

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Пензенский государственный университет архитектуры и строительства»

На правах рукописи



Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб

**ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ
СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЯЧЕЙСТОГО
БЕТОНА, АРМИРОВАННОГО ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ
ТОНКОСТЕННЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени

кандидата технических наук



Научный руководитель:
доктор технических наук,
доцент Ласьков Н.Н.

Пенза – 2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1 РЕТРОСПЕКТИВНЫЙ АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И ЛЁГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. АКТУАЛЬНОСТЬ, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ.....	12
1.1 Применение железобетона и развитие его производства	12
1.2 Краткий обзор исследований железобетона.....	16
1.3 Железобетонные перекрытия с тонкими профилированными настилами. Анализ отечественного и зарубежного опыта по расчету и проектированию	18
1.4 Железобетонные изгибаемые конструкции, применяемые в гражданском строительстве	20
1.5. Классификация легких стальных тонкостенных конструкций	29
1.6 Краткий обзор теории и практики легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК).....	32
Выводы по главе 1	35
ГЛАВА 2 НАТУРНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ БАЛОК ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, АРМИРОВАННОГО ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ ТОНКОСТЕННЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ.....	37
2.1 Физико-механические свойства ячеистого бетона, использованного для изготовления испытываемых образцов.....	38
2.1.1 Ячеистый бетон с планируемым классом прочности В2,5	38
2.1.2 Ячеистый бетон с планируемым классом прочности В7,5	40
2.2 Физико-механические свойства стали ЛСТК, использованной для изготовления испытываемых образцов.....	43
2.3 Сцепление ЛСТК и ячеистого бетона	44
2.4 Прочность нормального сечения балок из ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными конструкциями.....	51
2.4.1 Натурное испытание балок серии I ₁	53

2.4.2 Натурное и численное испытания балок серии Π_1	55
2.4.3 Натурное и численное испытания балок серии I_2	61
2.4.4 Натурное испытание балок серии Π_2	69
2.4.5 Натурное испытание балок серии Π_2	74
Выводы по главе 2.....	80
ГЛАВА 3 НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, АРМИРУЕМЫХ ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ.....	83
3.1 Возможность проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой с применением «метода предельных усилий»..	83
3.2 Методика проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, основанная на предельной относительной деформации сжатия.....	86
3.3 Общие сведения и теоретические предпосылки нелинейного расчета	90
3.4 Теоретическая оценка сил сцепления ячеистого бетона с жёсткой арматурой при вырыве (выдергивании).....	92
3.5 Силы сцепления при расчете изгибаемых элементов	97
3.6 Нелинейный расчёт прочности, трещиностойкости и деформативности нормальных сечений изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армируемых ЛСТК.....	101
Выводы по главе 3.....	108
ГЛАВА 4 ДОСТОВЕРНОСТЬ НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, АРМИРУЕМЫХ ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ.....	109
4.1 Нелинейный расчет прочности нормальных сечений шагово-итерационным методом с заданием диаграмм механических характеристик	109
Выводы по главе 4.....	126
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	127
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	129
Приложение А Акты внедрения	135

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертационного исследования

В настоящее время в строительной отрасли большими темпами развиваются новые технологии строительства, конструктивные решения различных зданий и сооружений, к которым предъявляются требования по применению легких и теплоустойчивых конструкций и материалов.

Наиболее массовыми несущими конструкциями зданий и сооружений являются конструкции покрытия и перекрытия. В повседневном строительстве для их возведения используется тяжелый железобетон. В то же время имеются возможности уменьшения веса плит покрытия и перекрытия за счёт применения легких ячеистых бетонов, армированных жёсткой арматурой из легких стальных тонкостенных холодногнутох оцинкованных конструкций (ЛСТК). При этом ячеистые бетоны имеют достаточную прочность, долговечность, экологическую чистоту и негорючесть, а также являются хорошим утеплителем.

Несмотря на столь положительные качества, на сегодняшний день в нормативно-технических документах нет рекомендаций и методов расчета новой конструктивной формы – изгибаемого элемента из ячеистого бетона, армированного жёсткой арматурой из легких стальных тонкостенных холодногнутох оцинкованных конструкций (ЛСТК).

Проведенный анализ существующих методов расчета балок из ячеистого бетона позволяет сделать вывод о том, что эти методы или отсутствуют, или являются приближенными. Одной из основных причин несовершенства методов расчета является то, что экспериментальное изучение поведения изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных жёсткой арматурой, по объему работ в значительной степени уступает исследованиям изгибаемых элементов из тяжелого бетона. В связи с этим, тема диссертации является актуальной.

В настоящее время в России активно проводятся экспериментальные исследования балок из ячеистого бетона с различными вариантами жёсткого армирования. И, кроме того, Россия имеет потенциал как в технологическом

плане и энергоресурсах, так и в материальном для существенного наращивания доли использования эффективных сталежелезобетонных конструкций перекрытий и покрытий с наружным и внутренним жёстким армированием.

Представляемая работа является продолжением этих исследований и направлена на решение следующих задач:

– экспериментально исследовать сцепление горячеоцинкованных стальных элементов с пенобетоном;

– выполнить исследования изгибаемых элементов при совместной работе пенобетона с жёсткой арматурой из тонкостенных стальных холодно деформированных оцинкованных конструкций для изучения характерных особенностей их совместного деформирования и разрушения;

– определить оптимальные области применения исследуемой балочной конструкции с учетом свойств, обеспеченных современным уровнем технологии ее производства.

Физический эксперимент выполнялся на базе ФГБОУ ВО «Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова» (БГТУ им. В.Г. Шухова). Автор выражает благодарность за помощь в проведении экспериментальных исследований коллективу кафедры «Строительство и городское хозяйство» (зав. кафедрой д-р техн. наук, проф. Сулейманова Л.А.) и лично канд. техн. наук, доц. А.В. Шевченко.

Степень разработанности темы исследования

Вопросами возможности применения и исследования работы жёсткой арматуры из холодногнутых штампованных тонкостенных конструкций в бетонных конструкциях занимались как отечественные, так и зарубежные ученые. Значимый вклад внесли Э.Л. Айрумян, А.Б. Акопян, И.В. Астахов, Ф.И. Багатурия, Г.И. Белый, Д.В. Бычков, А.П. Васильев, В.З. Власов, А.С. Вольмир, Р.В. Воронков, В.П. Вылегжанин, G. Winter, В.Н. Голосов, М.И. Додонов, В.А. Ерышев, А.И. Звездов, Е.Н. Жмарин, Н.И. Каменщиков, В.Г. Колбасин, В.Г. Куражова, В.В. Лалин, А.П. Лещенко, Ю.С. Мартынов, К.В. Михайлов, Т.В. Назмеева, В.А. Пинскер, M. Porter, H. Profanter,

И.А. Румянцева, В.А. Рыбаков, И.В. Санников, А.С. Семенов, В.И. Травуш, И.С. Тришевский, О.А. Хабилевская, А.А. Шухардин. Основное внимание уделялось изучению работы сжатых элементов и тонких стальных настилов. Следует отметить, что проведенные экспериментальные исследования работы сталебетонных конструкций, изготовленных с применением холодногнутого тонкостенных конструкций, иногда противоречивы, характер разрушения опытных образцов не всегда соответствует предполагаемой расчетной модели. Нет данных о совместной работе тонкостенных конструкций и ячеистого бетона. Многие авторы, используя однотипные материалы, получили результаты, которые не поддавались сопоставлению.

Цель и задачи исследования

Целью диссертационного исследования является экспериментально-теоретическое изучение закономерностей деформирования и разрушения изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных жёсткой арматурой из тонкостенных стальных холодногнутого оцинкованных конструкций и создание основ их проектирования.

В соответствии с этой целью были сформулированы и решены следующие **основные задачи:**

- анализ результатов отечественных и зарубежных исследований изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой из холодногнутого тонкостенных конструкций;
- разработка программы и проведение экспериментально-теоретических исследований изгибаемых элементов из ячеистого бетона класса В2,5 и В7,5 с жёсткой арматурой из холодногнутого тонкостенных конструкций на основе натуральных и численных экспериментов;
- определение физико-механических свойства стали для ЛСТК и прочности ячеистого бетона, используемых для изготовления опытных образцов;
- исследование сцепления ячеистого бетона со сплошной и перфорированной полосой стального элемента, имитирующей ЛСТК путем испытаний на выдёргивание этой полосы из куба ячеистого бетона;

– изучение закономерностей образования и развития трещин и схем разрушения изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями на основе анализа результатов натуральных и численных экспериментов;

– разработка алгоритмов линейного и нелинейного расчётов прочности и рекомендаций по проектированию изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями.

Научная новизна исследования:

– Разработаны методы натуральных и численных экспериментальных исследований сопротивления изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой. Получены результаты факторного анализа, включающие в себя отдельные закономерности явлений и схем разрушения, условий образования трещин.

– Получено решение научной задачи, имеющее значение для развития строительной отрасли знаний, заключающееся в установлении теоретической зависимости распределения сил сцепления тонкостенных конструкций и ячеистого бетона по длине изгибаемого элемента. Установленная теоретическая зависимость использована при разработке методики нелинейного расчета прочности и трещиностойкости изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой с учетом особенностей их работы.

– Разработана новая инженерная методика линейного расчёта прочности изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, основанная на условии, что относительная деформация сжатия бетона в верхней зоне балок не превышает предельной величины.

– Получены закономерности изменения усилий сцепления стальной полосы с ячеистым бетоном при изменении основных факторов: при отсутствии и наличии перфорации стенок ЛСТК, и при различных вариантах установки поперечной стержневой арматуры.

– Получены новые данные об изменении характера развития трещин и схем разрушения нормальных сечений балок при изменении конструкции жесткой

арматуры. Эти данные описывают закономерности перехода разрушения при образовании нормальных трещин, к образованию горизонтальных трещин в результате отслоения ячеистого бетона от балок армирования.

Теоретическая и практическая значимость работы

– Разработан нелинейный метод расчета прочности и трещиностойкости нормальных сечений изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой и рекомендации по его практическому использованию.

– Решены дифференциальные уравнения теории составных стержней А.Р. Ржаницына, описывающие зависимости изменения сил сцепления по длине изгибаемого элемента в приложении к балкам из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, что положено в основу метода нелинейного расчета прочности и трещиностойкости этих балок.

– Разработана прикладная инженерная методика линейного расчёта при проектировании железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой.

Методология и методы диссертационного исследования

При выполнении данной работы использована совокупность общенаучных и специальных методов исследований. Для выполнения натурных испытаний использованы общенаучные экспериментальные методы, такие как тензометрия и метод прямых измерений (трещин, прогибов и т.п.). Для выполнения численных испытаний использован метод математического моделирования с использованием прикладной программы «ANSYS». При решении дифференциальных уравнений использован общенаучный метод решения – метод начальных параметров.

Положения, выносимые на защиту:

– результаты натурных испытаний сцепления ячеистого бетона со стальными полосами, значения «усреднённого модуля сцепления» стальной полосы с ячеистым бетоном при отсутствии и наличии перфорации, при разных вариантах установки поперечной стержневой арматуры;

– экспериментальные данные о работе, несущей способности и характере разрушения балок из ячеистого бетона, армированных легкими стальными тонкостенными конструкциями с различными конструктивными решениями;

- методика линейного расчёта для проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, использующая гипотезу Бернулли и предельную относительную деформацию сжатия ячеистого бетона;
- полученная теоретическая зависимость распределения сил сцепления тонкостенных конструкций и ячеистого бетона по длине изгибаемого элемента;
- методика нелинейного пошагового расчета прочности, деформативности и трещиностойкости изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных жёсткой арматурой, с учетом особенностей работы тонкостенных конструкций и условий их сцепления с ячеистым бетоном.

Степень достоверности основных результатов диссертационной работы обеспечивается проведением исследований в соответствии с действующими нормативно-техническими документами РФ; использованием сертифицированных поверенных установок и измерительных приборов; качественным анализом полученных данных и сравнением результатов разработанной методики нелинейного расчёта с данными, полученными в ходе натурных испытаний.

Внедрение результатов исследования

Теоретические выводы диссертационной работы рекомендованы и включены в рабочие программы магистратуры по направлению подготовки 08.04.01, при выполнении курсовых и дипломных проектов студентами строительного факультета в Пензенском государственном университете архитектуры и строительства, и на производстве при проектировании жилых зданий в Архитектурно-инженерной организации ООО «ОБЛКОММУНЖИЛПРОЕКТ» (Приложение А).

Объектом исследования являются армобетонные балки из ячеистого бетона класса В2,5, D800, В7,5, D1200 прямоугольного сечения с размерами 2000×200×160 мм и 1700×150×100 мм, армированные легкими стальными тонкостенными конструкциями, а также образцы кубов ячеистого бетона со сплошной и перфорированной полосой стального элемента, имитирующей ЛСТК, для испытания на выдёргивание с целью определения сцепление ячеистого бетона и ЛСТК.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности 2.1.1. Диссертация по содержанию и полученным результатам соответствует требованиям паспорта научной специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки), в том числе пунктам области исследования: п. 2. Разработка физических и численных методов экспериментальных исследований конструктивных систем, несущих и ограждающих конструкций, конструктивных свойств материалов; п. 3. Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, 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; п. 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.

Апробация работы

Результаты исследования были представлены на International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern technologies (FarEastCon2019), Vladivostok, Russia, on 1-4 October, 2019; II Международной научно-технической конференции «Строительство и архитектура»: 01-05 октября 2019 года, г. Кисловодск; 7-ой Международной молодежной научной конференции «ПОКОЛЕНИЕ БУДУЩЕГО – 2018: взгляд молодых ученых», 13-14 ноября 2018 года, Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия.

Публикации

По теме диссертации опубликовано 14 работ, в том числе 4 научные работы – в рецензируемых научных изданиях, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание учёной степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук; 2 научные работы – в рецензируемых научных изданиях, входящих в международную базу данных и систему цитирования Scopus.

Структура и объём работы

Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы из 59 наименований и приложения. Полный объем диссертации 137 страниц, включая 18 таблиц и 86 рисунков.

ГЛАВА 1 РЕТРОСПЕКТИВНЫЙ АНАЛИЗ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И ЛЁГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. АКТУАЛЬНОСТЬ, ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Применение железобетона и развитие его производства

Как известно, бетон был получен практически случайно в середине XIX века и сразу же дал скачок развитию строительной отрасли. В начале XX века железобетон уже занял своё лидирующее место в строительстве. И в настоящее время, этот конструкционный материал занимает первое место в использовании для строительства зданий и сооружений.

Появление железобетона относят к 1849-1850 гг. Так француз И. Ламбо построил лодку из армированного цемента, которая считается первым прототипом железобетона. В 1854 г. англичанин В. Уилкинсон получил патент на конструкцию огнестойкого перекрытия из армированного бетона и в 1865 г. построил железобетонный домик. В 1867 г. француз Ж. Монье получил патент на изготовление цветочных кадок из железа и цемента. В 1868 г. он построил небольшой армоцементный бассейн, а в 1873 г. получил патент на конструкцию железобетонного моста.

Уже в 1892 г. французом Ф. Геннебик предложены первые серьёзные конструктивные элементы из железобетона. Это ребристые перекрытия. В 1900 г. на Парижской выставке в 1900 г. железобетон официально признан надёжным строительным материалом. Дальнейшее развитие железобетона дополнительно привело к появлению предварительно напряжённых арматурой конструкций. Первое практическое появление предварительно напряжённого железобетона отмечается в 1886г. в США, где П. Джексон применил при строительстве мостов предварительное обжатие бетона.

До начала XX века инженеры уже знали о таких деструктивных явлениях в предварительно напряжённом бетоне, как усадка и ползучесть, но эффективных

методов борьбы с ними не находилось. Лишь в 1928 г. во Франции появился патент инженера Э. Фрейсинэ, где был отражён способ применения предварительно напрягаемой арматуры с незначительными потерями усилия предварительного напряжения из-за усадки и ползучести.

Конструктор А.Ф. Лолейт (1868-1933 гг.) в начале прошлого века разработал железобетонные перекрытия безбалочного типа. С этого момента железобетон начал постепенно вытеснять сталь и дерево из несущих конструкций зданий и сооружений.

К середине XX века номенклатура применения железобетона обширна:

- несущие конструкции одноэтажных и многоэтажных промышленных зданий (фундаменты, колонны, подкрановые балки, покрытия и даже стены, балочные и безбалочные перекрытия)
- несущие конструкции многоэтажных жилых и общественных зданий;
- элеваторы, бункера и силосы;
- подземные сооружения.

Во второй половине XX века отмечается внедрение в практику строительства, и особенно реконструкции, зданий и сооружений различного промышленного назначения конструктивных элементов из специальных видов бетонов: армированного полимербетона; бетона, пропитанного синтетическими смолами; бетона пропитанного серными соединениями. Тогда же делаются попытки внешнего армирования бетона плоскими и профилированными стальными листами.

Широкому применению бетона способствует следующее:

- неисчерпаемые запасы сырья для производства вяжущих и заполнителей бетона;
- экологическая целесообразность использования отходов промышленности в качестве сырья для вяжущих и заполнителей;
- возможность снижения плотности бетона путем замены природных заполнителей искусственными, пористыми для повышения теплозащитных свойств;

- возможность создание подземных, подводных и плавучих сооружений;
- низкая энергоемкость технологического процесса изготовления конструкций, сравнительная простота технологии, возможность придания изделиям из бетона любой формы и отделки;
- конструктивная совместимость бетона со многими строительными и отделочными материалами в целях придания железобетонным конструкциям требуемых эксплуатационных и архитектурных свойств.

Развитию производства и применения изделий из железобетона сопутствовали факторы, которые можно условно разделить на две группы:

1. Факторы, обеспечивающие возможность совершенствования конструктивных решений или появления новых конструкций, позволяющие достаточно эффективными и надежными способами организовать выпуск железобетонных изделий и возведение монолитных конструкций в возрастающих объемах. К этой группе факторов относятся следующие: развитие теории бетона и железобетона и практических методов расчета; создание различных видов бетона (тяжелых, легких, ячеистых, жаростойких и др.), эффективных арматурных сталей и арматурных изделий; разработка новых и совершенствование существующих технологий и производственных процессов, создание мощной разветвленной промышленности для заводского производства железобетонных изделий и конструкций.

2. Факторы, определяющие потребность в совершенствовании параметров конструкций и сооружений, оказавших влияние на состав номенклатур железобетонных изделий для различных областей строительства, а также на направления дальнейшего обновления проектных решений. Вторая группа факторов включает развитие объемно-планировочных решений производственных, общественных и жилых зданий, унификацию и типизацию конструкций, расширение применения железобетонных конструкций в новых видах строительства (сооружения транспорта, связи, атомной энергетики, подземные, плавучие, подводные сооружения, строительство в районах Севера и др.).

Бетоны классифицируются по различным классификаторам: класс прочности; жаростойкость; морозостойкость; теплоизоляционные свойства; вид наполнителя, вид цемента; некоторые другие (специальные). Выбор вида бетона зависит от конкретных условий возведения и дальнейшей эксплуатации объекта строительстве. Удачный выбор – высокий экономический эффект применения.

В условиях активного развития строительной отрасли встает вопрос о разработке новых эффективных строительных материалов и конструкций на их основе. Ячеистый бетон может содержать от 10 до 70 % воздуха, что приводит к тому, что материал является легким, но при этом снижаются характеристики прочности на сжатие, прочности на изгиб и долговечности. Важно знать микроструктуру такого бетона и ее влияние на прочность, модуль упругости, и использовать эти свойства в композитных конструкциях.

Ячеистый бетон состоит из цемента, воды, заполнителя и пенного агента (воздушные пустоты), где пена смешивается с раствором или бетоном [1], [2]. Захват воздуха для создания воздушных пустот обычно достигается путем введения пенообразующих веществ, генерирующих пустоты, создаваемые механической или химической реакцией компонентов. Ячеистый бетон может иметь от 10 до 70 % воздушных пустот, что приводит к тому, что материал является легким, при снижении и прочностных свойств и долговечности. Это естественно препятствует более широкому использованию ячеистого бетона [3], [4].

В середине 1940-х и 1950-х годов для ячеистого бетона были разработаны оборудование и стандарты, некоторые из которых используются до сих пор [5]. К концу 1970-х годов ячеистый бетон был успешно применен для цементирования нефтяных скважин и в качестве материала для обратной засыпки для проектов земляных работ.

Текущие исследования ячеистого бетона направлены на разработку экономически и экологически успешного продукта при одновременном улучшении структурных свойств. Например: в данных исследованиях использована композитная конструкция из ячеистого бетона и ЛСТК;

использование летучей золы в виде песка или наполнителя, предназначенной для достижения равномерного распределения пузырьков воздуха [6]; использование полипропиленовых волокон для увеличения прочности на сжатие, прочности на растяжение и уменьшения усадки при высыхании [7]; использование полиэтилентерефталатного заполнителя в ячеистом бетоне в качестве инновационного продукта от переработки отходов пластиковых бутылок [8]; использование дробленой резины в ячеистых бетонах, что предназначалось для повышения пластичности, ударной вязкости и ударопрочности [9].

1.2 Краткий обзор исследований железобетона

Поведение железобетона, в настоящее время, оценивается различными теоретическими направлениями.

Первое направление нашло отражение в работах В.М. Круглова, А.П. Кричевского и других авторов, где бетон считается нелинейно-упругим изотропным материалом. Здесь бетон в железобетонном элементе с трещинами – трансверсально-изотропный материал с плоскостью изотропии, параллельной плоскости трещины.

Иной взгляд отражают работы Н.И. Карпенко, А.А. Гвоздева и В.А. Ерышева [10], где используется гипотеза о деформационной ортотропии материала, при этом направление ортотропных осей совпадает с направлениями осей главных напряжений.

В последующих работах Н.И. Карпенко излагается его изменённый взгляд на работу железобетона. Здесь поведение железобетона рассматривается как поведение тела с деформационной анизотропией, что лучше отражает процесс трещинообразования и дискретное расположение арматуры. В отличие от изначального взгляда, железобетон с трещинами представляется физически нелинейным анизотропным материалом, с распределенной по объему арматурой, а на участке между трещинами она считается более жёсткой из-за её связей с целым бетоном между трещинами. Такой, более прогрессивный подход,

позволяет учитывать: возможные варианты армирования, в том числе и не ортогонального; канальное ослабление бетонного сечения арматурой; относительные сдвиги краёв трещин, нагельный эффект в арматуре, сил зацепления в трещине. В работах А.В. Яшина, С.Ф. Клованича, И.Н. Ахвердова и других авторов это направление получило дальнейшее развитие при исследовании прочности бетона при трехосном напряженном состоянии.

Современные методики расчетов сводятся, как правило, к конечно-элементному моделированию железобетонных конструкций. Основы метода конечных элементов (МКЭ) заложены в трудах В.А. Постнова, К. Бэйта, О. Зенкевича и других авторов.

Первые нелинейные методики расчета железобетонных конструкций с использованием шагового итерационных методов расчета использовали в своих трудах А. Nilson, Н.А. Franklin, V. Cervenka. Следует так же отметить работы А.А. Гвоздева и Н.И. Карпенко, в которых железобетон представляется как комплексный материал, а арматура при помощи коэффициента армирования представляется «размазанной» по сечению элемента. В математических моделях С.Ф. Клованича арматура представлена стержневыми конечными элементами, а учет ее направления в составе железобетонных конструкций осуществляется при помощи направляющих косинусов в результате суммирования матриц упругости бетона и арматуры. При этом для учета работы бетона между трещинами использовался коэффициент В.И. Мурашова.

Железобетон при целом ряде положительных качеств, имеет и ряд недостатков (усадка, ползучесть и т.п.). В современных исследованиях следует отметить ряд направлений, которые нацелены на частичное или полное устранение этих недостатков.

1.3 Железобетонные перекрытия с тонкими профилированными настилами. Анализ отечественного и зарубежного опыта по расчету и проектированию

При строительстве железобетонных монолитных зданий необходимо выполнять ряд работ, самыми трудоёмкими из которых являются работы по установке арматурных каркасов и устройству опалубки. Стоимость арматурных и опалубочных работ при этом составляет 25-50 %, а трудоемкость – 43-70 %. Весьма привлекательным, в этой связи, становится использование несъёмной опалубки из листовой или гофрированной стали, которая, после твердения бетона, может входить в состав рабочего сечения как жёсткая наружная арматура. Такой подход обеспечит рост производительности труда, сокращения сроков и стоимости опалубочных работ и снижение расхода материальных ресурсов.

Для включения в работу такой несъёмной опалубки после схватывания бетона и набора им прочности, требуется привлечения специальных мероприятий – использование анкерных устройств, либо выштамповка на поверхности несъёмной опалубки особых рифов, увеличивающих сцепление наружной жёсткой арматуры с бетоном.

В нашей стране применение монолитных железобетонных плит с наружной листовой арматурой ограничено рядом причин. В частности, существует мнение, что плиты отличаются большим расходом стали (на профнастил, анкерные устройства, противоусадочную сетку, надпорную арматуру и т.п.). Настораживает необходимость во временных стойках и балках для поддержания настила на период вызревания бетона, установки анкерных устройств, что вызывает сомнение в экономической целесообразности. Предосновой для таких мнений является недостаточность изученности поведения под нагрузкой подобных монолитных плит, недостаток нормативных источников, регламентирующих их проектирование. При этом имеющиеся руководства для проектирования таких конструкций вызывают, в отдельных местах, сомнения в правильности сделанных теоретических предпосылок.

В противовес этому, с 1975 г. в России и на Украине выполняются экспериментально-теоретические исследования, которые устанавливают реальное поведение монолитных плит с наружным листовым армированием для разработки надёжных рекомендаций по расчету и проектированию. К этим исследованиям относятся:

– работы Воронкова Р.В. и Багатурия Ф.И., выполненные в Ленинградском ИСИ, где впервые в стране предложены рекомендации по расчету плит с учётом неравномерности напряжений по высоте самой плиты и по высоте профилированного листа, с учётом сдвига по контакту «бетон — гофрированный профиль»;

– работы Васильева А.П., Голосова В.Н., Игнатъева В.Н., выполненные в НИИЖБ Госстроя СССР и работы Санникова И.В., Сломонова С.В., Величко В.А., выполненные в КиевЗНИИЭП. Здесь систематизированы материалы по расчёту и даны рекомендации по проектированию перекрытий и индустриальной технологии их возведения.

Практическим результатом применения этих исследований являются такие значительные построенные объекты, как:

– административно-гостиничный комплекс центра международной торговли в Москве;

– здание международного аэропорта «Шереметьево»;

– универсам в Южном Измайлове в Москве;

– административное здание Союза писателей РСФСР в Москве;

– Лондоковский известковый завод в Хабаровске;

– склад комбикормов птицефабрики в Челябинске;

– здание Музея обороны в Севастополе;

– многоэтажная стоянка легкового транспорта в Минске;

– перекрытия торгового центра на Манежной площади в Москве.

Объемы строительных работ по устройству монолитных перекрытий с конструкциями данного типа, выполненных в России к настоящему времени, превысили 600 тыс. м².

1.4 Железобетонные изгибаемые конструкции, применяемые в гражданском строительстве

Появление рыночных отношений в РФ привело к тому, что целесообразным следует считать не только новое строительство, но и сохранение достойных уже имеющихся объектов, т.е. проявляется повышенный интерес к вопросам реконструкции. Решение этих задач должно быть в первую очередь обеспечено в ведущих отраслях строительства – при строительстве и реконструкции гражданских зданий. А, как известно, важнейшим видом несущих конструкций гражданских зданий являются перекрытия и покрытие.

Достаточно полный обзор истории применения железобетона с внешним армированием и железобетона по стальным конструкциям сделан Замалиевым Ф.С. (Казанский ГАСУ): «При реконструкции гражданских зданий очень часто приходится сталкиваться с тем, что деревянные балки перекрытий, применявшиеся вплоть до 50-х годов XX века, в большинстве случаев потеряли несущую способность из-за нахождения в неблагоприятных влажностных и температурных условиях эксплуатации. Кроме того, при реконструкции зданий и сооружений, особенно архитектурных памятников, к перекрытиям и покрытиям предъявляют жесткие требования как реставраторы, так и надзорные органы.

