Суворова, 129, помещение 25,
Тел.: (861) 259-52-87,
e-mail: info@sro93.ru, www.SRO93.ru

Исх. № 36 дата 17.09.2025г.
Вх. №_____ дата_____

В диссертационный совет ДГТУ
по присуждению ученых степеней

Настоящим письмом подтверждаем, что результаты научных исследований доцента Тамова М.М. и аспиранта Абуизеиха Юсефа К.И., посвященных развитию методов расчета изгибаемых элементов из высокопрочного и сверхвысокопрочного бетона с дисперсным армированием, внедрены в практику проектирования членами Союза «Саморегулируемая организация «Краснодарские проектировщики» на объектах Краснодарского края.

Исполнительный директор
Союза «СРО «Краснодарские проектировщики» _____ А.Г. Хот

Союз «Саморегулируемая организация «Краснодарские проектировщики»
ИНН 2308165834 КПП 231001001 ОГРН 1102300002397
р/сч. № 40703810747200000019 в Филиале "Южный" ПАО "УРАЛСИБ" г. Краснодар
к/сч № 30101810400000000700 БИК 040349700
www.SRO93.ru

№00127

АО «Опытный завод железобетонных изделий»

350059, г.Краснодар, ул.Новороссийская,43; e-mail: ozgbi@mail.ru;2 31-69-09(факс) приёмная;
ИНН 2312017229/КПП 231201001; р/с 40702810000110003598; к/с 30101810400000000700;
БИК 040349700; Филиал «Южный» ОАО «УралСиб» г.Краснодар

Исх. №20
от 10.04.2025г

В диссертационный совет
ДГТУ Д24.2.297.02
по присуждению ученых степеней

Акционерное общество «Опытный завод железобетонных изделий» удостоверяет, что результаты исследований соискателя ученой степени доктора технических наук Тамова Мурата Мухамедовича были успешно внедрены в практику проектирования и производства следующих конструкций: ПДН, ПАГ, плиты дорожные, цокольные панели (самонесущие) из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов для объектов промышленного и гражданского строительства. Экономический эффект в результате внедрения в течение трех лет составил более 15 миллионов рублей.

Генеральный директор Н.Ю. Дехтяренко

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫЙ ЗАСТРОЙЩИК «ОБД»

ул.Тихорецкая, д.20, Краснодар, 350059; тел/факс (861) **263-78-14**
ОКПО 05035925 ОГРН 1022301172453 ИНН/КПП 2312016730/230750001

№ 703 от 14.04.2025г.

В диссертационный совет
ДГТУ Д24.2.297.02
по присуждению ученых степеней

Акционерное общество Специализированный застройщик «ОБД» сообщает, что результаты научных исследований М.М. Тамова в докторской диссертации внедрены в практику строительства – издан стандарт предприятия по производству наружных трехслойных панелей (АО СЗ «ОБД») для применения при возведении многоэтажных жилых домов в Краснодарском крае и Ростовской области.

Генеральный директор АО СЗ «ОБД» _____ **А.Л. Залуцкий**

М.П.

Общество с ограниченной ответственностью
«Специализированный застройщик
«Инвестиционно-строительная компания
«БУДМАР»
350020, г. Краснодар, ул. Одесская, 41, ИНН 2310081363, КПП 231001001,
р/с 40702810100090000157, к/с 30101810200000000722, БИК 040349722,
КБ «Кубань Кредит» ООО г. Краснодар, тел. 8 (86162) 31-7-93.

Исх № 719
от 14.05.2025.

В диссертационный совет
ДГТУ Д24.2.297.02
по присуждению ученых степеней

Сообщаем Вам, что результаты докторской диссертации Тамова Мурата Мухамедовича успешно внедрены в практику производства ООО "СЗ "ИСК "БУДМАР". Предприятием произведен выпуск опытно-серийной партии двутавровых балок с малыми толщинами стенок и полок из сверхвысокопрочного бетона для применения при строительстве транспортных и промышленных сооружений. Разработанные на основе результатов диссертации решения позволили снизить производственные затраты и получить экономический эффект свыше 35 млн. руб.

Генеральный директор
ООО "СЗ "ИСК "БУДМАР" _____ Н.В. Алиферова

М.П.

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«ТОРГОВЫЙ ДОМ БМЗ»

Почтовый адрес: 125167, г. Москва, Театральная аллея, д. 3, стр. 1
Юридический адрес: 125167, г. Москва, вн. тер. г. Муниципальный округ Аэропорт, Театральная аллея, д. 3, стр. 1
ОГРН 1077760951894, ИНН/КПП 7714713602/771401001
тел: +7 (495) 649-65-37, 649-65-38
www.bmzm.ru; e-mail: info@bmzm.ru
р/с 40702810000000294440 в ПАО "Промсвязьбанк"
г. Москва, к/с 30101810400000000555, БИК 044525555

24.03.2024 № 482/1

В диссертационный совет ДГТУ Д24.2.297.02
по присуждению ученых степеней

ОАО «БМЗ-Управляющая компания холдинга «БМК» сообщает, что результаты диссертационного исследования Салиба М.И.Ф., выполненного под руководством канд. техн. наук, доц. Тамова М.М., внедрены в практическую деятельность нашего предприятия. По результатам рассмотрения работы принято решение о внесении изменений в стандарт предприятия в части рекомендаций по изготовлению бетонов высоких классов прочности с применением стальной фибры.

Главный менеджер Зайцев И.В.

Общество с ограниченной ответственностью

«НЗК»

ИНН/КПП 5257168741/525701001, ОГРН 1175275000416

603092, г. Нижний Новгород, ул. Тепличная, д.2 А, литер Ч.

исх.9 от 22.02.2023

В диссертационный совет
Д.24.2.297.02
Донского государственного
технического университета

Сообщаем Вам, что ведущими специалистами ООО «НЗК» рассмотрены материалы диссертации Усанова Сергея Владимировича на соискание ученой степени кандидата технических наук по теме: «Сопротивление стенок железобетонных двутавровых балок с композитной поперечной арматурой и его нейросетевое и численное моделирование», выполненной под руководством канд. техн. наук, доцента Тамова Мурата Мухамедовича.

Направление исследования, на наш взгляд, является актуальным и представляет практический интерес. По результатам исследования было принято решение о внесении изменений в стандарт предприятия в части рекомендаций по изготовлению изделий для поперечного армирования изгибаемых элементов.

Директор ООО «НЗК» Д.Г.Кузнецов

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
FEDERAL STATE BUDGETARY EDUCATIONAL INSTITUTION OF HIGHER EDUCATION

«КУБАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ФГБОУ ВО «КубГТУ»)

350072, Россия, Краснодар, ул. Московская, д. 2,
Телефон: (861)274-52-53
ИНН 2310018876, КПП 231001001,
ОКПО 02067862, ОГРН 1022301604610.
www.kubstu.ru, E-mail:rector@kubstu.ru

«KUBAN STATE TECHNOLOGICAL UNIVERSITY»
(KUBSTU)

2, Moskovskaja St., Krasnodar-city, Rossia, 350072
Phone: 7(861)274-52-53
www.kubstu.ru, E-mail:rector@ kubstu.ru

10.04.2025 № 03.01-11/148

на №_____от _____

ФГБОУ ВО «Донской государственный
технический университет»
Председателю диссертационного совета
Д 24.2.297.02
Маиляну Л.Р.

Кубанский государственный технологический университет сообщает, что результаты докторской диссертации Тамова Мурата Мухамедовича, посвященной совершенствованию методов расчета балок из сверхвысокопрочного фибробетона и армированных композитной арматурой с использованием инструментов цифровых технологий внедрены в учебный процесс КубГТУ при обучении по следующим дисциплинам:

- «Железобетонные и каменные конструкции (общий курс)» по направлению специалитета 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»;

- «Спецкурс железобетонных конструкций» по направлению магистратуры 08.04.01 «Строительство».

Проректор по учебной работе КубГТУ _____ Е.М. Дьяконов

Бабич Дарья Александровна тел.: 8(861) 255-65-67

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ
И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего образования
«Донской государственный
технический университет»
(ДГТУ)**

344003, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1
Приемная ректора т.8(863) 273-85-25
Общий отдел т.8(863) 273-85-11
Факс/т.8(863) 232-79-53
E-mail: reception@donstu.ru
ОКПО 02069102 ОГРН 1026103727847
ИНН/КПП 6165033136/616501001
_____№_____
На № _____ от _____

В диссертационный совет

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет» сообщает о внедрении результатов докторской диссертации Тамова Мурата Мухамедовича «Методология расчета изгибаемых конструкций из сверхвысокопрочного фибробетона с использованием цифровых технологий» в учебный процесс на факультете «Промышленное и гражданское строительство» ДГТУ в общем и специальном курсах «Железобетонные конструкции» для студентов строительных специальностей.