При проектировании и самом процессе реконструкции отслужившие нормативный срок эксплуатации деревянные перекрытия меняют частично или полностью на новые перекрытия. Требования по реставрации и реконструкции памятников архитектуры диктуют необходимость сохранения внешних и внутренних архитектурных решений, что возможно только при сохранении статической связности здания, первоначальных отметок пола и потолка перекрытий, а также при поэлементной замене деревянных балок.

Здесь на помощь приходят сталежелезобетонные перекрытия со стальными балками при обеспечении их совместной работы.....» [11, стр. 9-10].

И далее «...На заре развития железобетона для перекрытий широко применялись конструкции в виде железобетонных плит по металлическим

балкам, ведущие свое начало от Жозефа Монье. До появления ребристых перекрытий Ф. Геннебика (1892 г.) основным видом железобетонного перекрытия являлся именно этот вид конструкций.

В конце XIX века было замечено, что железные балки, облицованные бетоном с целью увеличения огнестойкости, имели увеличенную несущую способность и жесткость, что в 1923 г. было подтверждено проведенными в Англии экспериментами.

Дальнейшее развитие сталежелезобетонных изгибаемых конструкций происходило по двум взаимодополняющим, но все же, в силу специфики конструирования, характера и условий работы, разным направлениям:

- сталежелезобетонные пролетные строения мостов, появившиеся в начале XX-го века;
- сталежелезобетонные конструкции покрытий и перекрытий гражданских и промышленных зданий.

В 1929 г. Каугей и Скот в Англии и в 1935г. Э. Фрейсине во Франции высказали мысль о желательности использования монолитно связанной железобетонной плиты с продольными металлическими балками.....» [11, стр. 22-23].

Начальное использование в гражданском строительстве сталежелезобетонных конструкций отмечается в плоских плитных конструктивных формах, где напрашивается применение внешнего листового армирования. В качестве внешнего армирования зачастую использовался профилированный лист, сочетающий в себе функцию несъемной опалубки. Эффективному сочетанию этих разнородных материалов, как элементов единой сталежелезобетонной конструкции в гражданских и промышленных зданиях, посвящаются новые научные работы, устанавливающие отдельные закономерности работы составных частей этих конструкций.

Сталежелезобетонные конструкции в отечественной практике представлены ограниченно, не так, как в передовых странах мира. Их применение сдерживается

недостаточно уверенным нашим представлением о НДС этих конструкций и, как следствие, отсутствием простых и надёжных методик инженерных расчётов.

Перспективы появления новых более надёжных методов и методик расчёта откроются на основе более детальных теоретических и экспериментальных исследований прочности и выносливости сталежелезобетонных изгибаемых конструкций, учитывающих реальные условия деформирования жёсткой арматуры и бетона в составе конструкции с неизменным учётом сдвиговой податливости пограничного слоя между этими двумя материалами.

На начальном этапе, под сталежелезобетонными конструкциями понимаются те, где отчётливо проявляются две группы признаков: использование сочетания двух материалов – жёсткой арматуры и бетона; использование сочетания двух конструктивных форм – традиционных железобетонных и традиционных стальных. При этом, основная идея сочетаний – относительная лёгкость стальных конструкций с хорошей работой на растяжение вместе с бетоном, работающим на сжатие.

Сегодня, в отечественной практике, предпочтителен более детальный взгляд Замалиева Ф.С. (КазГАСУ) на признаки конструкций, которые относят их к сталежелезобетонным. «...Однако для дальнейших исследований необходимо выбрать четкую и наиболее точную классификацию сталежелезобетонных изгибаемых конструкций. В настоящее время нет унифицированной и единой классификации сталежелезобетонных изгибаемых конструкций и в литературе можно встретить несколько вариантов. На наш взгляд, наиболее приемлемая классификация приведена в работе, где сталежелезобетонные конструкции разделены на три группы:

1. обетонированные стальные конструкции;
2. смешанные стальные и железобетонные конструкции;
3. объединенные сталежелезобетонные конструкции.

Первая группа конструкций аналогична железобетонным конструкциям с жестким армированием, но здесь бетон выполняет не столько несущую функцию, сколько роль защитного слоя от коррозии и огня.

Вторая группа представляет собой системы, состоящие из отдельных элементов, выполненных из стали или железобетона, и связанных между собой в отдельных точках (например, стальные ригели, уложенные по железобетонным колоннам).

Конструкции третьей группы могут быть названы сталежелезобетонными в узком значении слова – это элементы, поперечные сечения которых состоят из стальной и железобетонной частей, совместная работа которых обеспечивается организацией специальных конструктивных мероприятий. При этом в стадии монтажа (возведения) сечение элемента может состоять только из стальной части, которая обычно и является несущей на этой стадии» [11, стр. 27-28].

В последней группе, за счёт обеспечения совместной работы жёсткой арматуры и бетона эти две части сечения как бы помогают друг другу, в конечном итоге, повышая несущую способность и снижая деформативность конструкции в целом (рисунок 1.1). Бетон, в определённой мере, обеспечивает местную устойчивость элементов сечения стального элемента – жёсткой арматуры, а жёсткая арматура обеспечивает целостность бетонного камня, препятствуя образованию трещин. Естественно, обеспечение совместной работы стальной и бетонной частей конструкции требует выполнения дополнительных конструктивных мероприятий, например установку упоров или устройство специальных вырезов, за счёт чего будет достигаться увеличение сил сцепления.

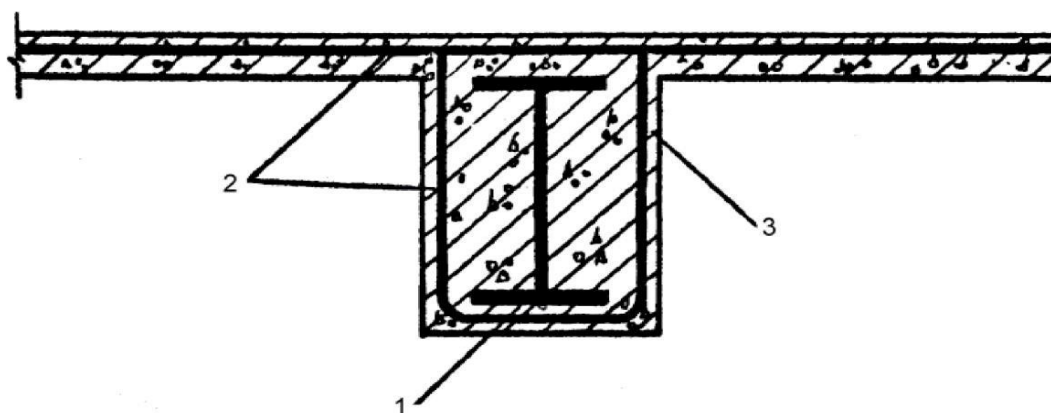


Рисунок 1.1 – Конструкция перекрытия с обетонированными стальными балками:

1 – стальной профиль; 2 – стержневая арматура; 3 – бетон замоноличивания

В последние годы в зарубежной строительной практике используют конструктивное решение монолитной железобетонной плиты перекрытия с использованием фасонных прокатных конструкций (швеллеров, двутавров и т.д.), т.е. плитные сталежелезобетонные перекрытия, усиленные в опорной части жесткой арматурой (по терминологии, применяемой в железобетонных конструкциях), изложенное в книге: «Bresler, Boris. Reinforced concrete engineering. Volume 1. Materials, Structural Elements, Safety. Copyright 1974, By John Wiley & Sons, Inc.» на страницах 236-241, рис. 5.37, 5.38.

Общеизвестно, что «...Сталежелезобетонные конструкции, применяемые в промышленном и гражданском строительстве, находят применение практически во всех конструктивных элементах комплекса здания. При этом наиболее часто сталежелезобетонные конструкции встречаются в системах покрытий и перекрытий, что связано с отличными прочностными свойствами стали и бетона. Относительно малая изгибная жесткость, малая огнестойкость и коррозионная стойкость, теплозвукоизоляционная способность, более высокие эксплуатационные затраты стальной конструкции, и, наоборот, большой удельный вес, высокая технологичность изготовления и монтажа, низкие прочностные характеристики на растяжение железобетонного настила обуславливают целесообразность совмещения этих двух материалов в одной конструкции.....» [11, стр. 27].

К ранним изучениям совместной работы стали и железобетона можно отнести работы Маккея и др. (1923 г.), рассматривающие взаимодействие стальных балок, заделанных в полость бетона. Отмечалось, заделанные таким образом балки, используемые для опирания монолитных железобетонных плит, обеспечивают хорошее взаимодействие этих двух конструктивных элементов. В ранних исследованиях работы заделанных балок за критерий оценки взаимодействия стали и бетона принимался фактор сцепления. Составные балки, включая заделанные балки и плиты, опираемые на двутавровые балки, демонстрировавшие достаточный запас прочности согласно рекомендации Кауфи (1929 г.),

рассчитывались на основе однородного сечения при трансформации зоны бетона в эквивалентную зону металла.

Начиная с 1939 г. и по настоящее время экспериментальные исследования поведения сталежелезобетонных конструкций под нагрузкой ведутся более детально. В России и за рубежом выполнено большое количество натуральных испытаний сталежелезобетонных балок разного пролёта, загружаемых статической нагрузкой. Опытные образцы нагружались вертикальными нагрузками до разрушения, т.е. до падения давления в прессе или домкратах. Такая постановка программы лабораторных испытаний балок, в отличие от испытаний в реальных условиях, позволяют получать информацию для рассмотрения «чистых» предельных состояний балок.

Особо следует отметить целый комплекс испытаний, которые были проведены в Швейцарской федеральной лаборатории испытания металлов. Обширная их программа включала в себя:

- натурные испытания целых фрагментов железобетонных перекрытий с жесткой арматурой;
- натурные испытания соединений железобетонной плиты с жесткой арматурой посредством спиральной арматуры диаметром 12 мм.

Анализируя данные этих испытаний, получен целый ряд основополагающих выводов:

- при разрушении в металлической балке частично по высоте сечения достигается предел текучести, а в бетоне – временное сопротивление;
- проскальзывания бетона относительно металлических балок не наблюдалось;
- нарушение формы спиральной арматуры не наблюдалось;
- срез сварных швов между балками и витками спиральной арматуры не отмечено;
- податливость шва между стальными балками с железобетонными плитами перекрытия, практически не оказывала влияния на характер НДС конструкции.

Основной целью объединения железобетонной плиты со стальной балкой является повышение несущей способности конструкции в целом. Для обеспечения их совместной работы следует всеми способами увеличить силы сцепления между железобетоном и сталью. Очевидно, одним из путей увеличения сцепления является увеличение площади контакта между железобетоном и сталью, т.е. увеличение сопротивления сдвигу шва между железобетоном и сталью, желательного образованного без анкерных соединений. Примером тому является мост через реку Зиг в ФРГ.

В общедоступных материалах исследований максимальная величина сцепления плиты со стальной балкой достигает значения 34 кг/см^2 только при наличии упоров-анкеров (исследования Б.П. Маркова). При отсутствии упоров величина предельного сцепления в пределах от 9 до 12 кг/см^2 при изгибе (по исследованиям Ю.С. Мартынова предельная величина сцепления между железобетоном и сталью без учета работы анкеров равна 10 кг/см^2 , независимо от марки бетона). При непосредственном сдвиге максимальная величина сцепления имеет значение $19 \div 24 \text{ кг/см}^2$.

На настоящий момент считается, что сдвигающее усилие воспринимается в совокупности непосредственным сцеплением бетона со сталью и через объединительные детали.

Широкое применение сборного и монолитного железобетона естественно требует большего количества арматурной стали. К примеру, расход стали на армирование сборного железобетона в бывшем СССР составил в 1954 году около 300 тыс. т., а в 1985 году – 9.5 млн. т. или более 40 % всего металла, выделенного на нужды строительства. В целом, ежегодно на производство железобетона до 1986 года расходовалось около 13 млн. т. стали [12].

Однако в 90-х годах стоимость энергоресурсов начала возрастать, что повлекло резкое удорожание стали (в 500+1000 раз). По подсчетам НИИЖБ, в России за последние двадцать лет для производства железобетона было израсходовано около 200 млн. т. стали, а энергетические затраты составили не менее 300 млн. т. условного топлива [13]. Переход к рыночным отношениям

требует поиска новых конкурентно способных конструктивных форм, для которых возможно использование менее энерго- и материало-затратных вариантов. Отсюда появление железобетонных элементов, армированных высокопрочными полимерами. Наряду с этим, весьма перспективным представляется использование отходов металлоштамповки для применения их в качестве арматуры. Строительные изделия на базе отходов металлоштамповки позволят существенно снизить их себестоимость, не ухудшая эксплуатационных характеристик.

Широкое применение в различных производствах металлоштамповки взамен некоторым операциям по токарной и фрезерной обработке привело к тому, что значительно увеличились объёмы отходов в виде выштампованной стальной ленты – высечки, используемой далее неэффективно. Однако идея применения этих отходов в качестве арматуры для малонагруженных железобетонных изделий и конструкций лежит на поверхности.

Первые сведения о применении данного типа отходов производства в строительных конструкциях содержатся в источниках 40-50х годов прошлого века [14, 15, 16, 17]. Получаемая в те годы высечка представляла собой стальные полосы с отверстиями преимущественно круглой формы, имела ряд существенных недостатков: низкие механические характеристики материала (сталь с $\sigma_T < 250$ МПа); нерегулярную структуру отверстий и мостиков; ограниченную длину стальных полос (2÷2,5 м).

В настоящий момент технология металлоштамповки в автомобильной промышленности, при изготовлении приводных цепей достаточно строгая, что позволяет получать просечки с очень малыми допусками по их шагу и размерам.

Использование отходов металлоштамповки осуществляется по трем направлениям:

1. Продольная штамповка выштампованной ленты, изготовление различных конструкций из комбинаций ленты. Устройство металлической сетки.

2. Изготовление железобетонных конструкций с применением высечки. Примером могут служить опытные и внедряемые в поточное производство

железобетонные конструкции с применением высечки в качестве жёсткой арматуры на строительных объектах Латвии в 1991-93 годах. Это ограждающие цементные панели, кровельно-цементные панели, железобетонные столбы, плиты покрытия, железобетонные кольца диаметром 1,05÷2,0 м и крышки колодцев, плиты каналов и т.д.

3. Металлические изделия из высечки, покрытые резиной для опалубки. Теория расчёта железобетона, которая сейчас широко применяется, использует хорошо подтверждённую методику учёта сцепления стержневой арматуры с бетоном. Здесь, непременно, следует отметить таких ученых как А.А. Гвоздев, В.И. Мурашев, С.А. Дмитриев, В.Н. Байков, М.М. Холмянский, А.А. Оаіуп, Б.С. Гольдфайн, Н.И. Карпенко, Г.Н. Судаков, В.М. Кольнер, Н.М. Мулин, В.М. Цехмястров, Т.И. Астрова и др.

Высечка, как армирующий элемент, очевидно, имеет иной характер ее сцепления с бетоном, как по сечению изгибаемого элемента, так и по его длине. При этом такая особенность работы ленточной арматуры исследована в незначительной степени. Здесь трудности не только в установлении аналитических зависимостей, но даже и при численном моделировании. Однако, появление мощных программных комплексов отчасти уже позволяет численно моделировать отдельные процессы взаимодействия просечки и бетона. Подтверждение этому – работы Н.И. Карпенко, Г.Н. Судакова, Е.С. Лейтес.

Эффективное использование отходов металлоштамповки – важная современная задача. Её решение лежит в области эффективного применения высечки в качестве жёсткой арматуры железобетонных изделий и конструкций. Основными поставщиками стальной перфорированной ленты являются автомобильные заводы и заводы приводных цепей.

1.5 Классификация легких стальных тонкостенных конструкций

Для снижения расхода металла в строительных конструкциях применяются тонкостенные профили, форма организации поперечного сечения которых подчинена трём критериям эффективности:

- рациональное распределение материала с точки зрения работы на изгиб;
- рациональное распределение материала с точки зрения работы на сжатие;
- рациональное распределение материала с точки зрения обеспечения местной устойчивости элементов сечения (отгибы, складки и т.п.).

В строительной механике тонкостенным стержнем называется брус призматической или цилиндрической формы, у которого все три измерения выражаются величинами разных порядков: $t \ll b$; $b \ll l$. Толщина стенок такого стержня значительно меньше размеров контура поперечного сечения, а размеры контура значительно меньше длины стержня.

Все тонкостенные стержни можно разделить на две категории:

1. стержни незамкнутого (открытого) профиля;
2. стержни замкнутого (закрытого) профиля.

К первой категории относятся холодногнутые профили швеллерного, двутаврового и других сечений, ко второй категории – холодногнутые сварные квадратные, круглые и прямоугольные трубы. В дальнейшем в работе рассматриваются только открытые профили.

По конструкции и типу стенки ЛСТК делятся на четыре группы:

- с плоской стенкой;
- со стенкой повышенной жесткости;
- со сплошной стенкой (рисунок 1.2.б)
- с перфорированной стенкой (термопрофиль) (рисунки 1.2.а и 1.3).

Последние два варианта в конструкции обычных каркасов служат направляющими, стойками и перемычками.

Основные виды сечений тонкостенных холодногнутых конструкций и области их использования в конструкции представлены в таблице 1.1.

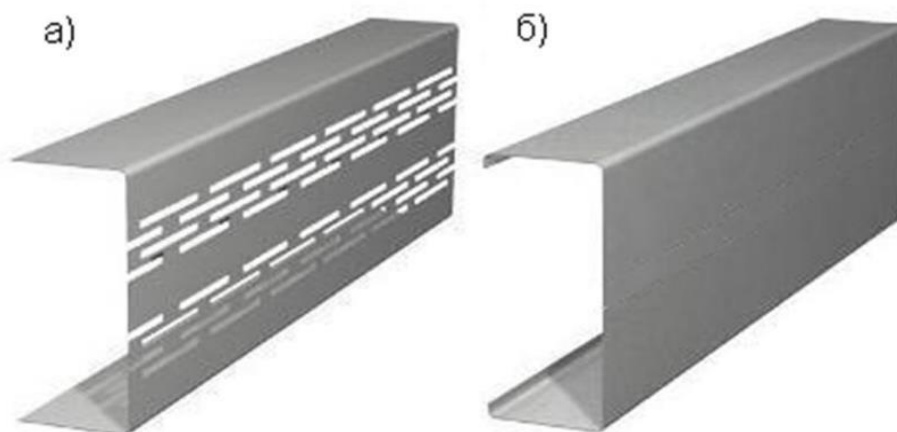


Рисунок 1.2 – Открытые профили швеллерного сечения: а) перфорированный тонкостенный профиль; б) неперфорированный тонкостенный профиль

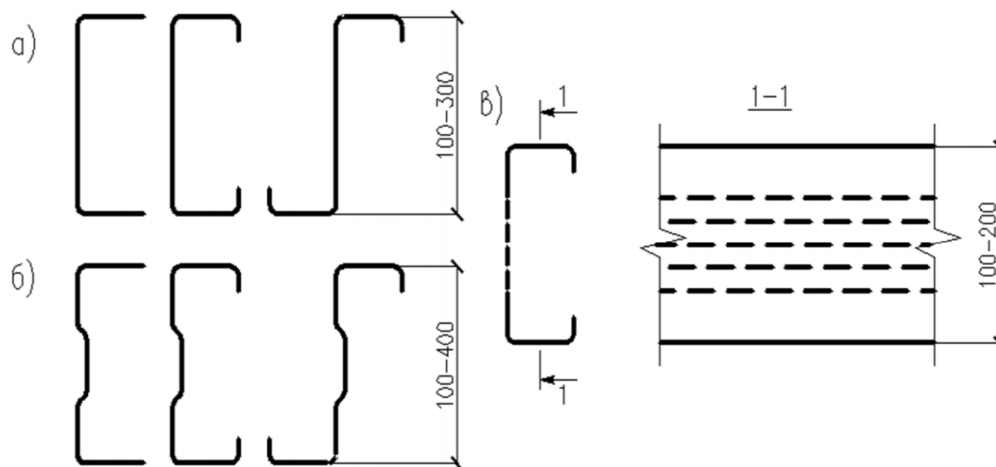
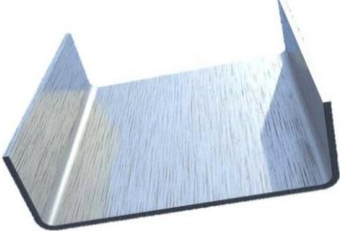
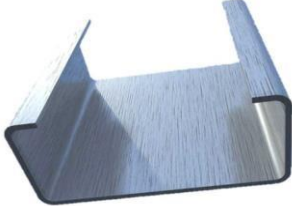



Рисунок 1.3 – Типы холодногнутых конструкций: а) с плоской стенкой; б) со стенкой повышенной жесткости; в) с перфорированной стенкой

Таблица 1.1 – Основные виды сечений и область применения тонкостенных холодногнутох конструкций

Вид профиля	Варианты применения конструкции
 <p>Швеллер (направляющий) профиль</p>	<ul style="list-style-type: none"> - горизонтальные элементы металлического каркаса (в частности, для наружных стеновых панелей); - для сооружения межэтажных перекрытий; - для сооружения стропильной системы
 <p>С-образный профиль</p>	<ul style="list-style-type: none"> - профиль для изготовления металлического каркаса (стойки, колонны, рамы, фермы, балки); - для сооружения межэтажных перекрытий; - для сооружения подкровельных откосов
 <p>Z-образный профиль</p>	<ul style="list-style-type: none"> - в качестве прогонов стеновых и кровельных; - для подшива утеплителей различной толщины; - для крепления листов ГВЛ
 <p>«Шляпный» профиль</p>	<ul style="list-style-type: none"> - обрешетка под металлочерепицу и обрешетка под профнастил

Легкие тонкостенные профили производятся из тонкостенной стали, которая обработана специальным антикоррозийным составом для более длительного срока службы и возможности использования в цехах с повышенной степенью

коррозионной активностью окружающей среды. Наиболее распространенные конструкции ЛСТК – Z, С, П образные.

1.6 Краткий обзор теории и практики легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК)

Лёгкие стальные тонкостенные конструкции, применяемые для строительства быстровозводимых зданий, – строительные конструкции из тонкой (до 3 мм) стали, служащей основой для изготовления ЛСТК. К таким конструкциям относятся профилированные листы и стержневые элементы на основе тонкостенных гнутых конструкций из оцинкованной стали.

Отсутствие необходимости использования грузоподъемной техники при возведении зданий и сооружений с каркасами из ЛСТК, высокая степень заводской готовности делают привлекательным строительство с применением подобных каркасов из-за высокого экономического эффекта.

Подобного рода положительные качества обеспечивают в настоящее время всё возрастающую потребность в лёгких тонкостенных конструкциях в отечественной строительной отрасли [18]. При этом наблюдается недостаток централизованных нормативных документов, регламентирующих проектирование и эксплуатацию каркасов из ЛСТК. Как правило, почти всё ограничивается рекомендациями фирм, изготавливающих ЛСТК. Иными словами, имеется насущная потребность в российских строительных нормах, поскольку расчет тонкостенных элементов не систематизирован, поэтому для развития собственных национальных стандартов по ЛСТК требуется проведение большого количества комплексных исследований.

Европейские нормы [19], опирающиеся на широкий спектр экспериментальных исследований, содержат большое число эмпирических зависимостей, где, в основном, отражается поведение тонкостенного элемента из холодногнутой конструкции в различных ситуациях.

Отличительной особенностью тонкостенных холодногнутой конструкции открытого сечения различной формы (С-образной, Z-образной и т.п.) является то,

что его несущая способность зависит не только от известных факторов – площади сечения, момента инерции сечения, радиуса инерции сечения и т.п., но и от таких факторов, как: самой формы сечения; наличия зон «наклёпа» в местах гибов; наличия целого ряда отгибов и «складок» и т.п. Последнее особенно сказывается на «ненаступлении» предельного состояния первой группы – обеспечении местной устойчивости элементов сечения или обеспечении устойчивости формы. Именно последнее обстоятельство будет иметь важное значение в рамках рассматриваемых в данной работе конструктивных форм.

Большинство теорий поведения тонкостенных элементов – феноменологические, построенные на основе явлений, повсеместно проявляющихся в ходе многочисленных натуральных экспериментов. Поэтому особое место в теории расчёта тонкостенных элементов конструкций занимает теория стеснённого кручения, предложенная В.З. Власовым [20] на основе работ С.П. Тимошенко. Кроме этого, такое частое явление для тонкостенных конструкций, как потеря местной устойчивости частью элемента сечения, подчёркивает важность вопросов закритической работы теряющих местную устойчивость на отдельных участках пластинок, которые, в определённой мере, решены в результате их многочисленных натуральных исследований (работы Т. Кармана, Дж. Винтера, Ф. Блейха).

В результате развития теории стеснённого кручения для открытого тонкостенного профиля А.А. Уманским, Г. Вагнером, Ф. Блейхом и другими, с привлечением результатов экспериментальных исследований многих авторов, установлено, что, в большинстве случаев, формой общей потери устойчивости тонкостенных стержней является крутильная или изгибно-крутильная форма. Такая форма потери общей устойчивости, естественно, предусматривает отказ от гипотезы Бернулли – гипотезы плоских сечений, и предусматривает изгиб отдельных элементов сечения [21], что, собственно, изначально и было заложено в теорию стеснённого кручения.

В зарубежной практике вопросами напряжённо-деформированного состояния, вопросами общей устойчивости тонкостенных холодногнутых конструкций и

конструкций из них, вопросами местной устойчивости элементов сечения тонкостенных холодногнутых конструкций занимались П. Бижляр, Э. Стоуэл, К. Либов и Э. Лундквист, С. Ван дер Маас, Ф. Блейх [22, 23], Б. Шафер и его последователи [24, 25], Д. Унгерманн (Германия) [26], Р. Ландольфо (Италия) [27], М.А. Брэдфорд (Австралия), В.В. Юрченко (Украина) [28].

Закритическое поведение пластинок, теряющих местную устойчивость частью сечения, отражено в работах Т. Карман, Э. Шехлер, Л. Доннел. Следует отметить работу А.С. Вольмира [29], где предложены основы редуцирования сечения, т.е. исключения из работы неустойчивых его частей. В приложении к конкретным конструктивным формам – тонкостенным опорам и балкам, закритическую работу рассматривали Дж. Хеймерль, А. Чилвер, Р. Нидхем, Дж. Винтер, Я. Брудка, З. Терешковский и др.

В отечественной практике, в работах И.С. Тришевского [30] и в многочисленных исследованиях ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова решены практические вопросы о влиянии особенностей изготовления холодногнутого профиля на несущую способность тонкостенных конструкций. Следует отметить также работы Э.Л. Айрумяна [31], П.И. Белого [32], И.В. Астахова [33], работы сотрудников ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова, исследования в вузах России [34, 40], работы по численному моделированию В.И. Сливкера [41], А.Р. Туснина [42], В.В. Лалина [43], В.А. Рыбакова [44], А.В. Осокина [45].

Таким образом, на настоящий момент, достаточно полно рассмотрено поведение «целых» ЛСТК, в том числе и в составе различных конструктивных форм – стоек, ферм, прогонов и т.п. На основе этого разработаны достоверные инженерные методики расчёта и традиции проектирования с привлечением как аналитических, так и численных приёмов.

Продольные отверстия в стенках холодногнутых перфорированных конструкций или просечки просечных (сталь в просечках не изымается, а отгибается), располагаясь в шахматном порядке, увеличивают путь прохождения тепла по высоте сечения, что способствует снижению теплопроводности и позволяет «нарушить» так называемые «мостики холода», за что эти профили

называют «термопрофилями». Холодногнутые профили из тонкого листового металла с отверстиями или просечками для решения вопросов о местной устойчивости элементов сечения, несущей способности конструкций в целом, требуют учёта влияния ритмично (аритмично) расположенных отверстий, наличия наклёпов в местахгиба. Иными словами, требуется особый подход к проектированию и последующей эксплуатации конструкций из ЛСТК с отверстиями или просечками. Однако при широком применении подобных ЛСТК в строительстве настоящего времени, выше поднятые вопросы не имеют достаточного решения.

Итак, в настоящее время проводится достаточно большое количество исследований, посвященных устойчивости формы легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Однако поведение ЛСТК в оболочке из ячеистого бетона практически не изучено. Натурные испытания трудоемки и дороги, поэтому изучение поведения ЛСТК в оболочке из ячеистого бетона осуществляется, как правило, численными методами. В разрез этому, получение полной картины поведения ЛСТК, имеющих, как правило, начальные несовершенства в виде погибей, больших допусков на размеры элементов сечения, нарушение ритмичности отверстий и т.п., которые очевидно влияют на несущую способность конструкции, без натурных испытаний, с использованием только аналитических и численных методов, весьма проблематично.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

Анализ информационных источников, посвященных исследованиям балочных конструкций с применением легких ячеистых бетонов, армированных жёсткой арматурой из тонкостенных стальных холоднодеформированных оцинкованных профилей (ЛСТК), позволяет сделать следующие выводы:

– в настоящее время в России есть технология развития и техническая база для увеличения объемов применения эффективных сталежелезобетонных

конструкций перекрытий и покрытий с различными видами наружного и внутреннего жёсткого армирования;

– балки из ячеистых бетонов с жёстким армированием обладают лёгкостью, достаточной прочностью, долговечностью, экологической чистотой, негорючестью, высокими теплоизолирующими свойствами;

– в нормативных источниках отсутствует рекомендация об использовании ячеистых бетонов для изгибаемых элементов с жёстким армированием, отсутствуют и надёжные методики для их проектирования.

ГЛАВА 2 НАТУРНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ИСПЫТАНИЯ БАЛОК ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, АРМИРОВАННОГО ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ ТОНКОСТЕННЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

В данной главе диссертационной работы приведены данные о подготовке к натурным испытаниям и результаты натуральных и отдельных численных испытаний изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными конструкциями (ЛСТК).

Цель проводимых натуральных и численных испытаний заключается в том, чтобы выявить особенности, зависимости и закономерности в реальном поведении изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями (ЛСТК), которые могут быть положены в основу разработки и последующей проверки методик прикладных линейного и нелинейного расчётов подобных конструкций.

Для достижения цели проводимых натуральных и численных испытаний необходимо рассмотреть и решить следующие задачи:

- установить физико-механические свойства ячеистого бетона, использованного для изготовления испытываемых образцов;
- установить физико-механические свойства стали ЛСТК, использованной для изготовления испытываемых образцов;
- разработать испытательную оснастку и определить физические характеристики сцепления различных вариантов ЛСТК и ячеистого бетона, установить факторы, влияющие на это сцепление;
- назначить количество и параметры испытываемых балок с различными вариантами армирования жёсткой арматурой;
- разработать испытательную оснастку и провести испытания балок с определением и отслеживанием (на всех этапах нагружения): напряжённо-деформированного состояния, возможных интервалов значений расчётных нагрузок по первой и второй группам предельных состояний, разрушающей

нагрузки, причин и факторов, сопровождающих исчерпание несущей способности и разрушение.

2.1 Физико-механические свойства ячеистого бетона, использованного для изготовления испытываемых образцов

2.1.1 Ячеистый бетон с планируемым классом прочности В2,5

Для изготовления ячеистого бетона В2,5 применен обычный портландцемент ЦЕМ II / А-Ш 42,5Н по ГОСТ 31108-2016 [46]. Мелкий заполнитель – натуральный песок, пропущенный через сито 4,74 мм для отбора нужной крупности. Произведены измерения плотности мелкого заполнителя и пенообразователя.

Пропорции смеси для отливки опытных кубиков и призм ячеистого бетона с планируемой плотностью D800 представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Пропорции смеси

Цемент (кг)	Песок (кг)	Пенообразователь (л)	Вода (л)
500	125	1	250

Полученные в результате конкретных замеров результаты испытаний опытных шести кубиков (см. рисунок 2.1) представлены в таблице 2.2.

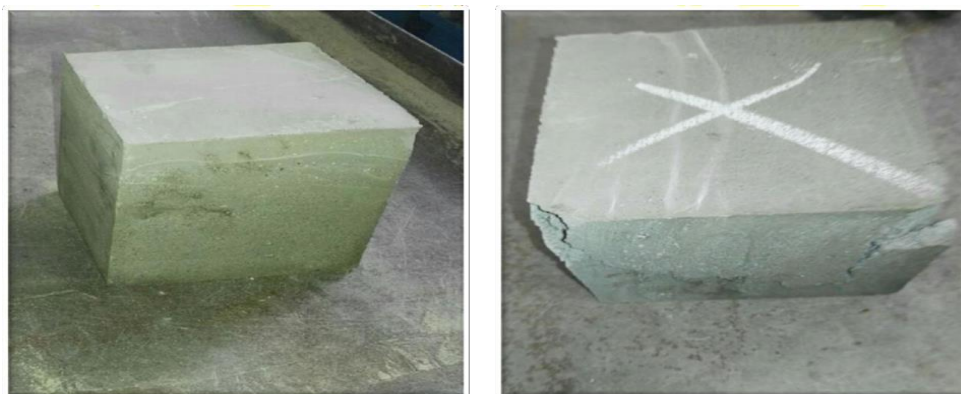


Рисунок 2.1 – Кубик до и после испытаний

Таблица 2.2 – Плотность, влажность и прочность бетона опытных кубиков

№ п.п	Длина (мм)	Ширина (мм)	Высота (мм)	Масса (г)	W, %	Плотность (кг/м ³)	Разрушающая нагрузка (кН)	R _b (МПа)
1	100	100	100	860	17,3	860	17,167	1,75
2	100	100	99	870		879	17,052	1,74
3	100	100	100	870	14,9	870	18,639	1,9
4	100	100	99,5	860		864	20,797	2,1
5	100	100	99	790		798	21,1896	2,1
6	100	100	98,5	820	7,5	804	28,449	2,8

В соответствии с ГОСТ 18105-2018 «Бетоны. Правила контроля и оценки прочности», среднее значение по результатам испытаний прочности бетона устанавливается, исходя из среднеарифметического значения прочности по результатам испытаний и поправки, на которую его следует уменьшить для достижения 95%-й вероятности достоверности полученного значения прочности:

$$R_b = R_{cp} \left(1 - \alpha C_\gamma\right) = 2,065 \left(1 - 2,6 \frac{0,393637}{2,065}\right) = 1,0415 \text{ МПа}, \quad (2.1)$$

где $R_{cp} = 2,065$ – среднее значение прочности по результатам испытаний (табл. 2.2);

$\alpha = 2,6$ – коэффициент Стьюдента при количестве измерений шесть и доверительной вероятности 95 %;

$C_\gamma = S / R_{cp}$ – коэффициент изменчивости результатов измерений;

$S = 0,393637$ – среднее квадратичное отклонение.

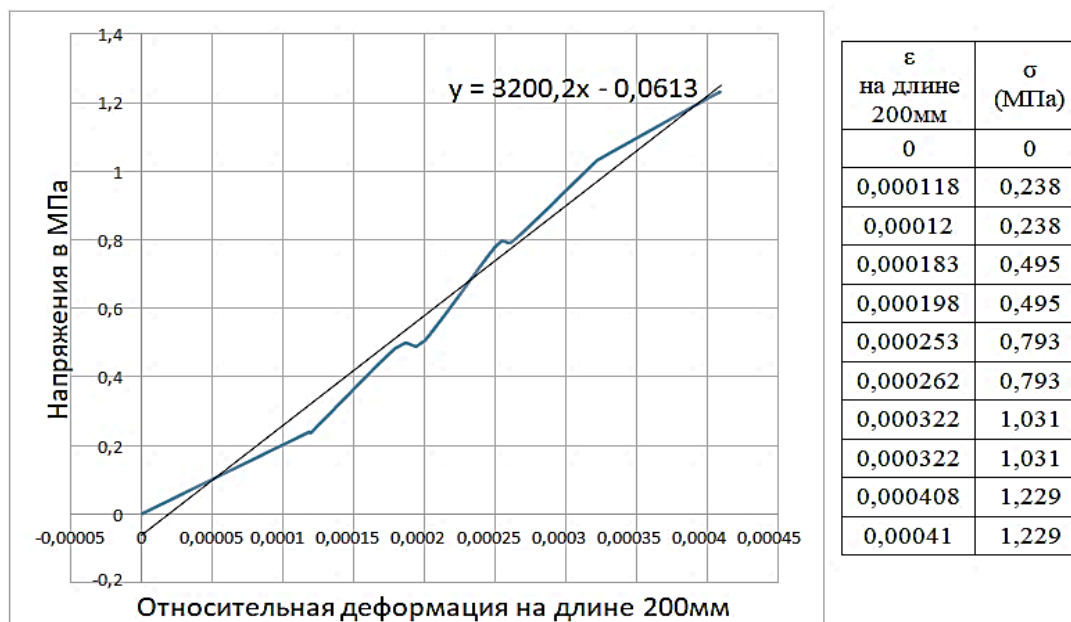
Конкретные замеры и результаты испытаний опытной (см. рисунок 2.2) призмы представлены в таблице 2.3 и на рисунке 2.3.

Таблица 2.3 – Плотность, влажность и прочность бетона опытной призмы

№ п.п	Длина (мм)	Ширина (мм)	Высота (мм)	Масса (г)	W (%)	Плотность (кг/м ³)	Разрушающая нагрузка (кН)	R _b (МПа)
1	100	99	399	3150	5,7	788	25	2,5



Рисунок 2.2 – Испытание призмы В2,5

Рисунок 2.3 – Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ для определения модуля упругости бетона

Установленный линейной аппроксимацией начальный модуль упругости ячеистого бетона при неавтоклавном твердении $E_b = 3200$ МПа.

2.1.2 Ячеистый бетон с планируемым классом прочности В7,5

Для изготовления ячеистого бетона В7,5 применен обычный портландцемент ЦЕМ II / А-Ш 42,5Н по ГОСТ 31108-2016 [46]. Мелкий заполнитель –

натуральный песок, пропущенный через сито 4,74 мм для отбора нужной крупности. Произведены измерения плотности мелкого заполнителя и пенообразователя.

Пропорции смеси для отливки опытных кубиков и призм ячеистого бетона с планируемой плотностью D1200 представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Пропорции смеси

Цемент (кг)	Песок (кг)	Пенообразователь (л)	Вода (л)
500	140	1	250

Полученные в результате конкретных замеров результаты испытаний опытных четырёх кубиков представлены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Плотность, влажность и прочность бетона опытных кубиков

№ п.п	Длина (мм)	Ширина (мм)	Высота (мм)	Масса (г)	W, %	Плотность (кг/м ³)	Разрушающая нагрузка (кН)	R_b (МПа)
1	100	100	100	1250	-	1250	15,057	15,0
2	100	100	100	1219	-	1219	14,532	14,5
3	100	100	99,3	1187	-	1187	14,321	14,3
4	100	100	100	1204	-	1204	14,797	14,8

В соответствии с ГОСТ 18105-2018 «Бетоны. Правила контроля и оценки прочности», среднее значение по результатам испытаний прочности бетона устанавливается, исходя из среднеарифметического значения прочности по результатам испытаний и поправки, на которую её следует уменьшить для достижения 95%-й вероятности достоверности полученного значения прочности:

$$R_b = R_{cp} \left(1 - \alpha C_\gamma\right) = 14,65 \left(1 - 3,2 \frac{0,26926}{14,65}\right) = 13,79, \quad (2.2)$$

где: $R_{cp} = 14,65$ – среднее значение прочности по результатам испытаний;

$\alpha = 3,2$ – коэффициент Стьюдента при количестве измерений четыре и доверительной вероятности 95%;

$C_\gamma = S / R_{cp}$ – коэффициент изменчивости результатов измерений;

$S = 0,26926$ – среднее квадратичное отклонение.

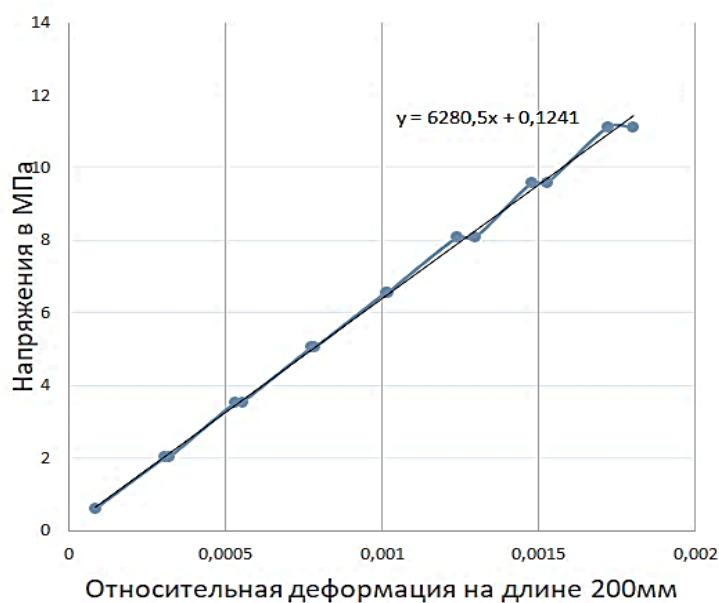
Конкретные замеры и результаты испытаний опытной призмы (см. рисунок 2.4) представлены в таблице 2.6 и на рисунке 2.5.

Таблица 2.6 – Плотность, влажность и прочность бетона опытной призмы

№ п.п	Длина (мм)	Ширина (мм)	Высота (мм)	Масса (г)	W, %	Плотность (кг/м ³)	Разрушающая нагрузка (кН)	R_b (МПа)
1	100	99	399	1192	-	1192	130	13,1



Рисунок 2.4 – Испытание призмы В7,5



ϵ на длине 200мм	σ (МПа)
0,000084	0,606
0,000305	2,020
0,000319	2,020
0,000530	3,535
0,000552	3,535
0,000774	5,050
0,000784	5,050
0,001011	6,566
0,001017	6,566
0,001239	8,081
0,001296	8,081
0,001478	9,596
0,001527	9,596
0,001717	11,11
0,001802	11,11

Рисунок 2.5 – Диаграмма « $\sigma - \epsilon$ » для определения модуля упругости бетона

Установленный линейной аппроксимацией начальный модуль упругости ячеистого бетона при неавтоклавном твердении $E_b = 6280$ МПа.

2.2 Физико-механические свойства стали ЛСТК, использованной для изготовления испытываемых образцов

Стальные образцы, вырезанные из используемых для армирования ЛСТК, доводились до полного разрушения разрывной машиной, обеспечивающей автоматическое пошаговое приращение нагрузки в 0,5 кН с фиксацией величины нагрузки и деформации на каждом шаге (см. рисунок 2.6). Впоследствии обработка этих данных в таблицах Excel позволила получить напряжения и относительные удлинения на каждом этапе нагружения и диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ ». При этом следует отметить, что диаграммы содержали ряд неточностей, связанных с проскальзыванием образцов в зажимах прессы, с частичным падением давления в системе и т.п.

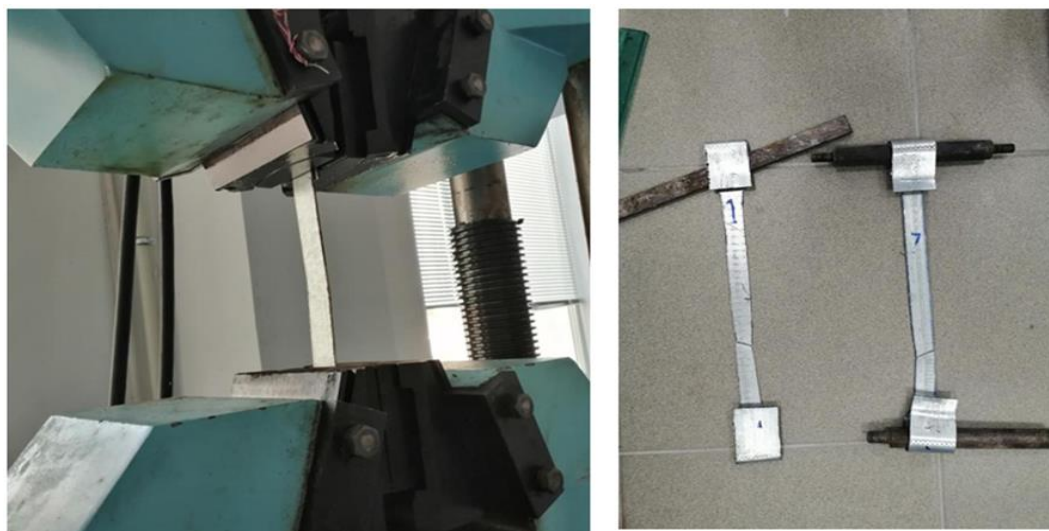


Рисунок 2.6 – Испытание стального образца в прессе и разрушенные после испытаний образцы №1 и №7

В конечном итоге, в результате обработки данных диаграммы на рисунке 2.7 с наименьшими значениями σ_T и $\sigma_{вр}$ установлено:

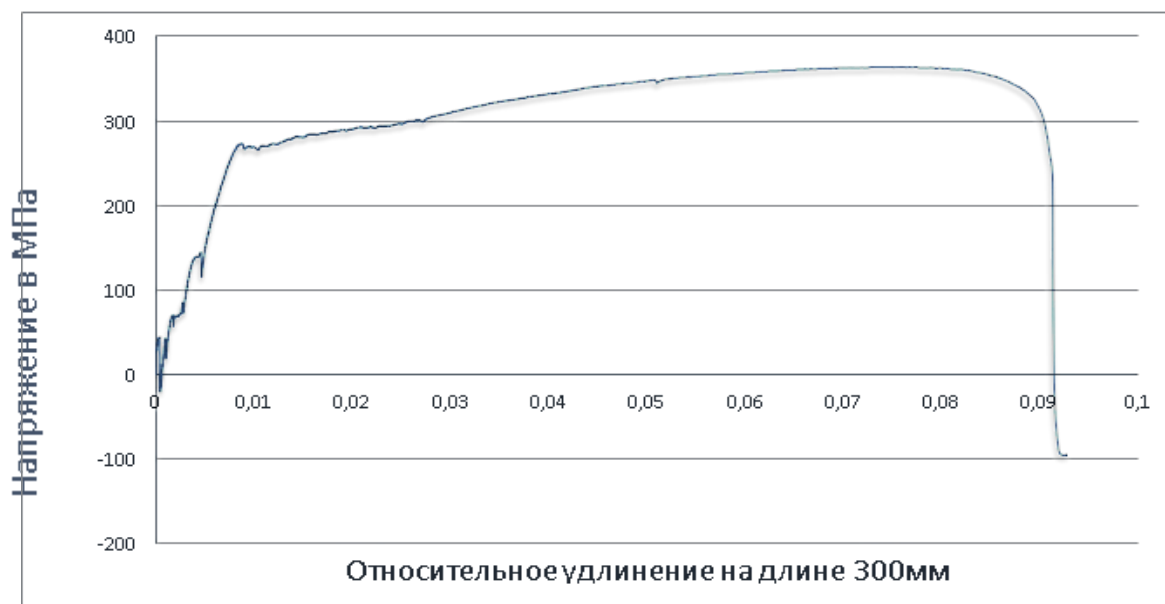


Рисунок 2.7 – Типовая диаграмма испытания стальных образцов шириной 18 мм, толщиной 1,5 мм на растяжение

- расчётное сопротивление материала $R_y = 265$ МПа при величине остаточных относительных деформаций $\varepsilon_{ост} = 0,001$;
- временное сопротивление $\sigma_{вр} = 393,86$ МПа;
- пластичность $\varepsilon_{пл} = 0,0811$.

2.3 Сцепление ЛСТК и ячеистого бетона

Совместная работа ЛСТК и ячеистого бетона обеспечивается сцеплением. В обычной ситуации с тяжёлым бетоном сцепление обеспечивается:

- 1) механическим зацеплением неровностей на поверхности стального элемента за бетон;
- 2) трением стального элемента о бетон под действием давления от усадки;
- 3) собственно сцеплением или «склеиванием» поверхности стального элемента с бетоном [47, 48].

Так как для элементов из ячеистых бетонов с жёсткой арматурой без перфорации не приходится рассчитывать на сцепление по первым двум позициям, а для элементов из ячеистых бетонов с жёсткой арматурой с перфорацией – на

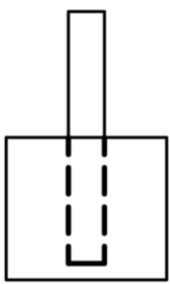
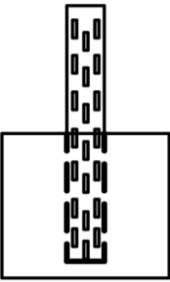
вторую, следует рассмотреть этот вопрос посредством проведения натуральных испытаний.

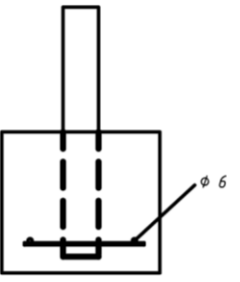
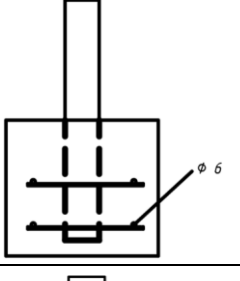
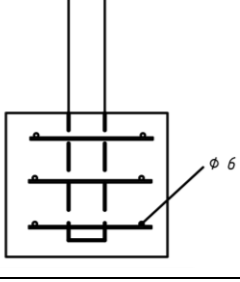
В данном разделе представлены данные натуральных испытаний по установлению [49]:

- характеристик сцепления ЛСТК (перфорированного и не перфорированного) при ограничении (и без) влияния распорных усилий;
- контрольного материала для его сопоставления с результатами теоретических выводов работы.

Сцепление ячеистого бетона со сплошной и перфорированной полосой стального элемента, имитирующей ЛСТК, определялось путем испытаний на «выдёргивание» этой полосы из куба ячеистого бетона. Программа испытаний включала 20 образцов, разбитых на пять серий, отличающихся армированием, как это показано в таблице 2.7 (рисунки 2.8, 2.9 и 2.10).

Таблица 2.7 – Описание серий образцов

Номер серии	Марка серии	Эскиз образца	Класс прочности ячеистого бетона по данным его контрольных испытаний	Сечение пластины (мм)	Количество образцов в серии
1	I-B7,5-С		B 7,5	50×1,5	4
2	II-B7,5-П		B 7,5	Просечная 50×2 (перфорированный участок канала CFS)	4

3	I-B7,5-C1		B 7,5	50×1,5	4
4	I-B7,5-C2		B 7,5	50×1,5	4
5	I-B7,5-C3		B 7,5	50x1,5	4

Примечания: 1) по каждой серии изготавливались четыре куба и четыре призмы для контроля класса прочности бетона испытываемых образцов; 2) сетки из арматуры диаметром 6 мм с ячейкой 50×50 мм, шаг 50 мм по высоте.



Рисунок 2.8 – Опалубка и установленные полосы для заливки опытных образцов



Рисунок 2.9 – Забивка ячеистым бетоном опалубки

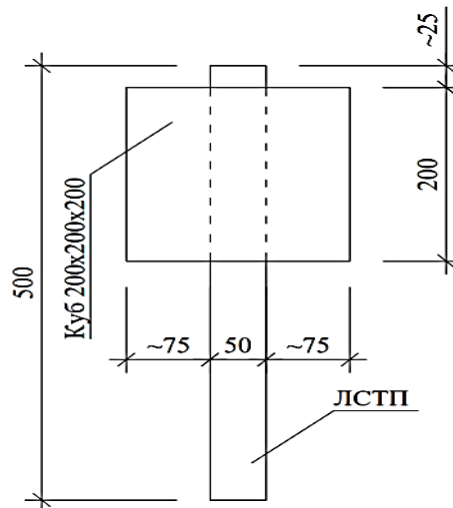


Рисунок 2.10 – Схема испытываемых образцов

Испытание железобетонных образцов производилось на механической машине ZDM-5/91 в специально изготовленной стальной раме (рисунок 2.11).

Принципиальная схема испытаний образцов каждой серии представлена на рисунке 2.12. Данная схема испытаний наиболее близко моделирует работу ЛСТК и ячеистого бетона на участке между двумя смежными трещинами, так как позволяет определять их взаимные смещения одновременно с двух торцов испытываемого образца.

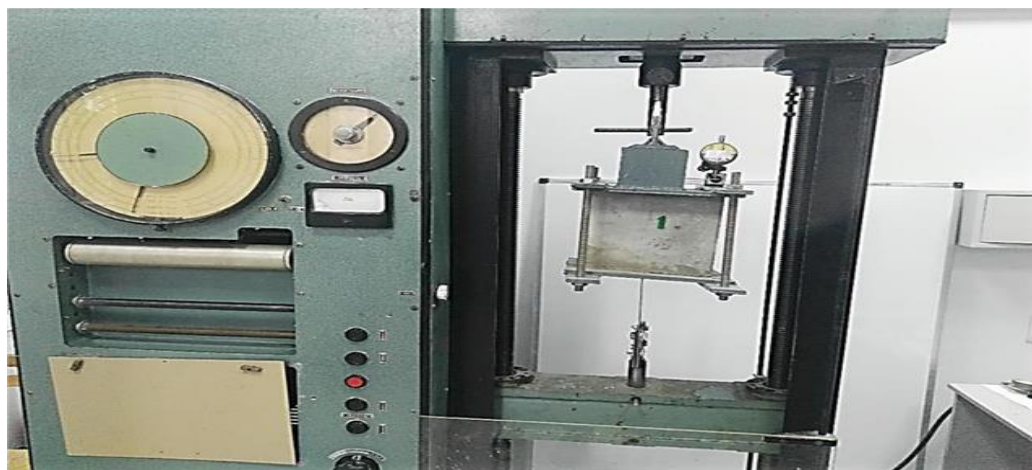


Рисунок 2.11 – Общий вид испытываемого образца в прессе

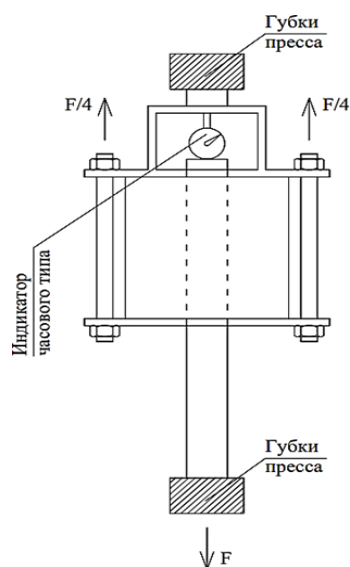


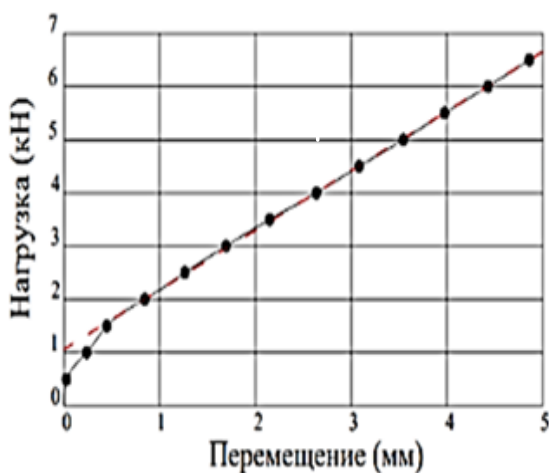
Рисунок 2.12 – Принципиальная схема испытаний

При испытаниях образцов они нагружались нагрузкой с шагом 500 Н, и на каждом этапе измерялось взаимное смещение полосы и грани куба на обоих его торцах посредством восьми индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм и 0,001 мм. Подобное измерение позволяет в большей степени отсеять деформации самой полосы и неопределяемую в данном случае неравномерность распределения сил сцепления по длине полосы внутри куба.

Результаты испытаний образцов представлены на рисунках 2.13 – 2.17.