Проректор по учебной работе
и международной деятельности,
доктор технических наук, профессор А.Н.Бескопыльный

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

**Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Тюменский индустриальный университет»
(ТИУ)**

ул. Володарского, д. 38, г. Тюмень, 625000
телефон/факс: (3452) 28-36-60, E-mail: general@tyuiu.ru, http://www.tyuiu.ru
ОКПО 02069349; ОГРН 1027200811483; ИНН/КПП 7202028202/720301001

11.04.2025 № 03-04-03-156
На № _____ от _____

В диссертационный совет Д 24.2.297.02
при ФГБОУ ВО «Донской государственный
технический университет»

Тюменский индустриальный университет свидетельствует, что при подготовке студентов по направлениям 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» (специализация «Строительство высотных и большепролетных зданий и сооружений») и 08.04.01 «Строительство» (направленность «Теория и проектирование зданий и сооружений») в материалах дисциплин используются теоретические и практические данные по докторской диссертационной работе Тамова Мурата Мухамедовича.

Первый проректор ТИУ,
канд. экон. наук, доц. _____ Р.И. Абдразаков

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«МАЙКОПСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ФГБОУ ВО «МГТУ»)

Первомайская ул., 191, г. Майкоп, 385000
тел.: (8772) 52-31-31; факс: (8772) 52-31-31, 52-30-03
E-mail: info@mkgtu.ru, http://mkgtu.ru/
ОКПО 32351356, ОГРН 1020100686585, ИНН/КПП 0105014177/010501001

Адыгэ Республикэмкэ зыщарагъэгъотырэ федеральнэ къэралыгъо бюджет учреждениеу
«МЫЕКЪОПЭ КЪЭРАЛЫГЪО ТЕХНОЛОГИЧЕСКЭ УНИВЕРСИТЕТ»
(АГЪЭФКЪБУ «МКЪТУ»)

Первомайскэ ур., 191, къ. Мыекъуапэ, 385000
тел.: (8772) 52-31-31; факс: (8772) 52-31-31, 52-30-03
E-mail: info@mkgtu.ru, http://mkgtu.ru/
ОКПО 32351356, ОГРН 1020100686585, ИНН/КПП 0105014177/010501001

09.04.2025 № 01-13-1221/14

На № _____ от _____

В диссертационный совет Д 24.2.297.02
при ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет»

Майкопский государственный технологический университет сообщает, что результаты научно-квалификационной работы Тамова М.М. на соискание ученой степени доктора технических наук внедрены в учебный процесс МГТУ.

Они используются студентами направления «Строительство» при изучении курсов «Железобетонные и каменные конструкции» и «Железобетонные конструкции. Инженерные сооружения» на Технологическом факультете МГТУ.

Проректор по учебной работе,
д-р экон. наук, доц. Л.И. Задорожная

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РФ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«КАБАРДИНО-БАЛКАРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АГРАРНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ИМЕНИ В.М.КОКОВА»

360030, г. Нальчик, пр. Ленина 1в
тел.: (8662)40-41-07, факс (8662)40-55-06
E-mail: kbgsha@rambler.ru, kbsaa@mail.ru

ИНН 0711029536 КПП 072501001
Р/С 40501810100272000002
в Отделение- НБ Кабардино-Балкарская Республика г.Нальчик

22.04.2025 № 10-20/670
На № _____ от _____

В диссертационный совет Д 24.2.297.02
при ФГБОУ ВО «Донской
государственный технический
университет»

Кабардино-Балкарский государственный аграрный университет имени В.М. Кокова сообщает, что результаты докторской диссертации Тамова Мурата Мухамедовича, посвященной разработке методов расчета изгибаемых конструкций из высокопрочных и сверхвысокопрочных композитных материалов, внедрены в учебный процесс и читаются студентам по дисциплине «Прогрессивные железобетонные конструкции» по направлению магистратуры 08.04.01 «Строительство».

Проректор по учебной работе
ФГБОУ ВО Кабардино-Балкарский ГАУ,
канд. экон. наук, доцент О.А. Красовская

Исполнитель:
Созаев А.А.
8-928-912-05-44

Приложение В

Патенты на полезные модели

ПАТЕНТ

НА ПОЛЕЗНУЮ МОДЕЛЬ

№ 114154

РЫЧАЖНО-РАМНАЯ ИСПЫТАТЕЛЬНАЯ УСТАНОВКА

Патентообладатель(ли): ***Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования "Кубанский государственный технологический университет" (ФГБОУ ВПО "КубГТУ") (RU)***

Автор(ы): ***см. на обороте***

Заявка № **2011144452**

Приоритет полезной модели **02 ноября 2011 г.**

Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей Российской Федерации ***10 марта 2012 г.***

Срок действия патента истекает **02 ноября 2021 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности

Б.П. Симонов

Автор(ы): ***Починок Владимир Петрович (RU), Тамов Мухамед Алиевич (RU), Тамов Мурат Мухамедович (RU)***

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ПОЛЕЗНУЮ МОДЕЛЬ

№ 163303

УСТАНОВКА ДЛЯ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ КРУПНОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