При испытаниях образцов первой серии установлено, что «усреднённый модуль сцепления» на каждой из сторон полосы шириной 5 см при стороне куба 20 см составляет:

$$E_{\text{сцеп.}} = \sigma_{\text{сцеп}} / \varepsilon = [111,7 / (2 \cdot 5 \cdot 20)] / (1/200) = 11,17 \text{ кг/см}^2 = 1,117 \text{ МПа.}$$

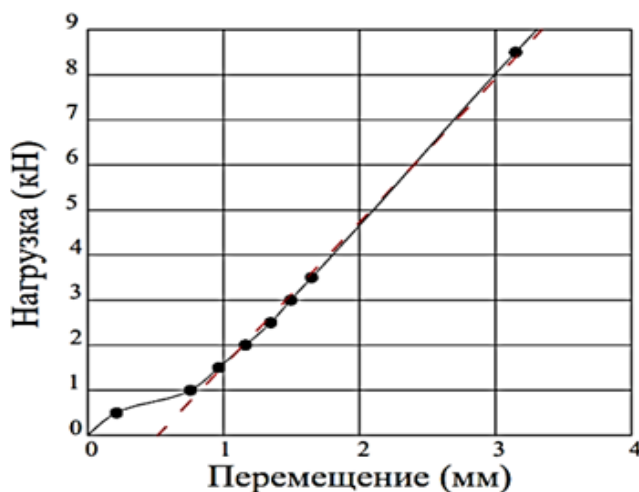


$$N = 111,7 \Delta + 106,2$$

Результаты испытаний четырёх образцов первой серии	
Нагрузка (кН)	Среднее значение перемещений по серии (мм)
0	0
0,5	0,026
1	0,237
1,5	0,47
2	0,844
2,5	1,263
3	1,692
3,5	2,149
4	2,638
4,5	3,083
5	3,546
5,5	3,975
6	4,43
6,5	4,863

Рисунок 2.13 – Результаты испытаний образцов первой серии. Линейная аппроксимация диаграммы по методу Гаусса (здесь N в кг)

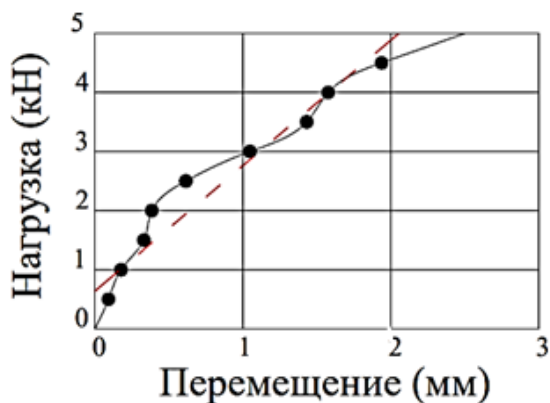
При испытаниях образцов второй серии установлено, что «усреднённый модуль сцепления» на каждой из сторон перфорированной полосы шириной 5 см при стороне куба 20 см составляет $E_{сцеп.} = 31,86 \text{ кг/см}^2 = 3,186 \text{ МПа}$.



$$N = 318,6 \Delta - 164,3$$

Результаты испытаний четырёх образцов второй серии	
Нагрузка(кН)	Среднее значение перемещений по серии (мм)
0	0
0,5	0,212
1	0,756
1,5	0,964
2	1,16
2,5	1,346
3	1,494
3,5	1,647
8,5	3,148

Рисунок 2.14 – Результаты испытаний образцов второй серии. Линейная аппроксимация диаграммы по методу Гаусса (здесь N в кг)

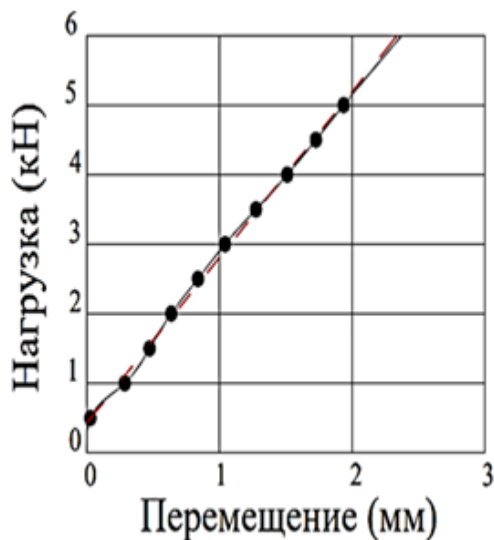


$$N = 212,2 \Delta + 63,8$$

Результаты испытаний четырёх образцов третьей серии	
Нагрузка (кН)	Среднее значение перемещений по серии (мм)
0	0
0,5	0,092
1	0,177
1,5	0,331
2	0,385
2,5	0,615
3	1,048
3,5	1,432
4	1,577
4,5	1,938

Рисунок 2.15 – Результаты испытаний образцов третьей серии. Линейная аппроксимация диаграммы по методу Гаусса (здесь N в кг)

При испытаниях образцов третьей серии установлено, что «усреднённый модуль сцепления» на каждой из сторон полосы шириной 5 см при стороне куба 20 см составляет $E_{сцеп.} = 21,22 \text{ кг/см}^2 = 2,122 \text{ МПа}$.

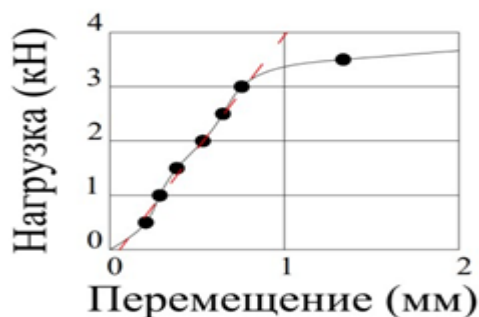


$$N = 238,2 \Delta + 42,4$$

Результаты испытаний четырёх образцов четвертой серии	
Нагрузка (кН)	Среднее значение перемещений по серии (мм)
0	0
0,5	0,028
1	0,287
1,5	0,475
2	0,63
2,5	0,839
3	1,043
3,5	1,277
4	1,512
4,5	1,728
5	1,937

Рисунок 2.16 – Результаты испытаний образцов четвертой серии. Линейная аппроксимация диаграммы по методу Гаусса (здесь N в кг)

При испытаниях образцов четвертой серии установлено, что «усреднённый модуль сцепления» на каждой из сторон полосы шириной 5 см при стороне куба 20 см составляет $E_{сцеп.} = 23,82 \text{ кг/см}^2 = 2,382 \text{ МПа}$.



$$N = 408,1 \Delta - 31,9$$

Результаты испытаний четырёх образцов пятой серии	
Нагрузка (кН)	Среднее значение перемещений по серии (мм)
0	0
0,5	0,206
1	0,286
1,5	0,384
2	0,533
2,5	0,648
3	0,755
3,5	1,337

Рисунок 2.17 – Результаты испытаний образцов пятой серии. Линейная аппроксимация диаграммы по методу Гаусса (здесь N в кг)

При испытаниях образцов пятой серии установлено, что «усреднённый модуль сцепления» на каждой из сторон полосы шириной 5 см при стороне куба 20 см составляет $E_{сцеп.} = 40,81 \text{ кг/см}^2 = 4,081 \text{ МПа}$.

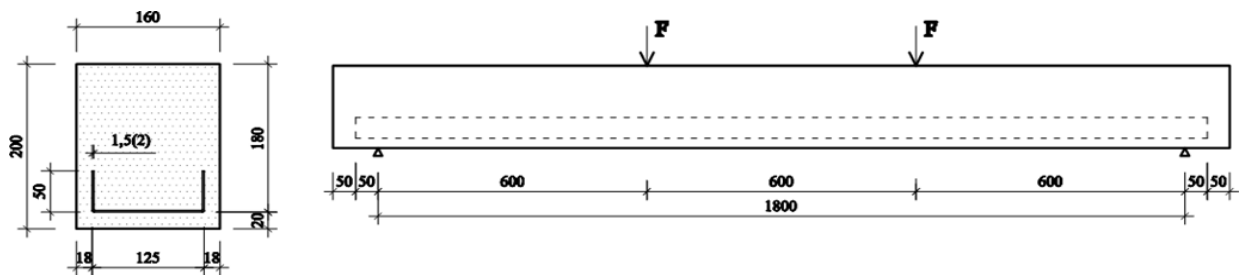
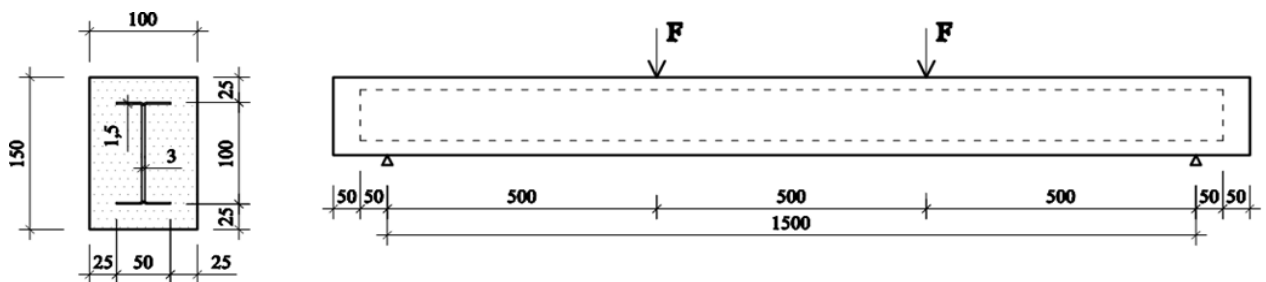
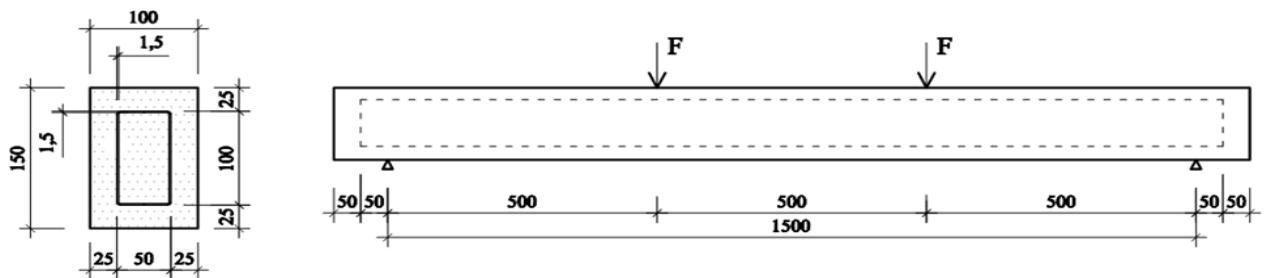
2.4 Прочность нормального сечения балок из ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными конструкциями

Для натуральных испытаний подготовлены пять серий железобетонных балок по три образца в каждой серии. В таблице 2.8 и на рисунках 2.18 – 2.20 представлены размеры и краткие характеристики испытываемых балок.

Таблица 2.8 – Краткая характеристика балок каждой серии

Краткое описание балки серии	Условный номер серии	Количество в серии	Размеры балки (мм)	Класс прочности бетона. Плотность	Толщина элементов армирования
Балка, армированная в нижней части гнутым швеллером сплошного сечения	II ₁	3	2000×200×160	B2,5, D800	t=1,5 мм

Балка, армированная в нижней части перфорированным гнутым швеллером	I ₁	3	2000×200×160	B2,5, D800	t=2 мм
Балка, армированная составленными в двутавр гнутыми швеллерами сплошного сечения	I ₂	3	1700×150×100	B7,5, D1200	t=1,5 мм
Балка, армированная составленными в коробку гнутыми швеллерами сплошного сечения	III ₂	3	1700×150×100	B7,5, D1200	t=1,5 мм
Балка, армированная составленными в коробку гнутыми перфорированными швеллерами	II ₂	3	1700×150×100	B7,5, D1200	t=1,5 мм

Рисунок 2.18 – Балки серии I₁ и II₁Рисунок 2.19 – Балки серии I₂Рисунок 2.20 – Балки серии II₂ и III₂

На рисунке 2.21. показана принципиальная схема испытательной установки.

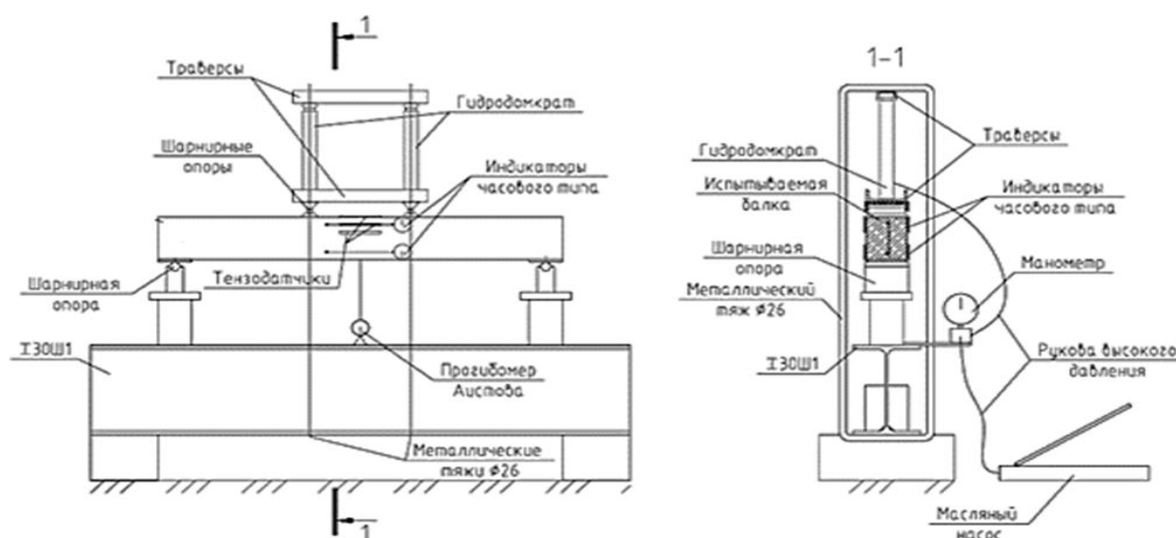


Рисунок 2.21 – Принципиальная схема испытательной установки

В процессе испытаний балок каждой серии производился контроль за их напряжённым состоянием и за образованием и развитием трещин. Балки каждой серии доводились до разрушения.

2.4.1 Натурное испытание балок серии I₁

Для армирования балок этой серии использованы перфорированные участки стандартного канала CFS. Каналы изготовлены холодной штамповкой, поэтому, естественно, в угловых зонах имеются «наклёпанные» участки. На рисунке 2.22 представлена опалубка балок с уложенными в неё участками жёсткой арматуры [50].



Рисунок 2.22 – Формы балок серии I₁ до бетонирования

На рисунке 2.23 показан ход испытаний балки серии I_1 .

а)



б)



Рисунок 2.23 – Балки серии I_1 до и после испытаний

На рисунке 2.24 показаны результаты испытаний в виде диаграмм «нагрузка-прогиб» для трёх балок серии.

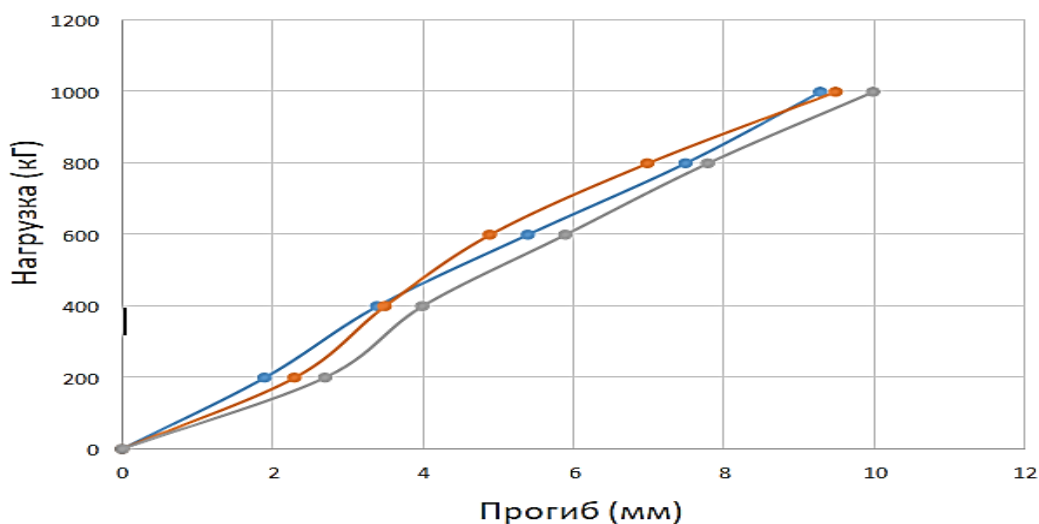


Рисунок 2.24 – Диаграммы «нагрузка-прогиб» для балок серии I₁

Анализ диаграмм и внешнего вида балок серии в процессе и после испытаний показывает:

- разрушение балок связано с проявлением сдвига между нижним слоем балки, содержащим жёсткую арматуру, и верхним без неё;
- значение расчётное нагрузки для балок серии I₁ по первой группе предельных состояний должно лежать в интервале 3÷4 кН, что соответствует изгибающему моменту 1,8÷2,4 кНм.

2.4.2 Натурное и численное испытания балок серии II₁

Для армирования балок этой серии использованы гнутые швеллеры холодного штампования, поэтому, как и раньше, в угловых зонах швеллеров имеются «наклёпанные» участки. На рисунке 2.25 представлена опалубка балок с уложенными в неё участками жёсткой арматуры. На рисунке 2.26 показан ход испытаний балки серии II₁ [50].



Рисунок 2.25 – Формы балок серии П₁ до бетонирования



Рисунок 2.26 – Балки серии П₁ до и после испытаний

На рисунке 2.27 показаны результаты испытаний в виде диаграмм «нагрузка-прогиб» для трёх балок серии.

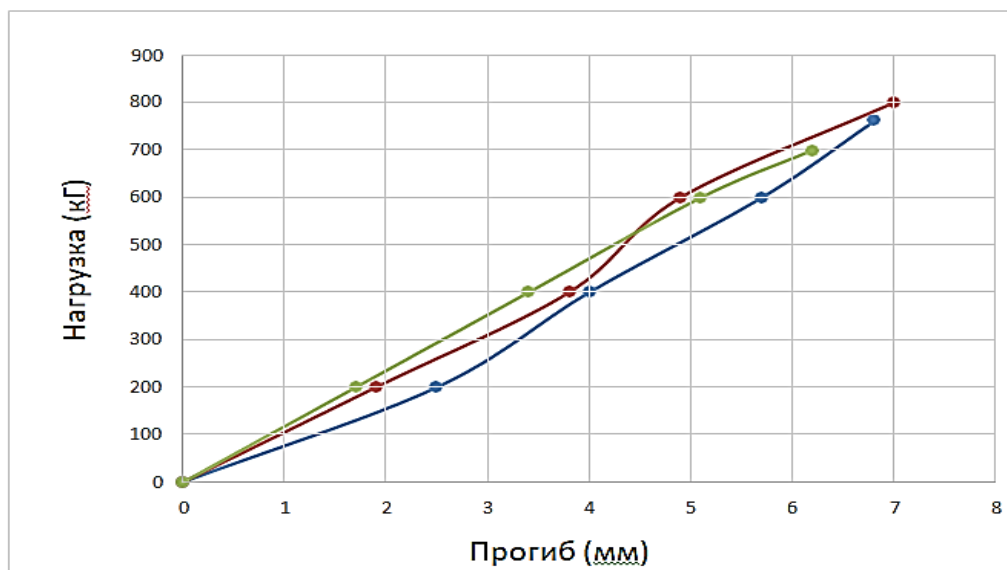


Рисунок 2.27 – Диаграммы «нагрузка-прогиб» для балок серии II₁

Численный эксперимент выполнен с использованием нелинейного расчёта ПК «ANSYS», где расчётная модель соответствует рисунку 2.18.

Правильность выбранных параметров расчётной модели в ПК «ANSYS» подчёркивает то, что диаграмма «нагрузка – прогиб», полученная в результате использования этого комплекса, хорошо соответствует аналогичным диаграммам натуральных испытаний трёх балок (см. рисунок 2.31).

ПК «ANSYS» осуществлял сходящийся нелинейный расчёт модели (см. рисунки 2.28, 2.29 и 2.30) до момента приложения узловой нагрузки в 437,5 кг или 4,375 кН. Далее процесс нелинейного расчёта перестал быть сходящимся, т.е. система переродилась (см. рисунок 2.26). В дальнейшем этот рубеж будем называть «условным разрушением». Естественно считать, что в дальнейшем разрабатываемый прикладной нелинейный расчёт такой конструктивной формы должен «выдавать» расчётные нагрузки по первой и второй группам предельных состояний меньше нагрузок «условного разрушения».

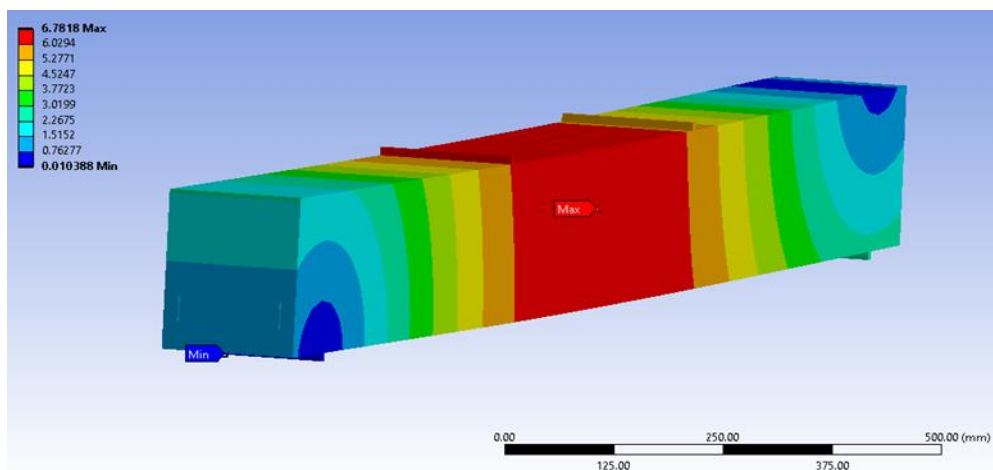


Рисунок 2.28 – Изополя вертикальных перемещений балки в момент «условного разрушения»

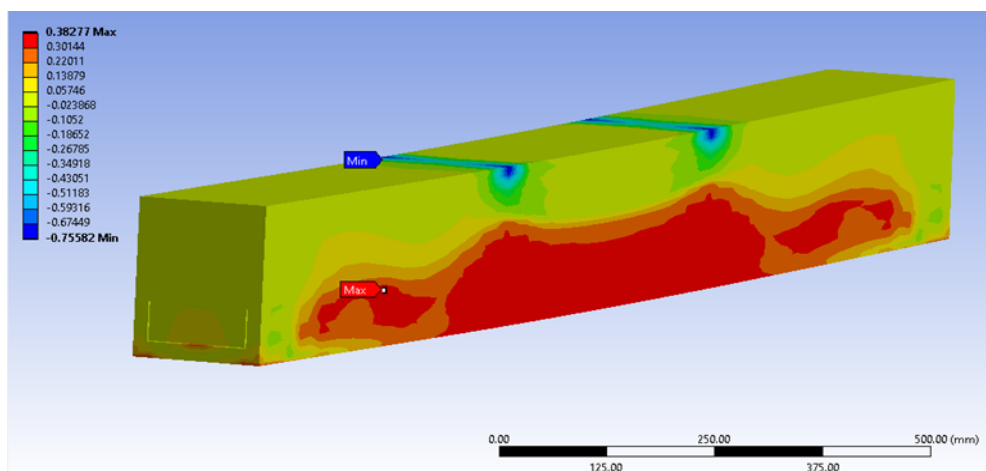


Рисунок 2.29 – Изополя напряжений в бетоне балки в момент «условного разрушения»

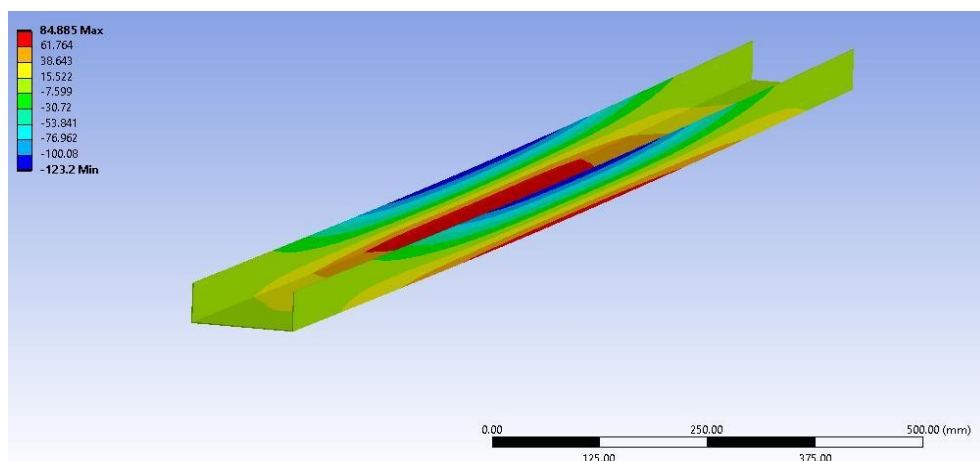


Рисунок 2.30 – Изополя напряжений в жёсткой арматуре балки в момент «условного разрушения»

На момент «условного разрушения» в результате нелинейного расчёта с использованием ПК «ANSYS» получено следующее [51]:

- прогиб балки – 6,782 мм;
- максимальные растягивающие напряжения в бетоне – 0,383 МПа, зона растягивающих напряжений занимает 2/3 высоты сечения балки;
- максимальные сжимающие напряжения в верхних кромках полок гнутого швеллера – 123,2 МПа;
- максимальные растягивающие напряжения в нижних кромках стенки гнутого швеллера – 84,9 МПа.

Следует отметить, что на протяжении всех шагов нелинейного расчёта ПК «ANSYS» показывал наличие сжимающих напряжений в верхних кромках поясов гнутого швеллера, что указывает на то, что высота сжатой зоны бетона занимала около 75 % высоты сечения балки. Из этого следует, что в докритической стадии работы балки напряжения в гнутом швеллере не достигают уровня R_y .

Полки швеллера представляют собой бесконечные пластины, жёстко заделанные в месте примыкания к его стенке, при этом распределение нормальных напряжений соответствует изгибу ($\sigma_{max}=84,88$ МПа, $\sigma_{min} = -123,2$ МПа).

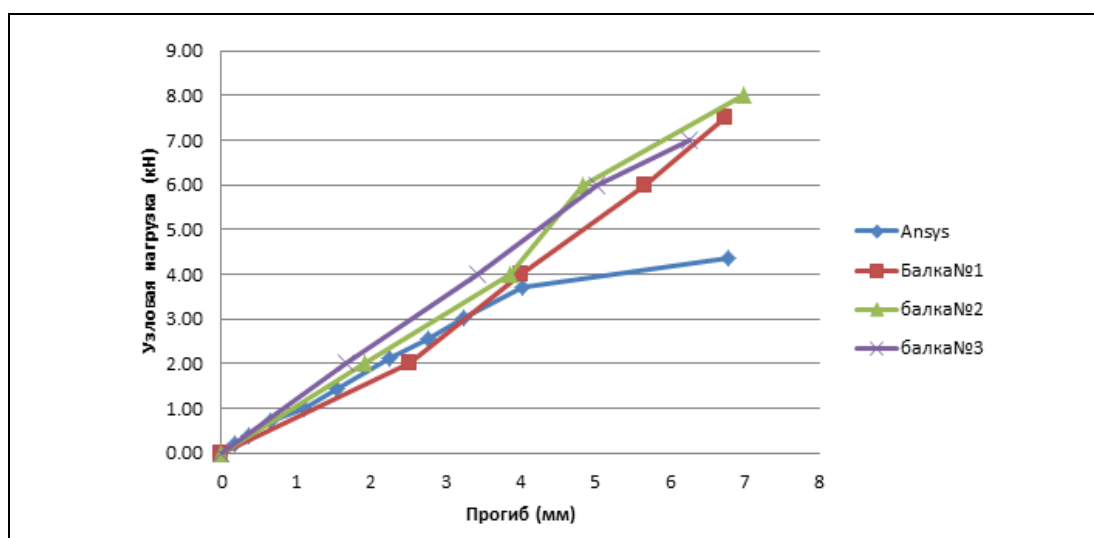


Рисунок 2.31 – Сопоставительные диаграммы «нагрузка – прогиб» для численного и натурального испытаний

Если представить, что бетон не укрепляет полки швеллера от потери местной устойчивости, то минимально возможное критическое напряжение составит по [47]:

$$\begin{aligned}\sigma_{cr} &= 0,25 E \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 0,25 \times 2,06 \times 10^5 \left(\frac{1,5}{22} \right)^2 = \\ &= 239,41 > 179,24 \text{ МПа.}\end{aligned}\quad (2.3)$$

Очевидно, что в рассматриваемой ситуации критические напряжения потери местной устойчивости полок швеллера будут ещё больше.