Патентообладатель(ли): ***Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Кубанский государственный технологический университет" (ФГБОУ ВО "КубГТУ") (RU)***

Автор(ы): ***см. на обороте***

Заявка № **2015135981**

Приоритет полезной модели **25 августа 2015 г.**

Зарегистрировано в Государственном реестре полезных моделей Российской Федерации ***23 июня 2016 г.***

Срок действия патента истекает **25 августа 2025 г.**

Руководитель Федеральной службы по интеллектуальной собственности

Г.П. Ивлиев

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

(19) **RU** (11) **163 303** (13) **U1**

(51) МПК
G01N 3/20 (2006.01)

ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ

(12) ОПИСАНИЕ ПОЛЕЗНОЙ МОДЕЛИ К ПАТЕНТУ

(21)(22) Заявка: **2015135981/28, 25.08.2015**

(24) Дата начала отсчета срока действия патента:
25.08.2015

Приоритет(ы):
(22) Дата подачи заявки: **25.08.2015**

(45) Опубликовано: **10.07.2016**

Адрес для переписки:
350072, г. Краснодар, ул. Московская, 2, ФГБОУ ВО "КубГТУ", отдел интеллектуальной и промышленной собственности, начальнику ОИПС Тихомировой Н.А.

(72) Автор(ы):
Тамов Мухамед Алиевич (RU),
Тамов Мурат Мухамедович (RU),
Починок Владимир Петрович (RU),
Усанов Сергей Владимирович (RU)

(73) Патентообладатель(и):
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Кубанский государственный технологический университет" (ФГБОУ ВО "КубГТУ") (RU)

(54) УСТАНОВКА ДЛЯ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ КРУПНОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЕЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПОПЕРЕЧНЫЙ ИЗГИБ

(57) Реферат:

Полезная модель относится к строительству, а именно к установкам для научных и/или производственных испытаний крупномасштабных моделей и натурных образцов строительных, мостовых и тому подобных конструкций на поперечный изгиб.

Технический результат заключается в возможности испытания двух- и трехпролетных образцов и одновременного испытания двух образцов за счет введения в конструкции рамы промежуточных.

Технический результат достигается тем, что установка для статических испытаний крупномасштабных моделей строительных конструкций на поперечный изгиб, включает замкнутую прямоугольную раму с двумя стойками с отверстиями и установленными в эти отверстия опорными столиками, верхним и нижним ригелями, причем в конструкцию прямоугольной рамы при испытании двух испытываемых образцов одновременно или одного образца по двух- или трехпролетной схеме вводят дополнительные стойки с отверстиями по всей высоте для установки динамометрических опор в уровне расположения опорных столиков основных стоек рамы.

RU 163303 U1

RU 163303 U1

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ПОЛЕЗНУЮ МОДЕЛЬ

№ 215721

Опалубка двутавровых и тавровых балок

Патентообладатель: ***Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Кубанский государственный технологический университет" (ФГБОУ ВО "КубГТУ") (RU)***

Авторы: ***Тамов Мурат Мухамедович (RU), Софьяников Олег Дмитриевич (RU), Салиб Мина Ибрахим Фахми (RU), Абуизеих Юсеф Касем Июсеф (RU)***

Заявка № **2022124510**
Приоритет полезной модели **16 сентября 2022 г.**
Дата государственной регистрации
в Государственном реестре полезных
моделей Российской Федерации **22 декабря 2022 г.**
Срок действия исключительного права
на полезную модель истекает **16 сентября 2032 г.**

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 68b80077e14e40f0a94edbd24145d5c7
владелец Зубов Юрий Сергеевич
Действителен с 20.01.2022 по 26.05.2023

Ю.С. Зубов

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

ПАТЕНТ

НА ПОЛЕЗНУЮ МОДЕЛЬ

№ 215722

Опалубка ребристых плит перекрытия и покрытия

Патентообладатель: ***Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Кубанский государственный технологический университет" (ФГБОУ ВО "КубГТУ") (RU)***

Авторы: ***Тамов Мурат Мухамедович (RU), Софьяников Олег Дмитриевич (RU), Салиб Мина Ибрахим Фахми (RU), Абуизеих Юсеф Касем Июсеф (RU)***

Заявка № **2022124511**
Приоритет полезной модели **16 сентября 2022 г.**
Дата государственной регистрации
в Государственном реестре полезных
моделей Российской Федерации **22 декабря 2022 г.**
Срок действия исключительного права
на полезную модель истекает **16 сентября 2032 г.**

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 68b80077e14e40f0a94edbd24145d5c7
владелец Зубов Юрий Сергеевич
Действителен с 20.01.2022 по 26.05.2023

Ю.С. Зубов