Анализ диаграмм, хода нелинейного расчёта с использованием ПК «ANSYS» и внешнего вида балок серии в процессе и после испытаний показывает:

- разрушение балок связано с проявлением сдвига между нижним слоем балки, содержащим жёсткую арматуру, и верхним без неё;

- значение расчётное нагрузки для балок серии I₁ по первой группе предельных состояний, как и раньше, должно лежать в интервале 3÷4 кН, что соответствует изгибающему моменту 1,8÷2,4 кН·м;

- значения расчётной нагрузки для балок серий I₁ и II₁ по первой группе предельных состояний практически одинаковы, что означает отсутствие влияния условий сцепления жёсткой арматуры и ячеистого бетона на конечный результат в данных случаях;

- потеря местной устойчивости верхних кромок полок швеллеров не отмечается;

- в данном конкретном случае критические напряжения потери местной устойчивости полок швеллера будут больше, чем определённые по формуле (2.3), т.е. их величина не может быть актуальной в виде ограничения для алгоритма прикладного нелинейного расчёта балок из ячеистого бетона с В2,5 армированных гнутым швеллером по рисунку 2.18.

2.4.3 Натурное и численное испытания балок серии I₂

Для армирования балок этой серии использована жёсткая арматура в виде спаренных в двутавр тонкостенных гнутых швеллеров (рисунок 2.32) [52].



Рисунок 2.32 – Жёсткая арматура из неперфорированных ЛСТК в виде двутавра

На рисунках 2.33 и 2.34 представлен ход испытаний балки серии I₂.



Рисунок 2.33 – Балка №1 до испытаний

При испытаниях измерялись: величина нагрузки каждого этапа нагружения; прогиб балки посредством индикатора часового типа; фибровые деформации как самого бетона балки, так и жёсткой арматуры посредством тензометрии; длина и ширина раскрытия трещин посредством микроскопа.

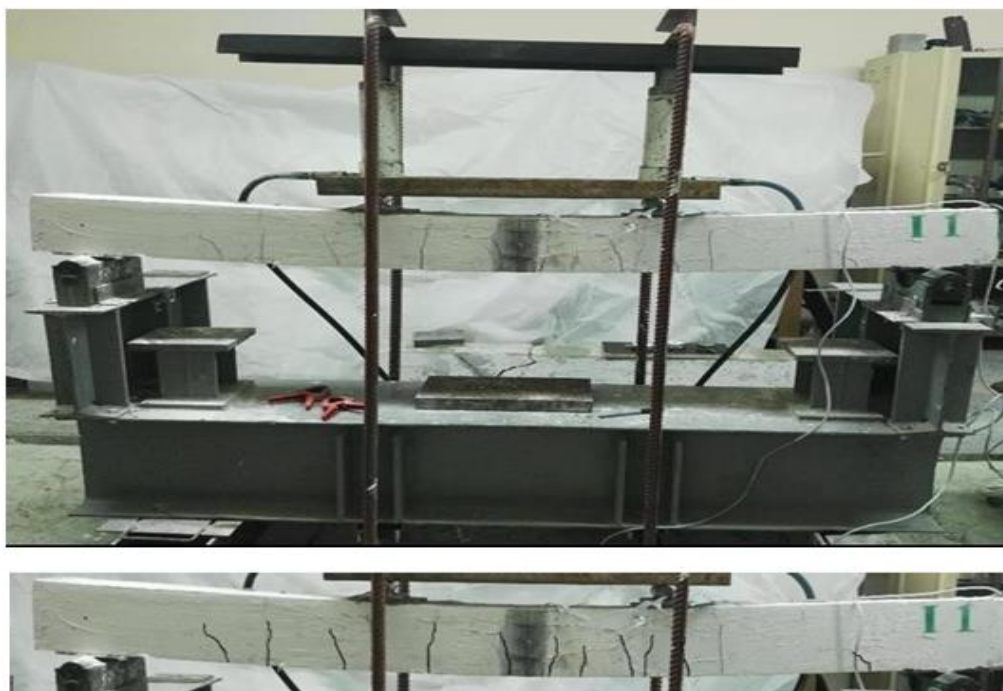


Рисунок 2.34 – Балка №1 после испытаний

Результаты испытаний серии представлены на рисунках 2.35 – 2.37 в виде совмещённых диаграмм «нагрузка – прогиб» и «нагрузка – кривизна».

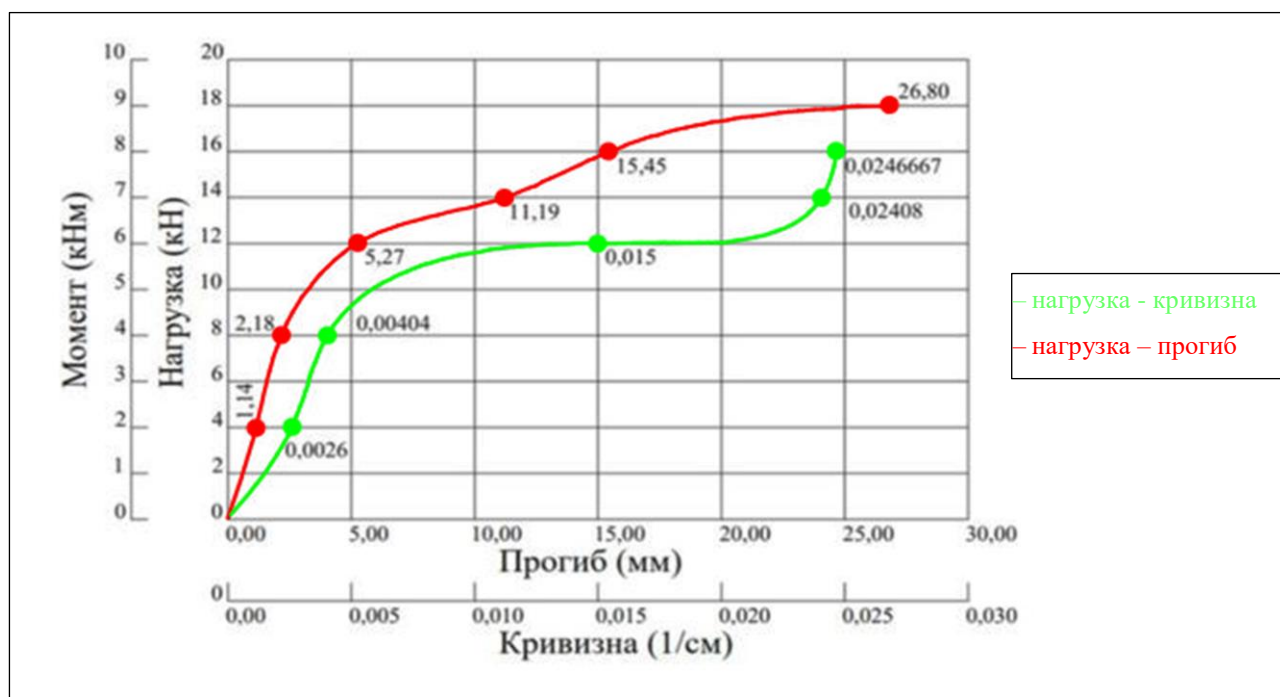


Рисунок 2.35 – Результаты натурных испытаний балки №1

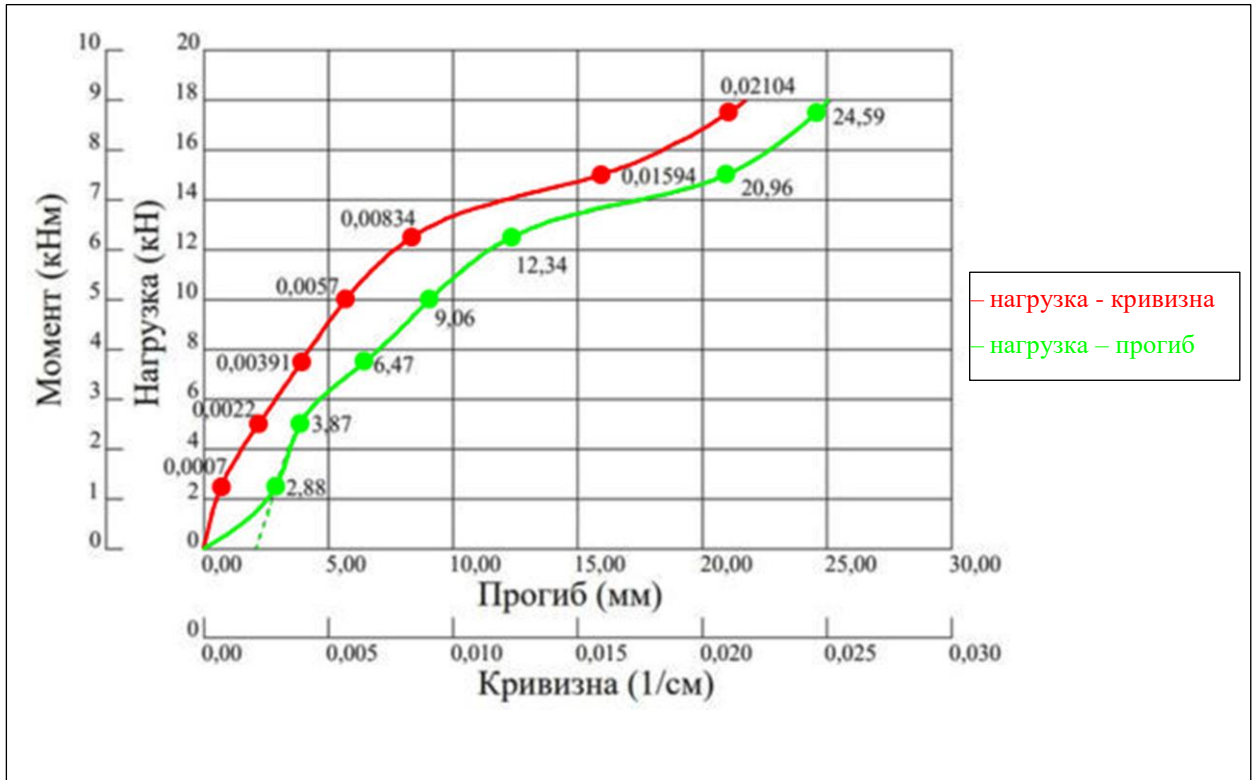


Рисунок 2.36 – Результаты натуральных испытаний балки №2

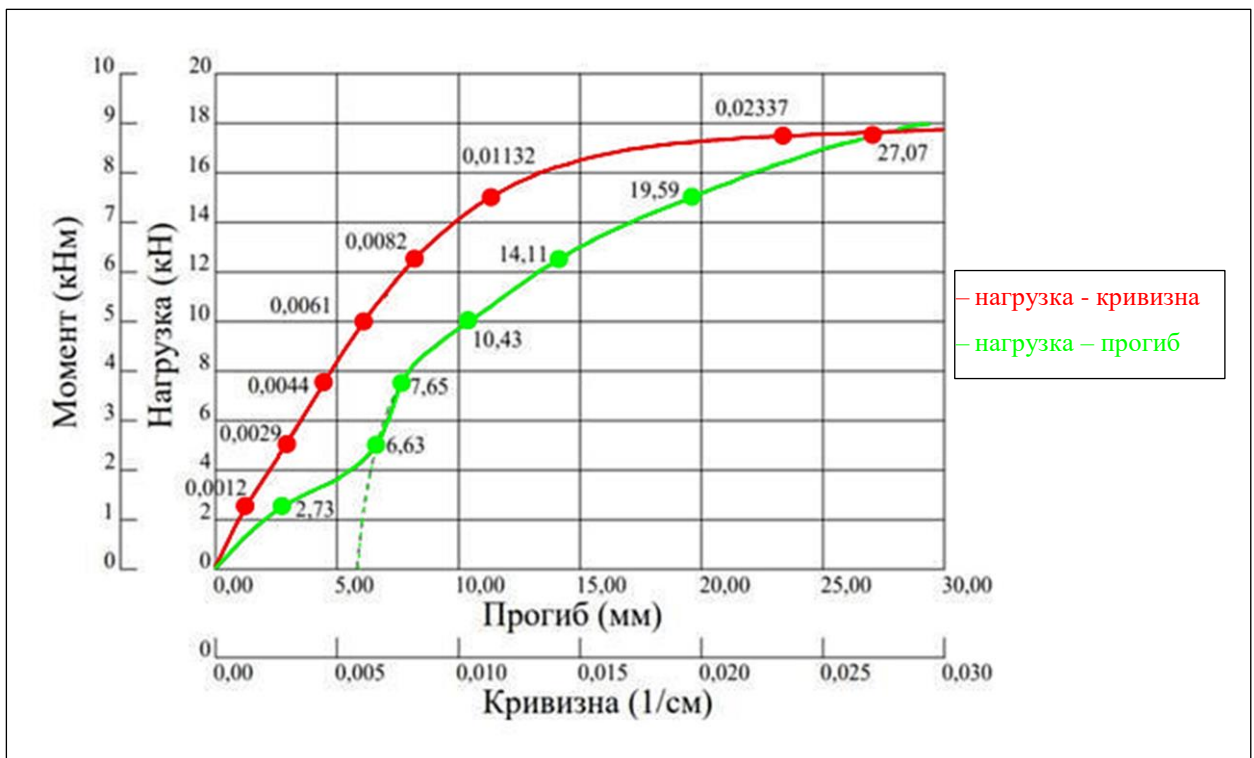


Рисунок 2.37 – Результаты натуральных испытаний балки №3

Схема расположения тензодатчиков с базой 20 мм в сечении жёсткой арматуры представлена на рисунке 2.38.

Кривизна – разность фибровых деформаций «нижнего» (1) и «верхнего» (5) тензодатчиков с базой 20 мм на стенке двутавра, отнесённая к расстоянию между их осями (100 мм).

По показаниям датчиков 1 и 5 установлен поворот сечения балки №1 данной серии по мере увеличения нагрузки (рисунок 2.39).

В таблице 2.9 представлены параметры зафиксированных трещин в ходе испытаний балки №1. Методика фиксирования трещин принята в соответствии с ГОСТ 8829-2018 [53].

Численный эксперимент выполнен с использованием нелинейного расчёта ПК «ANSYS», где расчётная модель соответствует рисунку 2.19.

Правильность выбранных параметров расчётной модели в ПК «ANSYS» подчёркивает то, что диаграмма «нагрузка – прогиб», полученная в результате использования этого комплекса, хорошо соответствует аналогичным диаграммам натуральных испытаний трёх балок (рисунок 2.40).

ПК «ANSYS» осуществлял сходящийся нелинейный расчёт модели до момента приложения узловой нагрузки в 795 кг или 7,95 кН. Далее процесс нелинейного расчёта перестал быть сходящимся, т.е. система переродилась. В дальнейшем и этот рубеж будем называть «условным разрушением». Как и прежде, естественно считать, что в дальнейшем разрабатываемый прикладной нелинейный расчёт такой конструктивной формы должен «выдавать» расчётные нагрузки по первой и второй группам предельных состояний меньше нагрузок «условного разрушения».

На момент «условного разрушения» в результате нелинейного расчёта с использованием ПК «ANSYS» (см. рисунки 2.41, 2.42 и 2.43) получено следующее [51]:

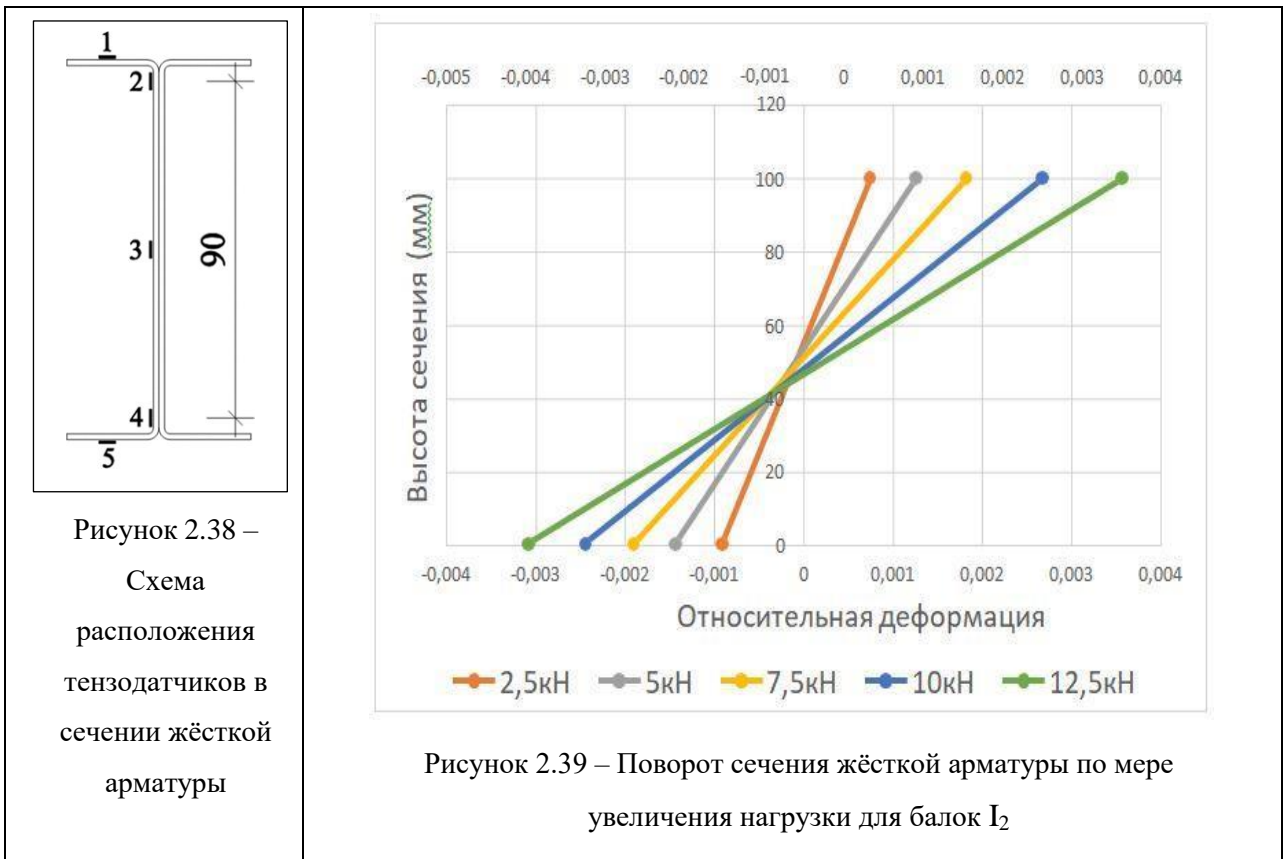
- прогиб балки – 5,385 мм;
- максимальные растягивающие напряжения в бетоне – 0,65 МПа, зона растягивающих напряжений занимает 1/2 высоты сечения балки;
- максимальные сжимающие напряжения в верхних кромках полок гнутого швеллера – 179,24 МПа.

Таблица 2.9 – Результаты измерения трещинообразований для балки №1 серии I₂

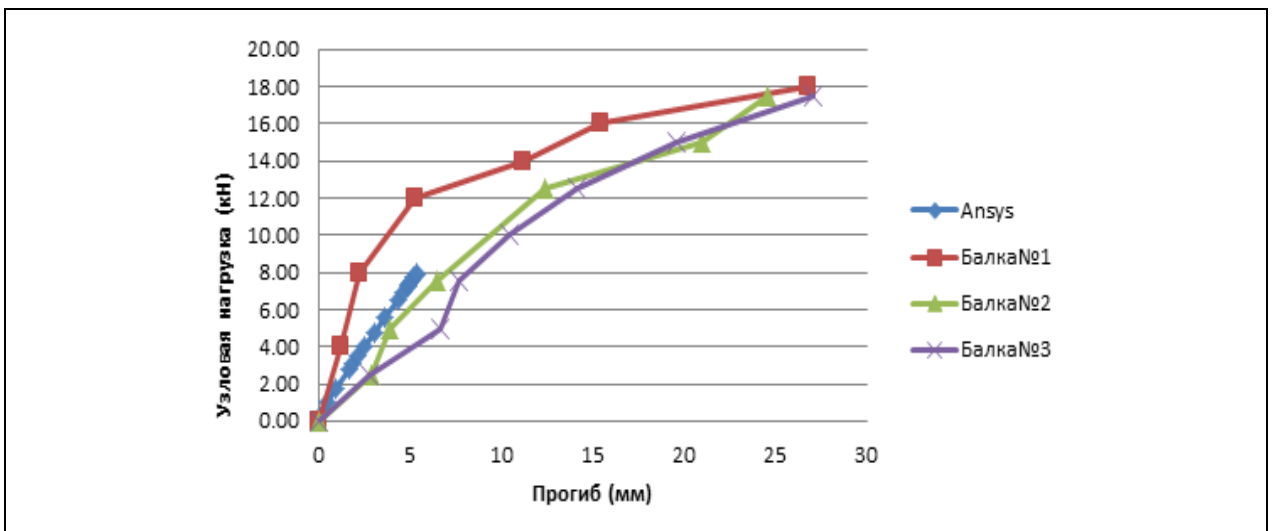
Нагрузка , (кг)	Прог- -ибы, (мм)	трещина 1		трещина 2		трещина 3		трещина 4		трещина 5		трещина 6		трещина 7		трещина 8		трещина 9		трещина 10		трещина 11		трещина 12		
		Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	
250	0,000																									
500	11,40	3,5	0,2	3,3	0,25	4	0,22	3	0,15																	
750	21,80	6,5	0,3	6,3	0,35	9	0,05	6,1	0,25	2,5	0,1	5	0,15													
1000	52,7	9	0,35	10	0,55	10	0,5	7	0,3	7,5	0,3	8,5	0,45	9	0,55	7,5	0,4	9	0,2							
1250	11,1	10	0,4	10	0,60	10,5	0,55	7,9	0,35	8	0,5	9	0,55	9,7	0,6	9	0,45	10,4	0,25							
1500	15,4	11,2	0,42	10,6	0,65	11	0,7	8,8	0,37	8,3	0,38	9,2	0,67	10	0,73	10	0,5	11,5	0,4	7	0,15					
1750	26,8	12	0,5	11,5	0,8	12	0,8	9,5	0,45	9,4	0,55	12	0,75	11	0,9	10,5	0,65	12	0,5	8	0,9	8	0,2	5	0,35	
Разруше ние 1900	31,5	-			-																					

Примечания:

- нумерация трещин соответствует порядку их появления;
- трещины с первой по пятую в зоне «чистого изгиба»;
- Д – длина трещины;
- Ш – максимальная ширина раскрытия трещины.



Полки двутавра из гнутых швеллеров представляют собой бесконечные пластины, жёстко заделанные в месте примыкания их к стенке, при этом распределение нормальных напряжений соответствует равномерному сжатию.



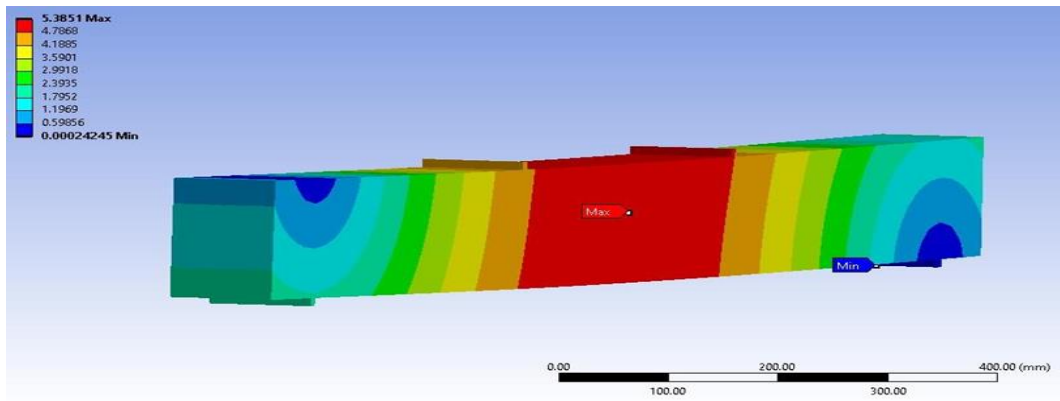


Рисунок 2.41 – Изополя вертикальных перемещений балки
в момент «условного разрушения»

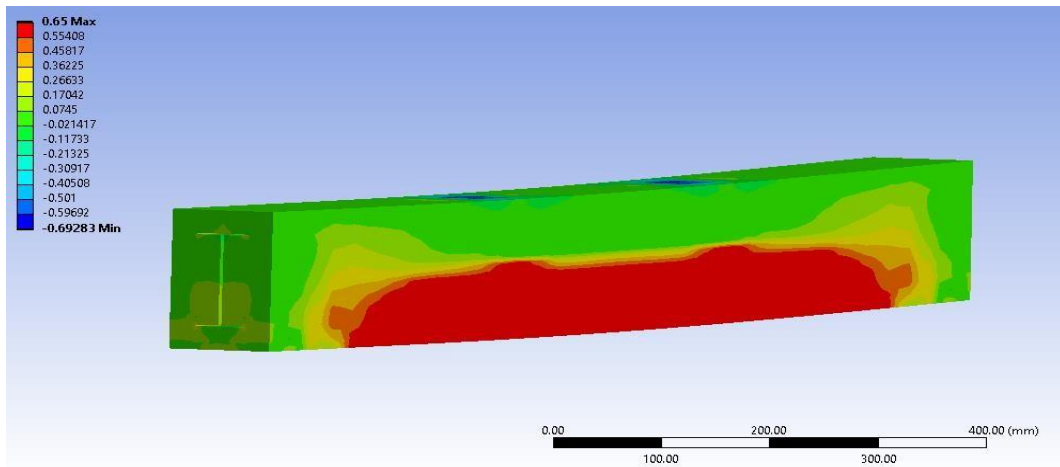


Рисунок 2.42 – Изополя напряжений в бетоне балки
в момент «условного разрушения»

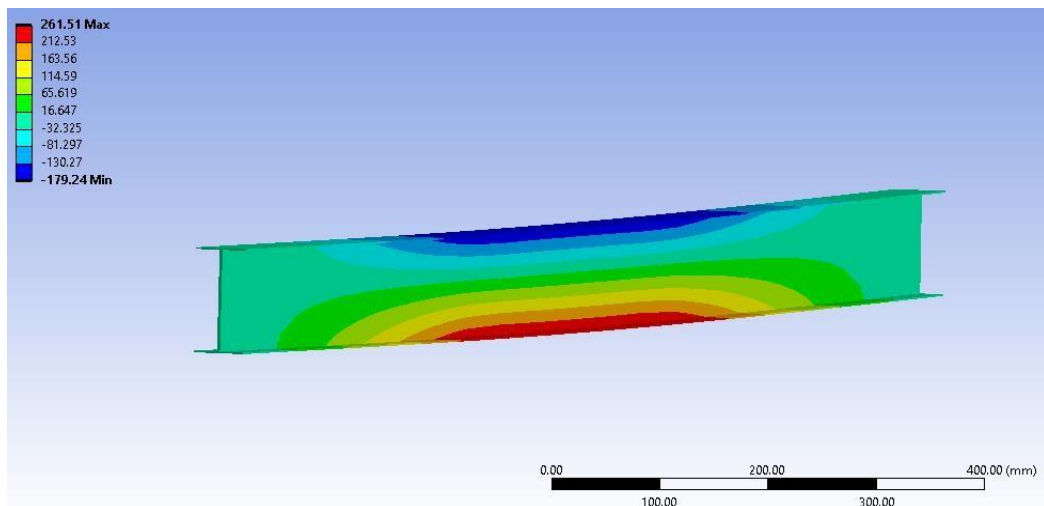


Рисунок 2.43 – Изополя напряжений в жёсткой арматуре балки
в момент «условного разрушения»

Если представить, что бетон не укрепляет полки двутавра от потери местной устойчивости, то максимально возможное критическое напряжение составит по [47]:

$$\begin{aligned}\sigma_{cr} &= 0,25 E \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 0,25 \times 2,06 \times 10^5 \left(\frac{1,5}{22} \right)^2 = \\ &= 239,41 > 179,24 \text{ МПа.}\end{aligned}\quad (2.4)$$

Очевидно, что и в рассматриваемой ситуации критические напряжения потери устойчивости будут больше.

Анализ диаграмм и хода нелинейного расчёта с использованием ПК«ANSYS» балок серии в процессе и после испытаний показывает:

- результаты натурных и численных испытаний балок по показателям «нагрузка (момент) – прогиб» и «нагрузка (момент) – кривизна» позволяют считать, что расчётной нагрузкой по первой группе предельных состояний может быть пара сосредоточенных грузов в интервале $7,95 \div 9,0$ кН каждый, что соответствует изгибающему моменту $3,98 \div 4,5$ кН·м;

- анализ результатов данных таблицы 2.9 свидетельствует о том, что по второй группе предельных состояний расчётной длительно действующей нагрузкой может быть пара сосредоточенных грузов $\sim 7,5$ кН каждый, расчётной кратковременно действующей нагрузкой может быть пара сосредоточенных грузов ~ 10 кН каждый;

- анализ диаграммы по рисунку 2.39 показывает – по мере нагружения ширина сжатой зоны незначительно уменьшилась (в конечном итоге на 8,8 мм), что может являться следствием как неточности измерений, так и проявлением частичного преодоления сил сцепления;

- потеря местной устойчивости верхних полок швеллеров не отмечается;
- в данном конкретном случае критические напряжения потери местной устойчивости полок швеллера будут больше, чем определённые по формуле (2.4), т.е. их величина не может быть актуальной в виде ограничения для алгоритма прикладного нелинейного расчёта балок из ячеистого бетона с В7,5 армированных гнутыми швеллерами, составленными в двутавр по рисунку 2.19.

2.4.4 Натурное испытание балок серии П₂

Для армирования балок этой серии использована жёсткая арматура в виде спаренных в коробку перфорированных гнутых швеллеров (рисунок 2.44).



Рисунок 2.44 – Жёсткая арматура из перфорированных ЛСТК, составленных в коробку

На рисунках 2.45 и 2.46 отражён ход испытаний балки серии П₂



Рисунок 2.45 – Балка №1 до испытаний

При испытаниях измерялись: величина нагрузки каждого этапа нагружения; прогиб балки посредством индикатора часового типа; фибровые деформации как самого бетона балки, так и жёсткой арматуры посредством тензометрии; длина и ширина раскрытия трещин посредством микроскопа.

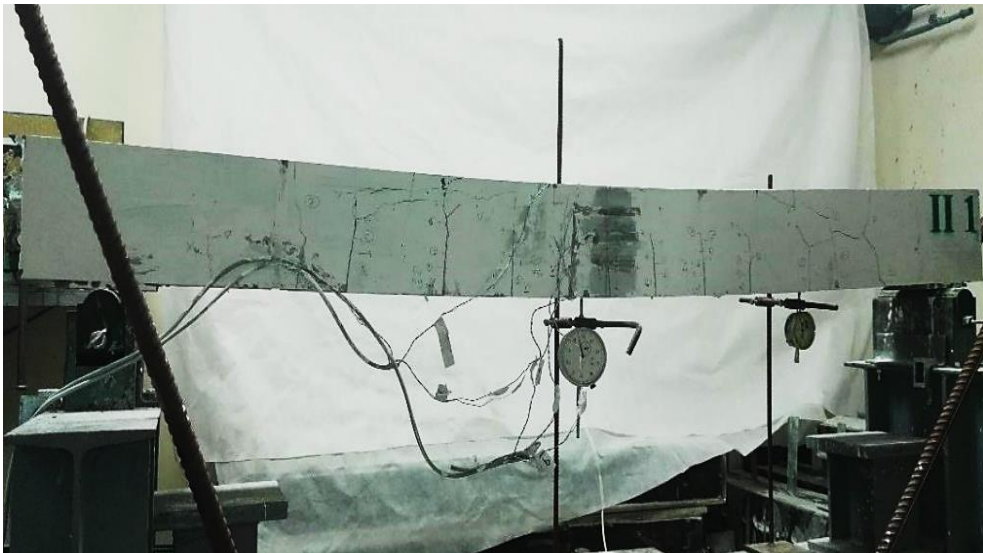


Рисунок 2.46 – Балка №1 после испытаний

Результаты испытаний серии представлены на рисунках 2.47 – 2.49 в виде совмещённых диаграмм «нагрузка – прогиб» и «нагрузка – кривизна».

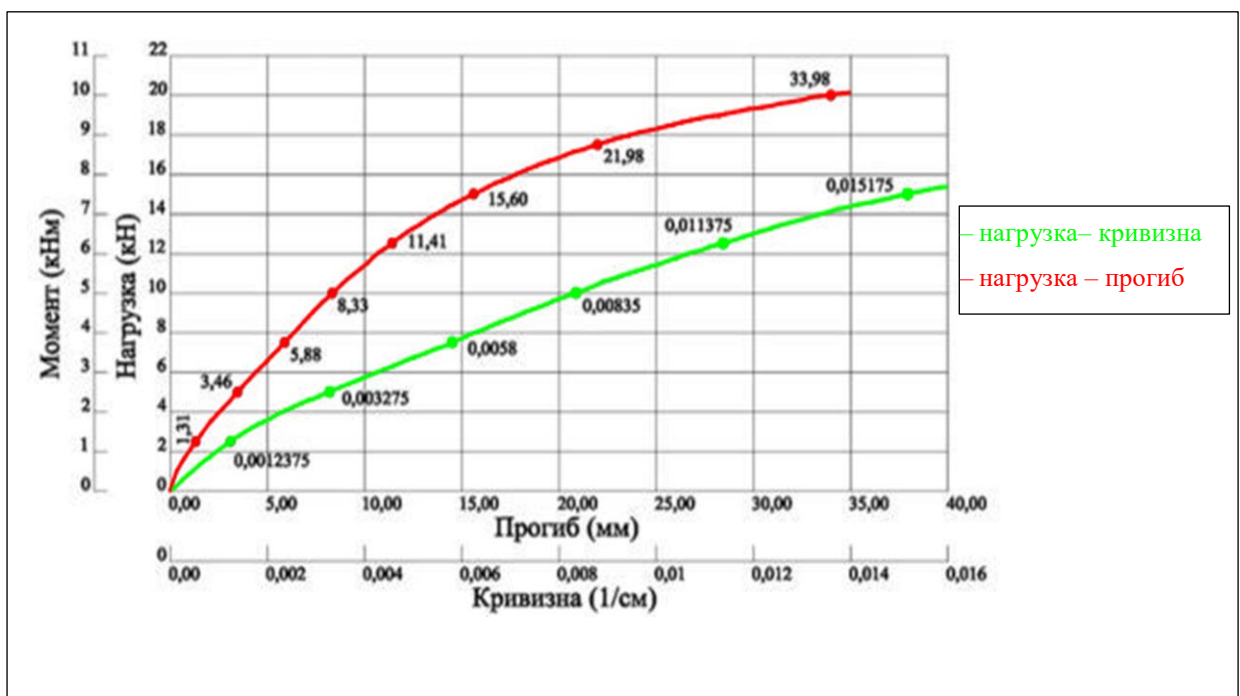


Рисунок 2.47 – Результаты натурных испытаний балки №1

По показаниям датчиков 1 и 5 установлен поворот сечения балки №2 данной серии по мере увеличения нагрузки (рисунок 2.51).

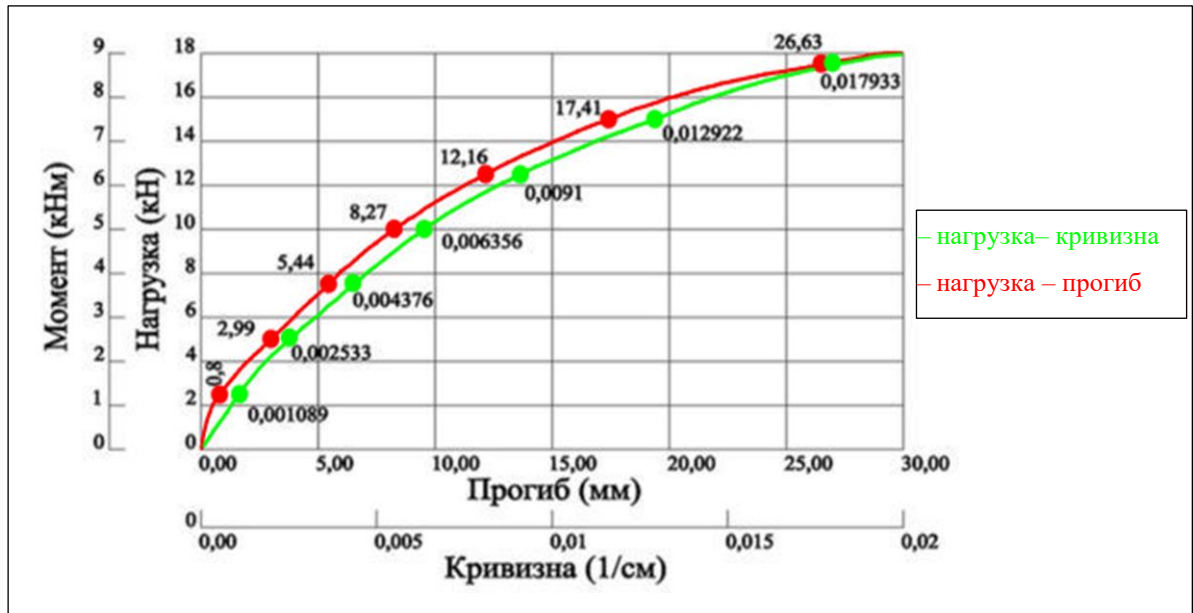


Рисунок 2.48 – Результаты натуральных испытаний балки №2

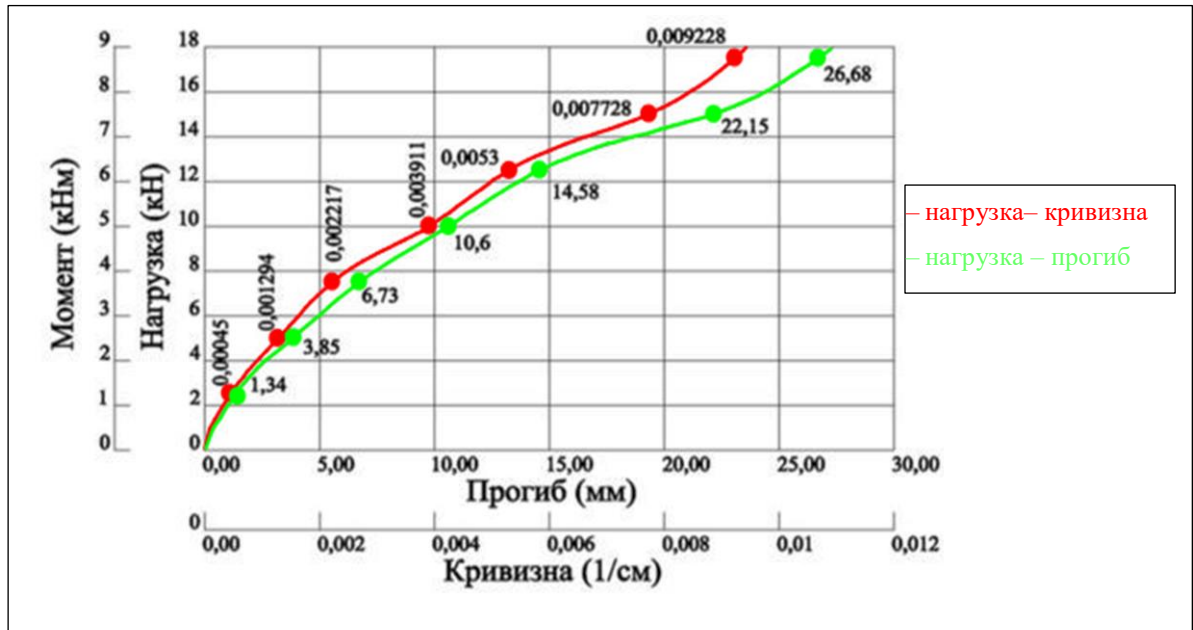


Рисунок 2.49 – Результаты натуральных испытаний балки №3

По показаниям датчиков 2, 3 и 4 установлен поворот сечения балки №3 данной серии по мере увеличения нагрузки (рисунок 2.53).

На рисунках 2.50 и 2.52 – схема расположения тензодатчиков в сечении жёсткой арматуры балки №2 и №3.

В таблице 2.10 представлены параметры зафиксированных трещин в ходе испытаний балки №1.

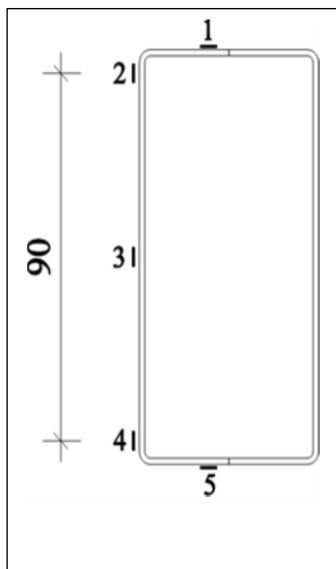


Рисунок 2.50 – Схема расположения тензодатчиков в сечении жёсткой арматуры балки №2

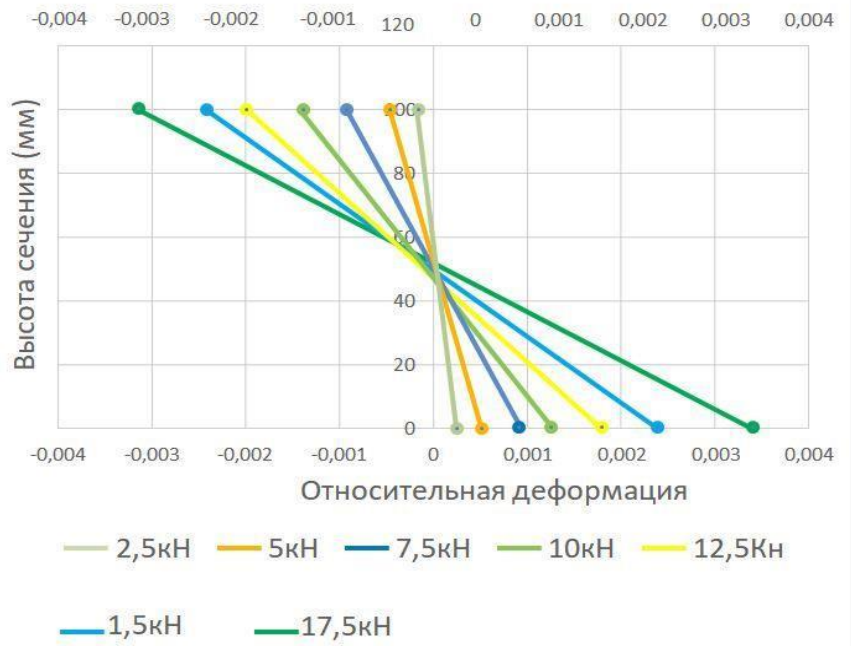


Рисунок 2.51 – Поворот сечения жёсткой арматуры по мере увеличения нагрузки для балки №2 серии П₂

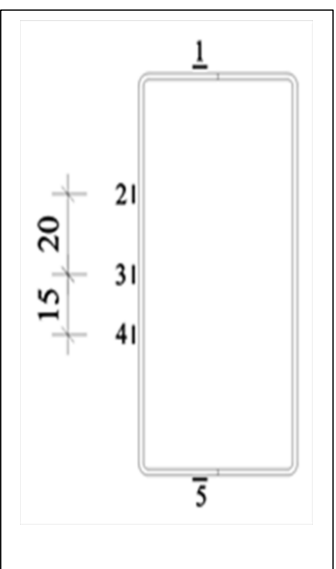


Рисунок 2.52 – Схема расположения тензодатчиков в сечении жёсткой арматуры балки №3

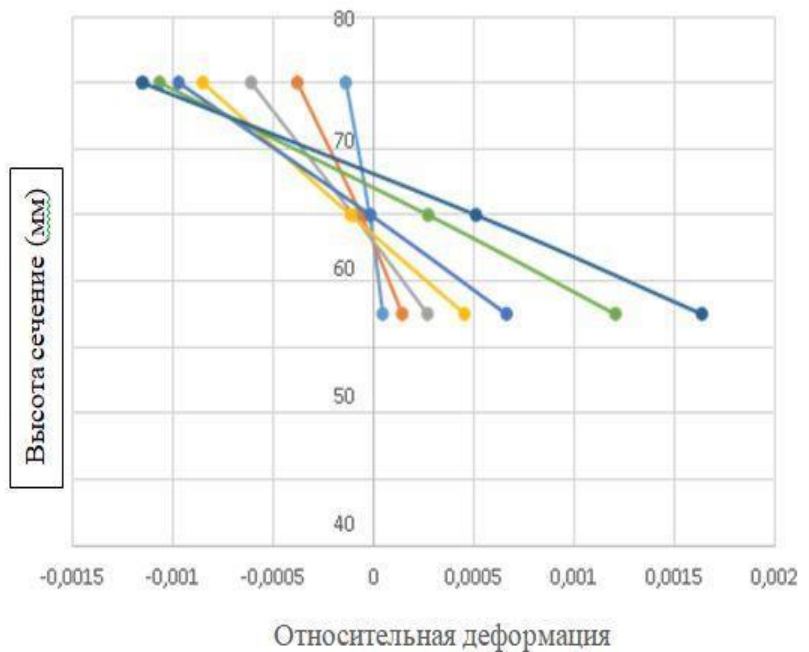


Рисунок 2.53 – Поворот сечения жёсткой арматуры по мере увеличения нагрузки для балки №3 серии П₂

Таблица 2.10 – Результаты измерений трещинообразований для балки №1 серии П₂

Нагрузка , (кг)	Прог - ибы, (мм)	трещина 1		трещина 2		трещина 3		трещина 4		трещина 5		трещина 6		трещина 7		трещина 8		трещина 9		трещина 10		трещина 11		трещина 12		
		Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	
250	1,31																									
500	3,46	2,7	0,2	2,9	0,3	2,4	0,3	3,6	0,3																	
750	5,88	4	0,2	4,2	0,3	4,5	0,4	4,9	0,4	5	0,3	2	0,2	3,1	0,2											
1000	8,33	4,5	0,3	5	0,4	5	0,5	4,9	0,5	5,5	0,4	4	0,3	4,2	0,3	2,5	0,2	1,7	0,2	4	0,2					
1250	11,41	5,6	0,35	6	0,60	5,8	0,55	5,3	0,7	6,2	0,5	5	0,35	5,1	0,35	3,8	0,25	3,2	0,25	6,5	0,3	3,8	0,2			
1500	15,6	7	0,4	7,6	0,65	8,2	0,7	9,1	0,85	7,1	0,6	7,2	0,5	7	0,4	9	0,3	4	0,3	8,3	0,4,5	3,8	0,3	8	0,2	
1750	21,98	7	0,5	8,5	0,7	9,8	0,8	11,1	1	7,8	0,65	8,1	0,6	8,5	0,45	12	0,35	11,5	0,35	11,7	0,6	10,7	0,3	10	0,3	
2000	33,98																									
Разруше- ние 2000	-	-			-																					

Примечания:

- нумерация трещин соответствует порядку их появления;
- трещины с первой по пятую в зоне «чистого изгиба»;
- Д – длина трещины;
- Ш – максимальная ширина раскрытия трещины.

Анализ диаграмм балок серии в процессе и после испытаний показывает:

- результаты натурных и численных испытаний балок по показателям «нагрузка (момент) – прогиб» и «нагрузка (момент) – кривизна» позволяют считать, что расчётной нагрузкой по первой группе предельных состояний может быть пара сосредоточенных грузов в интервале $7,0 \div 9,0$ кН каждый, что соответствует изгибающему моменту $3,5 \div 4,5$ кН·м;
- анализ результатов данных таблицы 2.10 свидетельствует о том, что по второй группе предельных состояний расчётной длительно действующей нагрузкой может быть пара сосредоточенных грузов $\sim 7,5$ кН каждый, расчётной кратковременно действующей нагрузкой может быть пара сосредоточенных грузов ~ 10 кН каждый;
- анализ диаграммы по рисунку 2.51 показывает – по мере нагружения ширина сжатой зоны незначительно увеличивается (в конечном итоге на 6,4 мм), что может являться следствием как неточности измерений, так и проявлением частичного преодоления сил сцепления;
- анализ диаграммы по рисунку 2.53 показывает – по мере нагружения ширина сжатой зоны незначительно уменьшается (в конечном итоге на 12,3 мм), что может являться следствием как неточности измерений, так и проявлением частичного преодоления сил сцепления;
- потеря местной устойчивости верхних полок швеллеров не отмечается.

2.4.5 Натурное испытание балок серии Ш₂

Для армирования балок этой серии использована жёсткая арматура в виде спаренных в коробку гнутых швеллеров (рисунок 2.54).



Рисунок 2.54 – Жёсткая арматура из ЛСТК, составленных в коробку

На рисунках 2.55 и 2.56 отражён ход испытаний балки серии III₂.



Рисунок 2.55 – Балка №1 до испытаний

При испытаниях измерялись: величина нагрузки каждого этапа нагружения; прогиб балки посредством индикатора часового типа; фибровые деформации как самого бетона балки, так и жёсткой арматуры посредством тензометрии; длина и ширина раскрытия трещин посредством микроскопа.

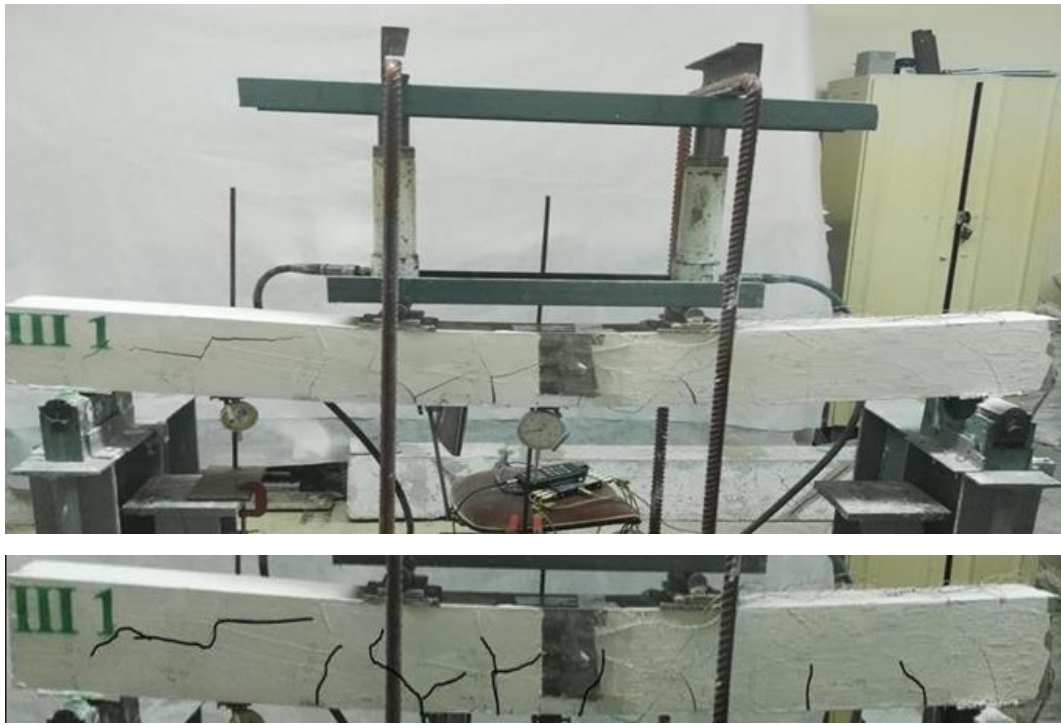


Рисунок 2.56 – Балка №1 после испытаний

Результаты испытаний серии представлены на рисунках 2.57 – 2.59 в виде совмещённых диаграмм «нагрузка – прогиб» и «нагрузка – кривизна».

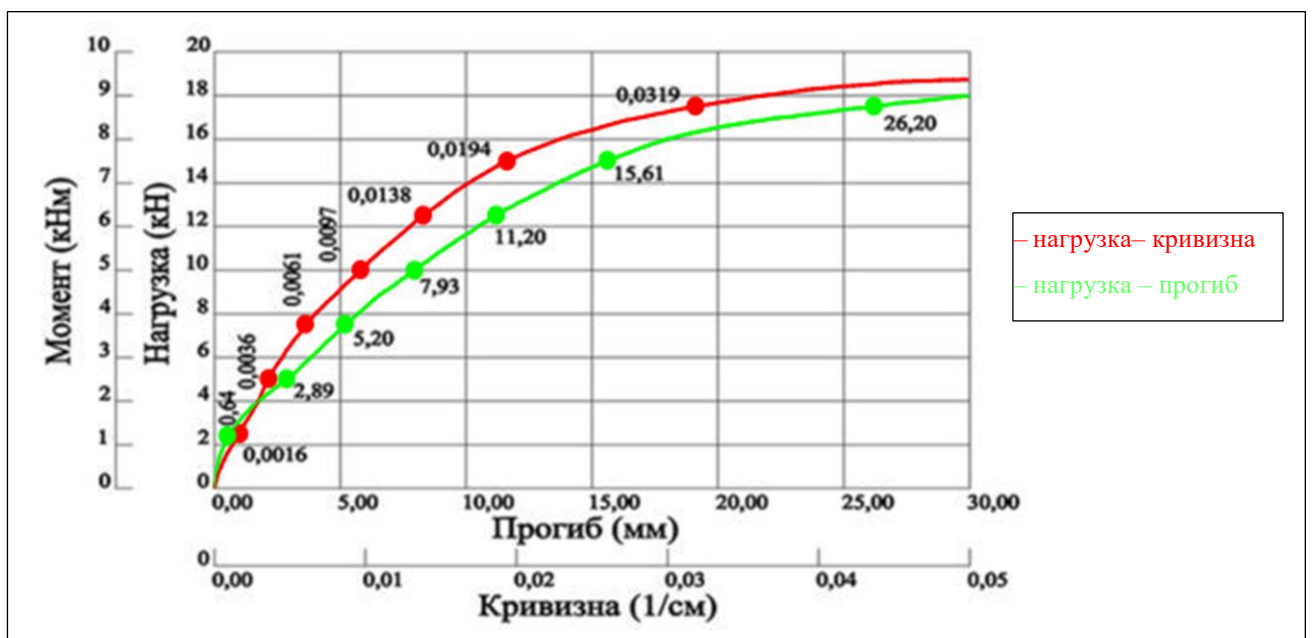


Рисунок 2.57 – Результаты натурных испытаний балки №1

В таблице 2.11 представлены параметры зафиксированных трещин в ходе испытаний балки №1.

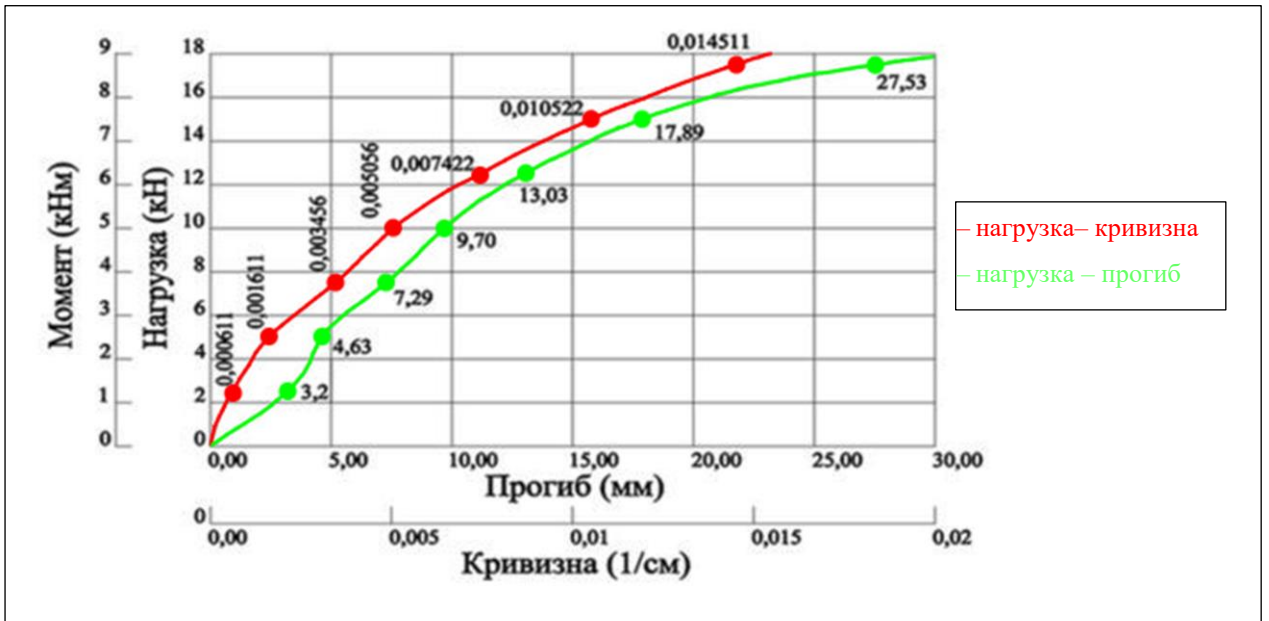


Рисунок 2.58 – Результаты натуральных испытаний балки №2

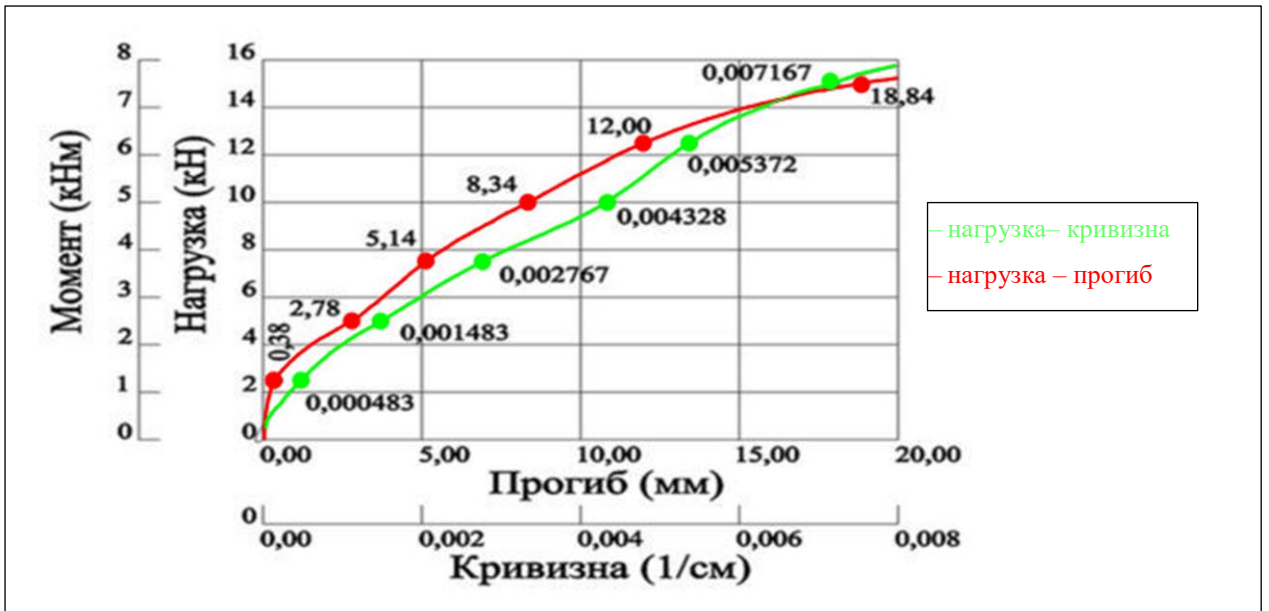


Рисунок 2.59 – Результаты натуральных испытаний балки №3

По показаниям датчиков 1 и 5 установлен поворот сечения балки №2 данной серии по мере увеличения нагрузки (рисунок 2.61).

По показаниям датчиков 1, 2, 4 и 5 установлен поворот сечения балки №3 данной серии по мере увеличения нагрузки (рисунок 2.63).

На рисунках 2.60 и 2.62 – схема расположения тензодатчиков в сечении жёсткой арматуры балки №2 и №3.

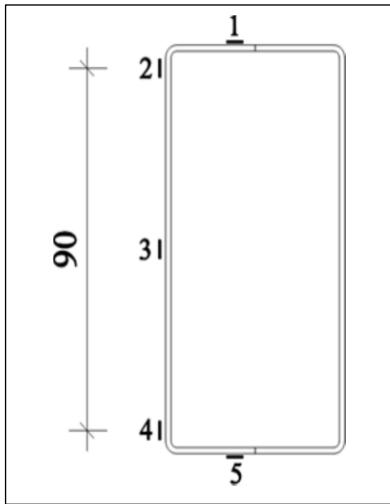


Рисунок 2.60 – Схема расположения тензодатчиков в сечении жёсткой арматуры балки №1

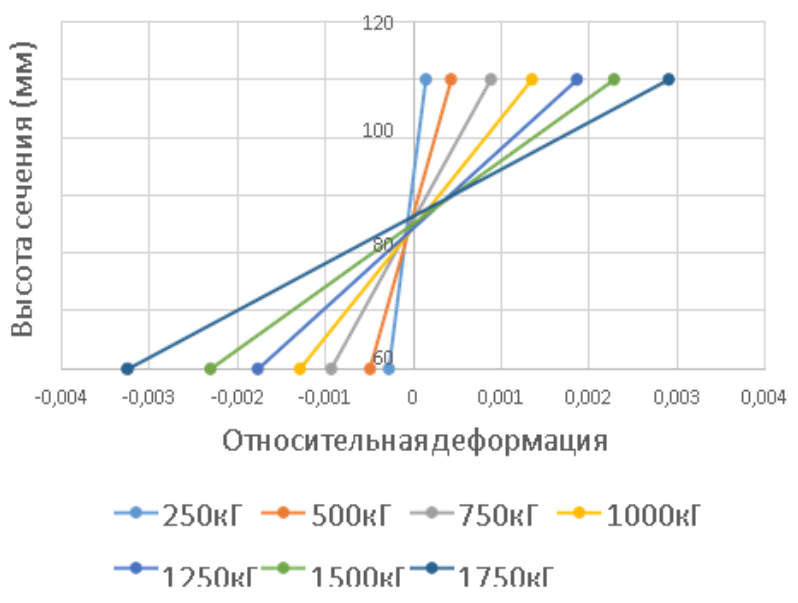


Рисунок 2.61 – Поворот сечения жёсткой арматуры по мере увеличения нагрузки для балки №1 серии Ш₂

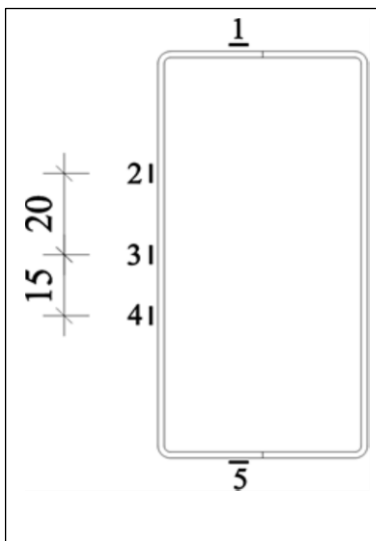


Рисунок 2.62 – Схема расположения тензодатчиков в сечении жёсткой арматуры балки №3

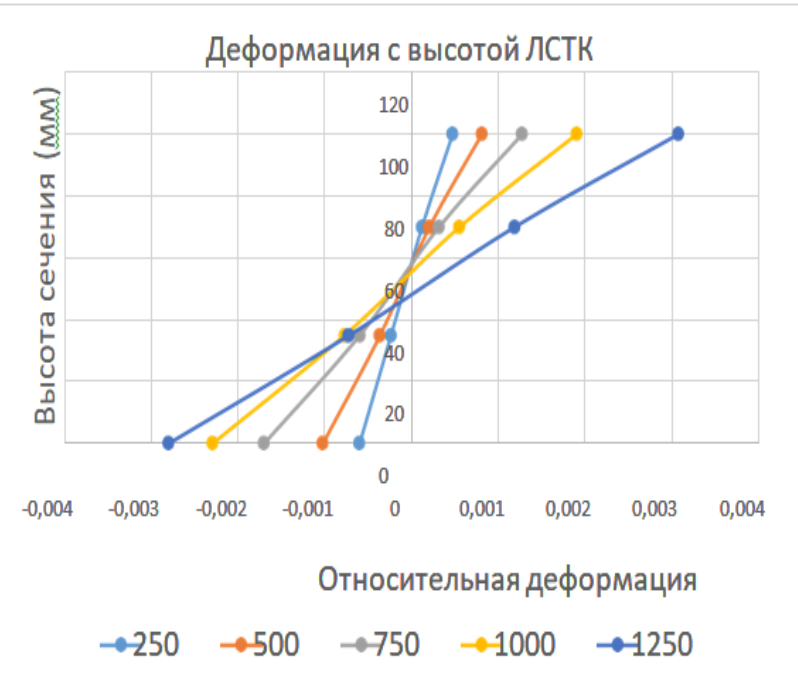


Рисунок 2.63 – Поворот сечения жёсткой арматуры по мере увеличения нагрузки для балки №3 серии Ш₂

Таблица 2.11 – Результаты измерений трещинообразований для балки №1 серии Ш₂

Нагрузка, (кг)	Проги- бы, мм	трещина 1		трещина 2		трещина 3		трещина 4		трещина 5		трещина 6		трещина 7		трещина 8		трещина 9	
		Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)	Д (см)	Ш (мм)
250	0,64																		
500	2,89	1,6	0,2	1,5	0,15	1,4	0,15												
750	5,2	3	0,3	3	0,3	2,5	0,2	3,6	0,15	3,2	0,2	2	0,2						
1000	7,93	5	0,35	4	0,35	3,5	0,3	4,6	0,25	5,1	0,3	4	0,3	9					
1250	11,2	6,7	0,6	4,6	0,4	4,5	0,45	5,8	0,5	6	0,35	5	0,35	2,1	0,15	3,4	0,2		
1500	15,61	8,1	1	6	0,45	6,4	0,5	7,9	0,55	7,1	0,4	7,3	0,4	3,9	0,25	4,6	0,3		
1750	26,2	11	2,1	9	0,8	11,4	1,8	9	0,9	9,2	1,7	9,3	0,8	8,8	0,3	9	0,35	6	0,25
1900	36,29																		
Разрушени е 1900	-	-			-														

Примечания:

- нумерация трещин соответствует порядку их появления;
- трещины с первой по пятую в зоне «чистого изгиба»;
- Д – длина трещины;
- Ш – максимальная ширина раскрытия трещины.

Анализ диаграмм балок серии в процессе и после испытаний показывает:

- результаты натурных и численных испытаний балок по показателям «нагрузка (момент) – прогиб» и «нагрузка (момент) – кривизна» позволяют считать, что расчётной нагрузкой по первой группе предельных состояний может быть пара сосредоточенных грузов в интервале 9,0÷10,5 кН каждый, что соответствует изгибающему моменту 4,5÷5,25 кН·м;
- анализ результатов данных таблицы 2.11 свидетельствует о том, что по второй группе предельных состояний расчётной длительно действующей нагрузкой может быть пара сосредоточенных грузов ~10,0 кН каждый, расчётной кратковременно действующей нагрузкой может быть пара сосредоточенных грузов ~12,5 кН каждый;
- анализ диаграммы по рисунку 2.51 показывает – по мере нагружения ширина сжатой зоны незначительно увеличивается (в конечном итоге на 10,4 мм), что может являться следствием как неточности измерений, так и проявлением частичного преодоления сил сцепления;
- анализ диаграммы по рисунку 2.53 показывает – по мере нагружения ширина сжатой зоны незначительно уменьшается (в конечном итоге на 12,3 мм), что может являться следствием как неточности измерений, так и проявлением частичного преодоления сил сцепления;
- потеря местной устойчивости верхних полок швеллеров не отмечается.

Выводы по главе 2

1. Контрольные образцы ячеистого бетона, предназначенного для изготовления испытываемых балок, с планируемым классом прочности В2,5 и плотностью D800 имеют минимальное значение $R_b=1,74$ МПа, при 95%-й вероятности достоверности полученного значения прочности $R_b=1,04$ МПа и нормативном значении $R_b=1,6$ МПа.

2. Ячеистый бетон, предназначенный для изготовления испытываемых балок, с планируемым классом прочности В2,5 и плотностью D800 имеет начальный

модуль упругости $E_b = 3200$ МПа при нормативном значении и неавтоклавном твердении $E_b = 0,8 \cdot 2900 = 2320$ МПа.

3. Контрольные образцы ячеистого бетона, предназначенного для изготовления испытываемых балок, с планируемым классом прочности В7,5 и плотностью D1200 имеют минимальное значение $R_b = 14,3$ МПа, при 95%-й вероятности достоверности полученного значения прочности $R_b = 13,79$ МПа и нормативном значении $R_b = 4,6$ МПа.

4. Ячеистый бетон, предназначенный для изготовления испытываемых балок, с планируемым классом прочности В7,5 и плотностью D1200, имеет начальный модуль упругости $E_b = 6280$ МПа при нормативном значении и неавтоклавном твердении $E_b = 0,8 \cdot 6800 = 5440$ МПа.

5. Сталь жёсткой арматуры малоуглеродистая с выраженной площадкой текучести. Механические характеристики: $R_y = 265$ МПа при величине остаточных относительных деформаций $\varepsilon_{ост} = 0,001$; временное сопротивление $\sigma_{вр} = 393,86$ МПа; пластичность $\varepsilon_{пл} = 0,0811$.

6. При анализе результатов испытаний пяти серий образцов из ячеистого бетона класса прочности В7,5 со стальными полосами установлено, что значения «усреднённого модуля сцепления» полосы с бетоном $E_{сцеп}$ меньше модуля сдвига ячеистого бетона при продолжительном действии нагрузки, что важно при моделировании работы балок в растянутой зоне работы бетона.

7. «Усреднённый модуль сцепления» полосы с ячеистым бетоном значительно увеличивается при использовании перфорации полосы, что естественно (рисунок 2.14).

8. «Усреднённый модуль сцепления» полосы с ячеистым бетоном существенно повышается при использовании поперечной стержневой арматуры даже в зоне «чистого изгиба» (рисунки 2.15 – 2.17).

9. «Усреднённый модуль сцепления» полосы с ячеистым бетоном наиболее существенно повышается при использовании поперечной стержневой арматуры в

зоне действия максимальных напряжений сцепления [47], т.е. на «выходе» полосы из бетонного массива (рисунок 2.17).

10. Разрушение балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой в виде гнутого швеллера, расположенного в нижней части сечения, связано с проявлением сдвига между нижним слоем балки, содержащим жёсткую арматуру, и верхним без неё. При этом вид жёсткой арматуры, сплошной или перфорированной, на работу таких балок не влияет.

11. Для повышения прочности нормального сечения балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой в виде гнутого швеллера, расположенного в нижней части сечения, следует использовать поперечное армирование.

12. Потеря местной устойчивости элементов сечения ЛСТК может быть предотвращена путем назначения рациональных соотношений между их габаритами и рациональным размещением ЛСТК в сечении балки.

13. По мере нагружения балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, располагаемой почти на всю высоту их сечения, ширина сжатой зоны незначительно либо увеличивается, либо уменьшается, т.е. закономерность не просматривается. Это может являться следствием как неточности измерений, так и проявлением частичного преодоления сил сцепления.

ГЛАВА 3 НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, АРМИРУЕМЫХ ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

До настоящего времени использование ячеистого бетона для сталежелезобетонных конструкций не предусмотрено п. 5.1.2 [54].

Поэтому нет разработанных и приемлемых для применения методик расчёта сталежелезобетонных конструкций из ячеистого бетона.

Наиболее массовыми конструкциями в зданиях и сооружениях являются покрытия и перекрытия, т.е. изгибаемые элементы. Если всё же рассматривать применение ячеистого бетона для изгибаемых сталежелезобетонных конструкций, то, естественно, следует разрешить две проблемы:

- рассмотреть вопросы проектирования, т.е. получить надёжные методики как линейного прикладного инженерного расчёта, так и более точного нелинейного;
- очертить область применения таких конструктивных элементов.

В дальнейшем уделяется внимание первой из очерченных проблем.

3.1 Возможность проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой с применением «метода предельных усилий»

Весьма удобно иметь простой прикладной инженерный метод расчёта, который позволяет проектировать изгибаемую конструкцию хотя бы в рамках первого предельного состояния.

В данном разделе устанавливается возможность проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой с применением «метода предельных усилий» [54, 55, 56, 57].

Возможность (невозможность) проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой рассматривается на примере балки с жёсткой арматурой в виде спаренных в двутавр тонкостенных гнутых швеллеров,

для которой имеется полная информация по натурным испытаниям на примере балки с сечением по рисунку 2.19.

Положение границы сжатой зоны – граница сжатой зоны пересекает стенку двутавра.

По указаниям [53]:

$$x = \frac{(R_y - R_b) \left[t_w (t_{f1} + C) - b_{f1} t_{f1} \right] + R_y \left[t_w (h_w + t_{f1} + c) + b_{f2} t_{f2} \right]}{R_b b + R_y t_w - t_w (R_b - R_y)}, \quad (3.1)$$

$$x = \frac{(265 - 13,79) \left[0,3(0,15 + 2,53) - 5 \times 0,15 \right]}{13,79 \times 10 + 265 \times 0,3 - 0,3(13,79 - 265)} + \frac{265 \left[0,3(9,7 + 0,15 + 2,53) + 5 \times 0,15 \right]}{13,79 \times 10 + 265 \times 0,3 - 0,3(13,79 - 265)} = 4,041 \text{ см.}$$

Здесь геометрические размеры нормального сечения рассматриваемой балки приняты согласно данным рисунков 3.1, 3.2. Расчётные сопротивления $R_y = 265$ МПа и $R_{ub} = 13,79$ МПа приняты по результатам испытаний исходных материалов, использованных при изготовлении опытных образцов балок (см. рисунок 2.19).

По указаниям [57]:

$$x = \frac{2R_y t_w r}{R_b b + 2R_y t_w} = \frac{2 \times 265 \times 0,3 \times 7,5}{13,79 \times 10 + 2 \times 265 \times 0,3} = \quad (3.2)$$

$$= 3,95 \text{ см.}$$

Оба источника дают практически одинаковое значение положения границы сжатой зоны бетона, что свидетельствует об идентичности подхода в обоих источниках к применению «метода предельных усилий».

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{st,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{1,286}{3,491}} = 0,58463, \quad (3.3)$$

где: $\varepsilon_{st,el} = R_y / E_{st} = 265 / (2,06 \cdot 10^5) = 1,286 \cdot 10^{-3}$;

$$\varepsilon_{b2} = 4,8 \cdot 10^{-3} [(0,4 + 0,6 \cdot \rho / 2200)] = 4,8 \cdot 10^{-3} [(0,4 + 0,6 \cdot 1200 / 2200)] =$$

$$= 4,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7273 = 3,491 \cdot 10^{-3};$$

ρ – плотность ячеистого бетона (по результатам конкретных замеров).

Для рассматриваемого случая $\xi = x / h_0 = 3,95 / 9,124 = 0,4329 < \xi_R = 0,58463$.

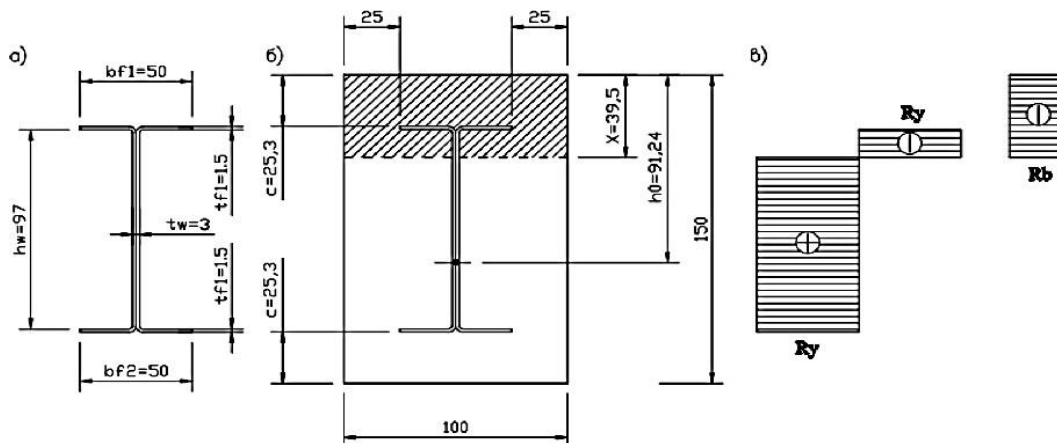


Рисунок 3.1 – Параметры нормального сечения рассматриваемой балки:

- а) габариты сечения жёсткой арматуры; б) поперечное сечение балки;
в) эпюры нормальных напряжений в сечениях жёсткой арматуры и бетона при использовании «метода предельных усилий»

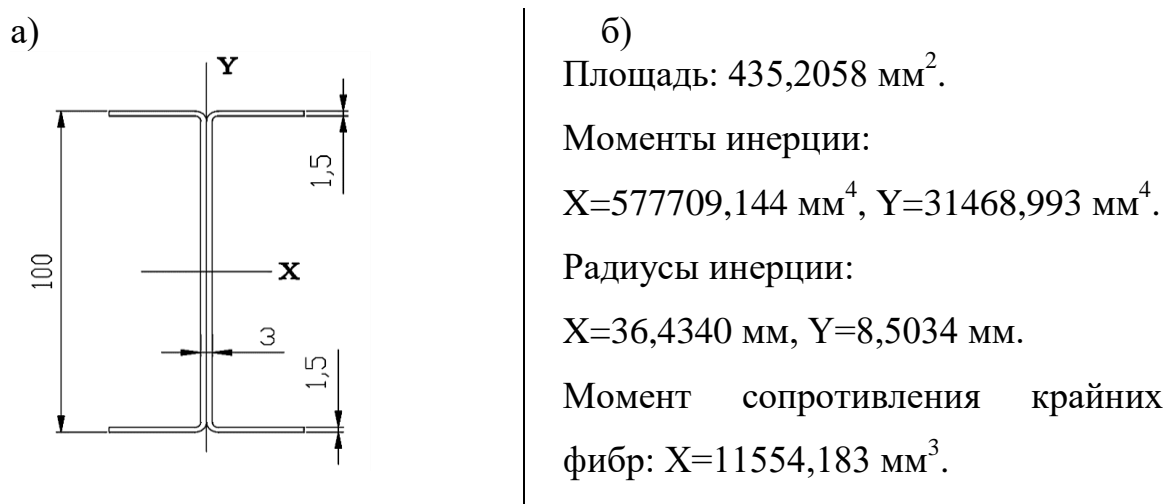


Рисунок 3.2 – Геометрические характеристики сечения жёсткой арматуры:

- а) сечение жёсткой арматуры; б) геометрические характеристики сечения жёсткой арматуры

Согласно [58], вычисленный при использовании «метода предельных усилий» расчётный изгибающий момент, который выдерживает сечение, равен:

$$\begin{aligned}
 M &= R_b \frac{b x^2}{2} + R_y \left[W_{nl} + (r-x)^2 t_w \right] = \\
 &= 13,79 \frac{10(3,95)^2}{3} + 2650 \left[13,52 + (7,5 - 3,95)^2 \cdot 0,3 \right] = \\
 &= 570,03 \text{ кгс}\cdot\text{м}.
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

По данным раздела 2.4.3, расчётным изгибающим моментом может быть момент в интервале от 3,5 до 4,5 кН/м, что меньше 5,7 кН/м. Таким образом, «метод предельных усилий» является неподходящим инструментом для проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой [58].

3.2 Методика проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, основанная на предельной относительной деформации сжатия

В настоящем разделе рассматривается методика проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой с применением линейного расчёта, основанного на предельной относительной деформации сжатия ячеистого бетона [58].

При решении задачи приняты следующие допущения:

- выполняется гипотеза плоских сечений Бернулли;
- сопротивление бетона растяжению равно нулю;
- двухлинейная диаграмма состояния сжатой зоны бетона;
- диаграмма Прандтля работы стали;
- относительная деформация начала текучести бетона в сжатой зоне – $\varepsilon_{b1} = R_b / E_b$;
- относительная деформация сжатия в верхней кромке балки не превышает предельную – ε_{b2} ;
- сталь жёсткой арматуры – малоуглеродистая с выраженной площадкой текучести;

– относительная деформация начала площадки текучести стали жёсткой арматуры – $\varepsilon_{HT} = 0,002 + R_y / E$.

При условии, что в результате изгиба плоское сечение проходит через точку ε_{b2} , возможны два случая отыскания границы сжатой зоны бетона « x » и развития напряжений в сечениях жёсткой арматуры и бетоне:

– случай 1 – текучести в растянутой зоне жёсткой арматуры нет и $x(\varepsilon_{HT} + \varepsilon_{b2}) / \varepsilon_{b2} > H - a'$ (рисунок 3.3);

– случай 2 – текучесть в растянутой зоне жёсткой арматуры есть и $x(\varepsilon_{HT} + \varepsilon_{b2}) / \varepsilon_{b2} < H - a'$ (рисунок 3.4).

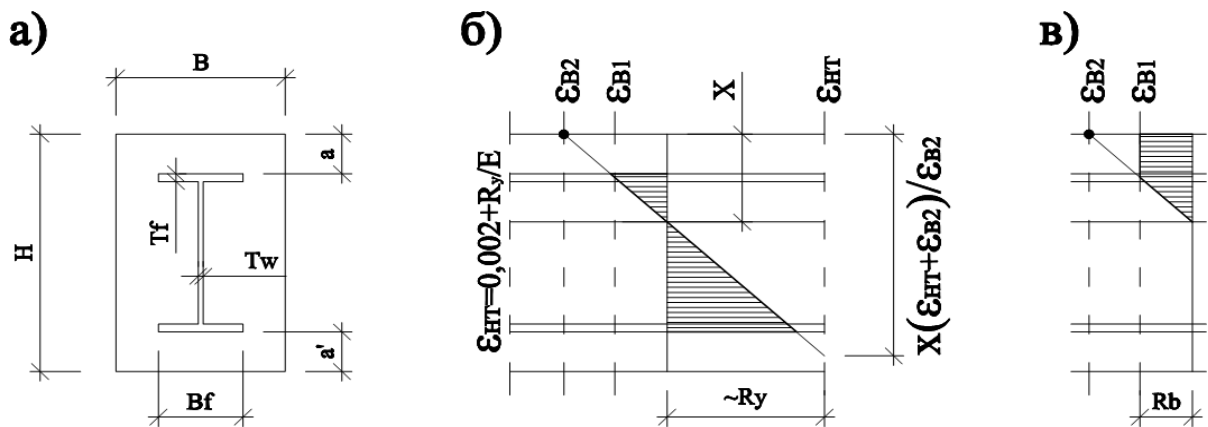


Рисунок 3.3 – Случай 1: а) сечение изгибаемого элемента;

б) эпюра нормальных напряжений в сечении жёсткой арматуры;

в) эпюра нормальных напряжений в бетоне

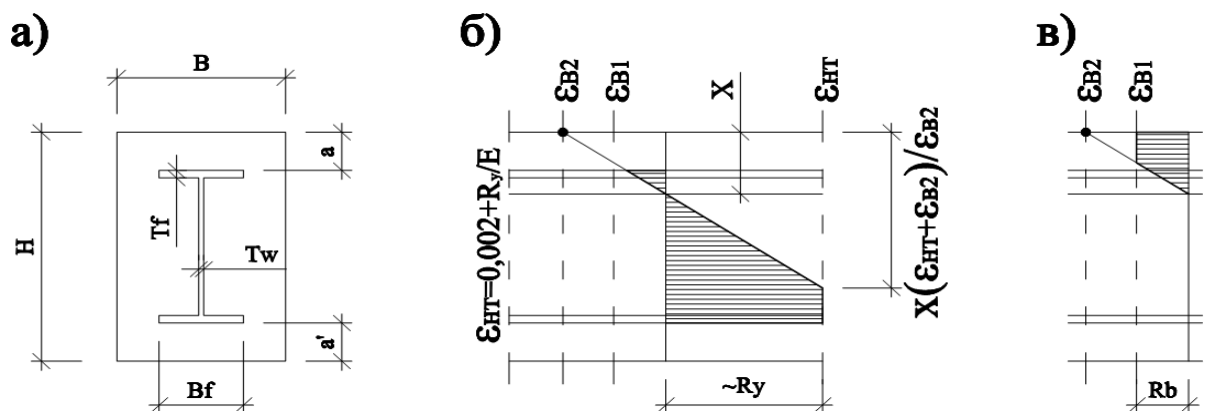


Рисунок 3.4 – Случай 2: а) сечение изгибаемого элемента;

б) эпюра нормальных напряжений в сечении жёсткой арматуры;

в) эпюра нормальных напряжений в бетоне

Для малоуглеродистых сталей с выраженной площадкой текучести характерно следующее:

- расчётное сопротивление R_y соответствует точке диаграммы работы стали, для которой остаточные относительные деформации при разгрузке 0,001;
- начало текучести соответствует точке диаграммы работы стали, для которой остаточные относительные деформации при разгрузке 0,002;
- с очень малой погрешностью можно считать, что предел текучести равен R_y ;
- полная относительная деформация начала текучести, опять же с очень малой погрешностью, $\varepsilon_{HT} = 0,002 + R_y / E$.

Учитывая это, пользование последующими формулами следует производить с подстановкой в них не обычного модуля упругости E , а секущего модуля E_c , определяемого формулой.

$$\varepsilon_{HT} = 0,002 + \frac{R_y}{E} = \frac{R_y}{E_c},$$

откуда

$$E_c = \frac{E R_y}{0,002E + R_y}.$$

Положение границы сжатой зоны бетона для случая 1 определяется решением квадратного уравнения:

$$\begin{aligned} & (x - a - t_f)^2 \frac{E_c t_w}{2x} \varepsilon_{b2} + \frac{x R_b b}{2 \varepsilon_{b2}} (2 \varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}) + \left(x - a - \frac{t_f}{2} \right) \frac{E_c t_f b_f}{x} \varepsilon_{b2} = \\ & = \left(H - a - x - \frac{t_f}{2} \right) \frac{E_c t_f b_f}{x} \varepsilon_{b2} + \frac{(H - a - x - t_f)^2}{2x} E_c t_w \varepsilon_{b2}. \end{aligned} \quad (3.5)$$

Если сечение жёсткой арматуры двоякосимметричное, формула для определения положения границы сжатой зоны упрощается:

$$\frac{\varepsilon_{b2}}{x} (H - a - 2x + a) E_c A = \frac{x R_b b}{\varepsilon_{b2}} (2 \varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}), \quad (3.6)$$

где A – площадь поперечного сечения жёсткой арматуры (см^2).

Значение изгибающего момента при этом:

$$\begin{aligned}
 M_i = & \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_f b_f}{x} (x - a - t_f) \left(x - a - \frac{t_f}{2} \right) + \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_f^2 b_f}{2x} \left(x - a - \frac{t_f}{3} \right) \\
 & + \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_w}{3x} \left[(x - a - t_f)^3 + (H - x - a - t_f)^3 \right] + \frac{R_b b x^2}{6} \left(3 - \left(\frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2}} \right)^2 \right) + \\
 & + \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_f b_f}{x} (H - x - a - t_f) \left(H - x - a - \frac{t_f}{2} \right) + \\
 & + \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_f^2 b_w}{3x} \left(H - x - a - \frac{t_f}{3} \right).
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Если сечение жёсткой арматуры двоякосимметричное, то значение изгибающего момента:

$$\begin{aligned}
 M_i = & \frac{R_b b x^2}{6} \left(3 - \left(\frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2}} \right)^2 \right) + \frac{\varepsilon_{b2} (H - a - a') E_c W_x}{2x} + \\
 & + \frac{\varepsilon_{b2} (H - 2x - a' + a)}{2x} \left(\frac{H}{2} - x \right) E_c A,
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

где W_x – момент сопротивления крайних фибр сечения жёсткой арматуры относительно горизонтальной центральной оси.

Положение границы сжатой зоны бетона для случая 2 определяется решением квадратного уравнения (3.7):

$$\begin{aligned}
 (x - a - t_f)^2 \frac{E_c t_w}{2x} \varepsilon_{b2} + \frac{x R_b b}{2 \varepsilon_{b2}} (2 \varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}) + \left(x - a - \frac{t_f}{2} \right) \frac{E_c t_f b_f}{x} \varepsilon_{b2} = \\
 = R_y T_f b_f + \left[H - a' - t_f - x \left(1 + \frac{\varepsilon_{HT}}{2 \varepsilon_{b2}} \right) \right] t_w R_y.
 \end{aligned} \tag{3.9}$$

Значение изгибающего момента при этом:

$$\begin{aligned}
M_i = & \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_f b_f}{x} (x - a - t_f) \left(x - a - \frac{t_f}{2} \right) + \\
& + \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_f^2 b_f}{2x} \left(x - a - \frac{t_f}{3} \right) + \frac{\varepsilon_{b2} E_c t_w}{3x} (x - a - t_f)^3 + \\
& + \frac{R_b b x^2}{6} \left(3 - \left(\frac{\varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2}} \right)^2 \right) + \frac{t_w R_y}{x} \left(H - x - a - t_f - \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{HT} \right) + \\
& + \left(H - x - a - t_f - \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{HT} \right) + \frac{R_y t_w}{3} \left(\frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{HT} \right)^2 + R_y t_f b_f \left(H - x - a - \frac{t_f}{2} \right).
\end{aligned} \tag{3.10}$$

Следует отметить, что на настоящий момент нормативное значение предельной относительной деформации сжатия ε_{b2} для ячеистых бетонов не установлено. По разным ненормативным источникам эта величина лежит в пределах от 0,0025 до 0,0035. Таким образом, следует считать, что при использовании жёсткой арматуры из малоуглеродистой стали с $\varepsilon_{HT} = 0,002 + R_y / E$ и рациональном конструировании сечения изгибаемого элемента с жёсткой арматурой из холодногнутых тонкостенных швеллеров, составленных в двутавр, текучесть в верхних слоях жёсткой арматуры никогда не возникает.

3.3 Общие сведения и теоретические предпосылки нелинейного расчета

Более точным расчётом как обычных железобетонных элементов, так и сталежелезобетонных, является нелинейный расчёт, учитывающий: нелинейное поведение материалов; нелинейное проявление сил сцепления между бетоном и жёсткой арматурой; меняющиеся расчётные схемы сечений вследствие появления и развития трещин. Поэтому актуальной является разработка методики прикладного нелинейного расчёта для рассматриваемых изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой из ЛСТК.

Поведение изгибаемого элемента из ячеистого бетона, армированного лёгкими стальными профилями, рассматривается и устанавливается при следующих условиях и предпосылках:

– для распределения деформаций по высоте нормального сечения изгибаемого элемента, ячеистого бетона и жёсткой арматуры считается справедливой гипотеза Бернулли (гипотеза плоских сечений);

– физическая нелинейность работы ячеистого бетона и жёсткой арматуры соответствуют известным диаграммам, приведённым на рисунке 3.5;

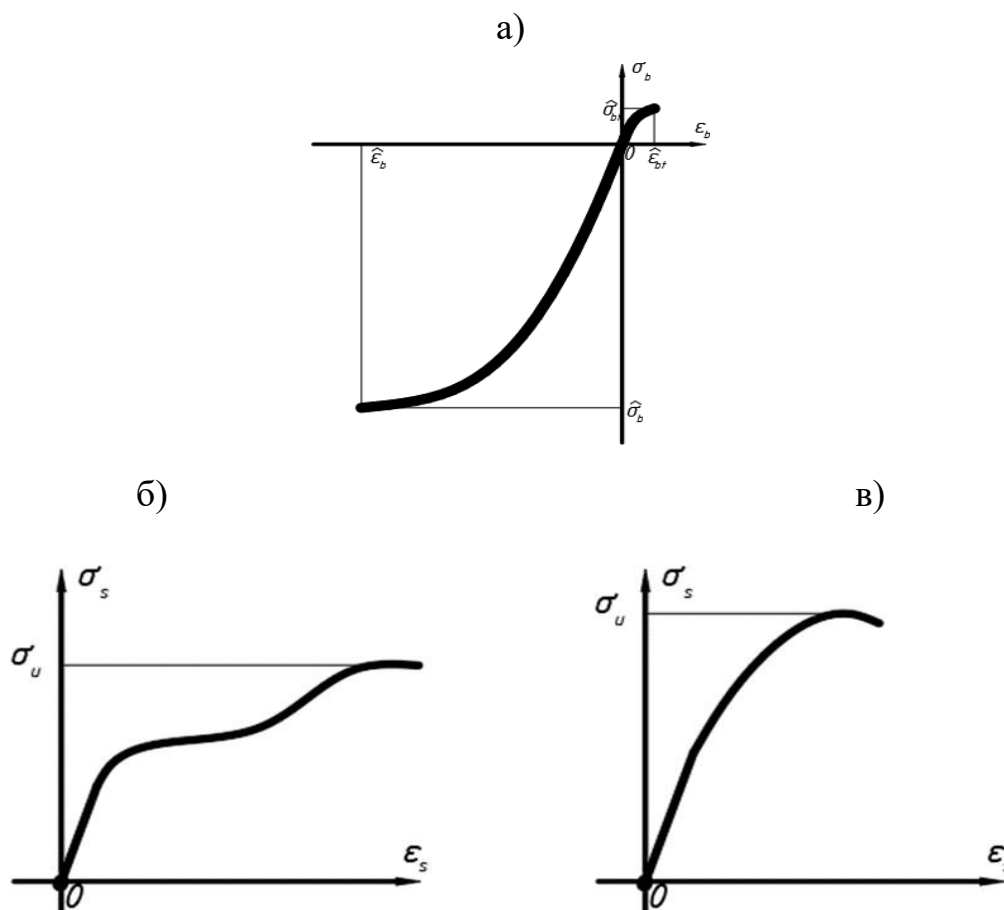


Рисунок 3.5 – Диаграммы деформирования: а) бетона;

б) жёсткой арматуры из стали с выраженной площадкой текучести и пределом текучести; в) жёсткой арматуры из стали без выраженной площадки текучести с условным пределом текучести

– деформации ячеистого бетона и жёсткой арматуры до образования трещин совместны при обеспечении прочности сцепления стальной конструкции с окружающим ячеистым бетоном;

– момент трещинообразования в ячеистом бетоне наступает при достижении в его растянутых зонах предельных деформаций растяжения;

– напряжения в сжатом тонкостенном элементе могут быть ограничены либо напряжениями начала текучести, что соответствует $\varepsilon_{HT} = 0,002 + R_y / E$, либо условиями потери местной устойчивости;

– характер сцепления ячеистого бетона и жёсткой арматуры принимается в расчетах линейным, вплоть до разрушения контакта.

3.4 Теоретическая оценка сил сцепления ячеистого бетона с жёсткой арматурой при вырыве (выдергивании)

В теоретическом плане данная задача сводится к известной о передаче продольной силы с одного составляющего стержня на два других в системе «составной стержень».

Для описания работы сил сцепления на контакте составляющих стержней и приложения теоретических основ этого к рассматриваемым задачам, анализируются формулы для составного симметричного стержня, состоящего из трех брусьев [59].

Пусть T_1 и T_2 суммарные сдвигающие силы в верхнем и нижнем швах (рисунок 3.6).

Выразим асимметричную составляющую $T_a = \frac{T_1 + T_2}{2}$, а симметричную составляющую – $T_c = \frac{T_1 - T_2}{2}$.

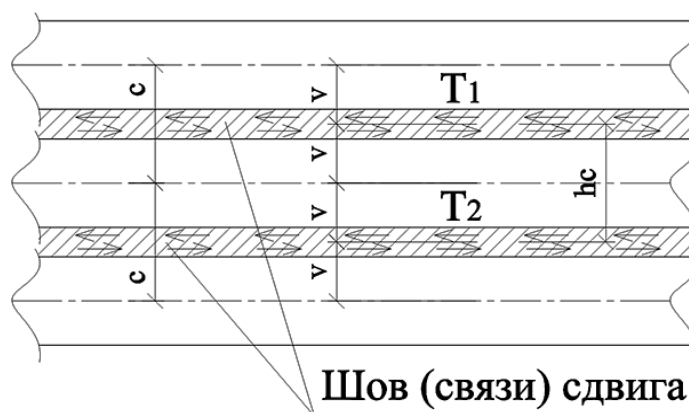


Рисунок 3.6 – Расчётная схема составного стержня из трёх брусьев

Дифференциальные уравнения будут иметь вид:

$$T_a'' = \xi(\gamma_a T_a + \Delta_a), \quad (3.11)$$

$$T_c'' = \xi(\gamma_c T_c + \Delta_c), \quad (3.12)$$

где

$$\gamma_a = \frac{1}{E_k A_k} + \frac{c^2}{2 \sum EJ}, \quad \Delta_a = -\frac{N_k^0}{E_k A_k} - \frac{M_0 c^2}{\sum EJ},$$

$$\gamma_c = \frac{1}{E_k A_k} + \frac{2}{E_c A_c}, \quad \Delta_c = -\frac{N_k^0}{E_k A_k} - \frac{N_c^0}{E_c A_c},$$

где N_k^0 – сжимающее (растягивающее) усилие в крайнем бруске от внешних нагрузок (рисунок 3.7);

N_c^0 – сжимающее (растягивающее) усилие в среднем бруске от внешних нагрузок (рисунок 3.7);

M_0 – изгибающий момент от внешних нагрузок;

$E_k A_k, E_c A_c$ – продольные жесткости крайнего и среднего брусков;

$\sum EJ$ – сумма изгибных жесткостей брусков.

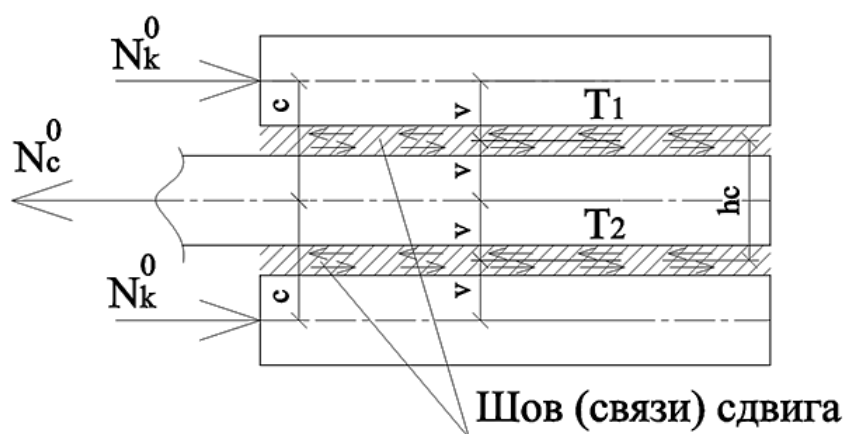


Рисунок 3.7 – К расчёту на выдёргивание

Общее решение дифференциальных уравнений (3.9) и (3.10) следующее:

$$T_a = A_a sh(\lambda_a x) + B_a ch(\lambda_a x) + \frac{\xi}{\lambda_a} \int_0^x \Delta_a(t) sh(\lambda_a(x-t)) dt, \quad (3.13)$$

$$T_c = A_c sh(\lambda_c x) + B_c ch(\lambda_c x) + \frac{\xi}{\lambda_c} \int_0^x \Delta_c(t) sh(\lambda_c(x-t)) dt, \quad (3.14)$$

где A_a, A_c, B_a, B_c – константы интегрирования,

$$\lambda_a = \sqrt{\xi \gamma_a},$$

$$\lambda_c = \sqrt{\xi \gamma_c}.$$

Для определения сил сцепления используем метод начальных параметров. Заменяем A_a, A_c, B_a, B_c значениями касательных сил и напряжений в начале координат:

$$T_a(x) = \frac{\tau_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a x) + T_{a,0} ch(\lambda_a x) + \frac{\xi}{\lambda_a} \int_0^x \Delta_a(t) sh(\lambda_a(x-t)) dt, \quad (3.15)$$

$$T_c(x) = \frac{\tau_{c,0}}{\lambda_c} sh(\lambda_c x) + T_{c,0} ch(\lambda_c x) + \frac{\xi}{\lambda_c} \int_0^x \Delta_c(t) sh(\lambda_c(x-t)) dt. \quad (3.16)$$

Для определения $\tau_{a,0}, T_{a,0}, \tau_{c,0}, T_{c,0}$ используем метод начальных параметров.

В сечении при $x=L$ с граничными условиями при отсутствии препятствий сдвигу на конце $T_a(L) = 0, T_c(L) = 0$:

$$T_a(x) = \frac{\tau_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a x) - \frac{1}{2} \frac{\xi P (ch(\lambda_a x) - 1)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a^2}, \quad (3.17)$$

$$T_a(L) = \frac{\tau_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a L) - \frac{1}{2} \frac{\xi P (ch(\lambda_a L) - 1)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a^2}, \quad (3.18)$$

$$\tau_a(x) = \tau_{a,0} ch(\lambda_a x) - \frac{1}{2} \frac{\xi P sh(\lambda_a x)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a}, \quad (3.19)$$

$$\tau_a(L) = \tau_{a,0} ch(\lambda_a L) - \frac{1}{2} \frac{\xi P sh(\lambda_a L)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a}, \quad (3.20)$$

$$T_c(x) = \frac{\tau_{c,0}}{\lambda_c} sh(\lambda_c x) + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red}A_{b,red} - E_{s,red}A_{s,red})(ch(\lambda_a x) - 1)}{E_{b,red}A_{b,red}E_{s,red}A_{s,red}\lambda_c^2}, \quad (3.21)$$

$$T_c(L) = \frac{\tau_{c,0}}{\lambda_c} sh(\lambda_c L) + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red}A_{b,red} - E_{s,red}A_{s,red})(ch(\lambda_a L) - 1)}{E_{b,red}A_{b,red}E_{s,red}A_{s,red}\lambda_c^2}, \quad (3.22)$$

$$\tau_c(x) = \tau_{c,0} ch(\lambda_c x) + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red}A_{b,red} - E_{s,red}A_{s,red})sh(\lambda_c x)}{E_{b,red}A_{b,red}E_{s,red}A_{s,red}\lambda_c}, \quad (3.23)$$

$$\tau_c(L) = \tau_{c,0} ch(\lambda_c L) + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red}A_{b,red} - E_{s,red}A_{s,red})sh(\lambda_c L)}{E_{b,red}A_{b,red}E_{s,red}A_{s,red}\lambda_c}, \quad (3.24)$$

где $E_{b,red}A_{b,red}$, $E_{s,red}A_{s,red}$, $\sum E_{red}A_{red}$ – приведенные продольные жесткости брусьев.

$$T_a(L) = \frac{\lambda_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a L) - \frac{1}{2} \frac{\xi \cdot P \cdot (\lambda_a L) - 1}{\lambda_a^2 \cdot E_{red} J_{red}} = 0, \quad (3.25)$$

$$\tau_{a,0} = \frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a L) - 1)}{sh(\lambda_a L)_a \sum E_{red} A_{red}}, \quad (3.26)$$

$$T_c(L) = \frac{\tau_{c,0}}{\lambda_c} sh(\lambda_c L) + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red}A_{b,red} - E_{s,red}A_{s,red})(ch(\lambda_a L) - 1)}{E_{b,red}A_{b,red}E_{s,red}A_{s,red}\lambda_c^2} = 0, \quad (3.27)$$

$$\tau_{c,0} = -\frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red}A_{b,red} - E_{s,red}A_{s,red})(ch(\lambda_a L) - 1)}{E_{b,red}A_{b,red}E_{s,red}A_{s,red}\lambda_c sh(\lambda_c L)}. \quad (3.28)$$

Или

$$T_a(x) = \left(\frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a L) - 1)}{sh(\lambda_a L) \lambda_a^2 \sum E_{red} A_{red}} \right) sh(\lambda_a x) - \frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a x) - 1)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a^2}, \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} \tau_{c,0} = & -\frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_a L) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c sh(\lambda_c L)} sh(\lambda_c x) + \\ & + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_a x) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c^2}. \end{aligned} \quad (3.30)$$

Тогда

$$\begin{aligned} T_1(x) = T_a(x) + T_c(x) = & \left(\frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a L) - 1)}{sh(\lambda_a L) \lambda_a^2 \sum E_{red} A_{red}} \right) sh(\lambda_a x) - \\ & - \frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a x) - 1)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a^2} - \\ & - \left(\frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_a L) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c^2 sh(\lambda_c L)} \right) sh(\lambda_c x) + \\ & + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_a x) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c^2}, \end{aligned} \quad (3.31)$$

и

$$\begin{aligned} T_2(x) = -T_a(x) + T_c(x) = & - \left(\frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a L) - 1)}{sh(\lambda_a L) \lambda_a^2 \sum E_{red} A_{red}} \right) sh(\lambda_a x) + \\ & + \frac{1}{2} \frac{\xi P(ch(\lambda_a x) - 1)}{\sum E_{red} J_{red} \lambda_a^2} - \\ & - \left(\frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_a L) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c^2 sh(\lambda_c L)} \right) sh(\lambda_c x) + \\ & + \frac{1}{2} \frac{\xi P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_c x) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c^2}. \end{aligned} \quad (3.32)$$

Величина ξ для описания фактических сил сцепления определяется из зависимости:

$$\frac{\tau(0)}{\xi} = - \left[\left(\frac{1}{2} \frac{P \cdot (ch(\lambda_a L) - 1)}{sh(\lambda_a L) \lambda_a \sum E_{red} A_{red}} \right) + \left(\frac{1}{2} \frac{P(2E_{b,red} A_{b,red} - E_{s,red} A_{s,red})(ch(\lambda_c L) - 1)}{E_{b,red} A_{b,red} E_{s,red} A_{s,red} \lambda_c^2 sh(\lambda_c L)} \right) \right] = \Delta U, \quad (3.33)$$

где ΔU – величина смещения, определенная опытным путем.

3.5 Силы сцепления при расчете изгибаемых элементов

Нормальное сечение балки, армированной ЛСТК, можно, как и раньше, представить как нормальное сечение составной балки из трех брусьев (см. рисунки 3.8 и 3.9). Для определения сил сцепления также применяется метод начальных параметров:

$$T_a(x) = \frac{\tau_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a x) + T_{a,0} ch(\lambda_a x) + \frac{\xi}{\lambda_a} \int_0^x \Delta_a(t) sh(\lambda_a(x-t)) dt, \quad (3.34)$$

$$T_c(x) = \frac{\tau_{c,0}}{\lambda_c} sh(\lambda_c x) + T_{c,0} ch(\lambda_c x) + \frac{\xi}{\lambda_c} \int_0^x \Delta_c(t) sh(\lambda_c(x-t)) dt. \quad (3.35)$$

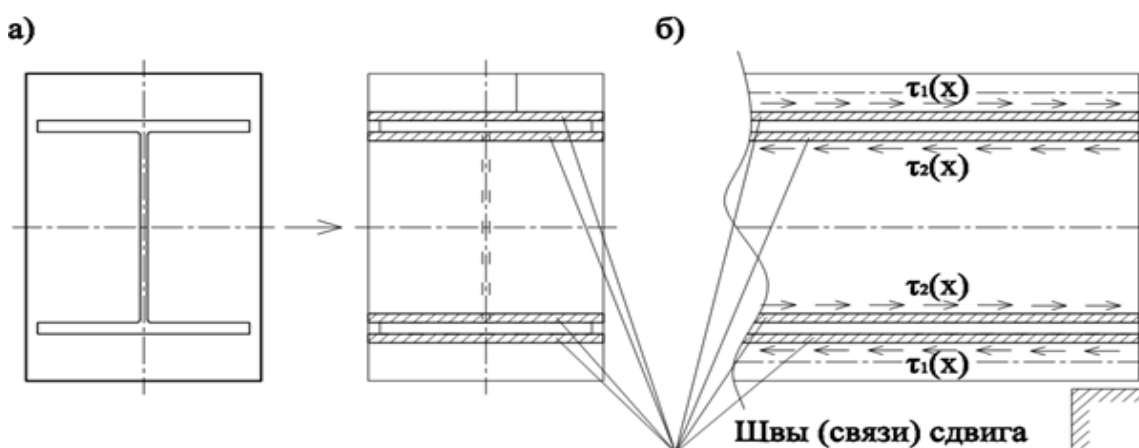


Рисунок 3.8 – К расчету сил сцепления: а) фактическое нормальное сечение; б) расчетная схема составной балки из трех брусьев

В расчётной схеме начало координат устанавливается в середине пролета балки. Коэффициенты имеют следующие значения при $\Delta_c = 0$:

$$\Delta_a = -\frac{M_0 c^2}{(\sum E_{red} J_{red})} = -\frac{P(1,5a - x)c^2}{(\sum E_{red} J_{red})}. \quad (3.36)$$

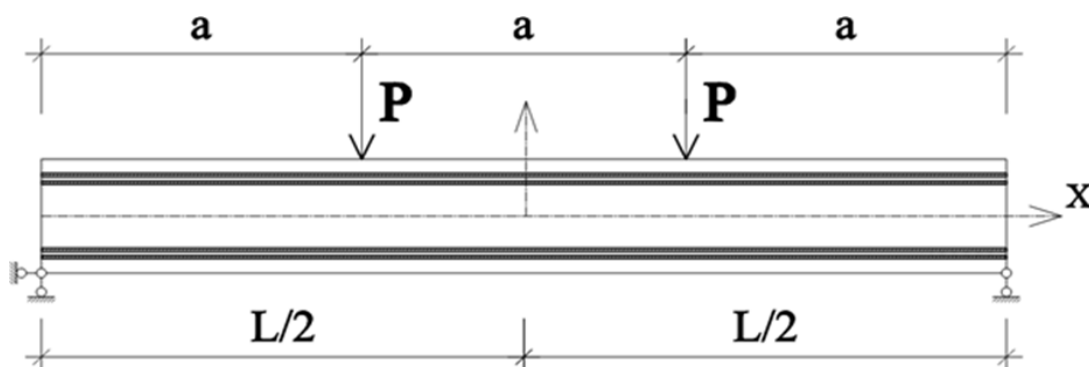


Рисунок 3.9 – Расчетная схема составной балки из трех брусьев

Для участка между двумя сосредоточенными силами при $a \leq x < 2a$ получим следующие зависимости:

$$T_a(x) = T_{a,0} ch(\lambda_a x) - \frac{\xi Pac^2 (ch(\lambda_a x) - 1)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}}, \quad (3.37)$$

$$\tau_a(x) = T_{a,0} \lambda_a sh(\lambda_a x) - \frac{\xi Pac^2 sh(\lambda_a x)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}}, \quad (3.38)$$

$$T_a\left(\frac{a}{2}\right) = T_{a,0} ch\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - \frac{\xi Pac^2 \left(ch\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - 1\right)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}}, \quad (3.39)$$

$$\tau_a\left(\frac{a}{2}\right) = T_{a,0} \lambda_a sh\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - \frac{\xi Pac^2 sh\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}}. \quad (3.40)$$

Для участка между опорой и сосредоточенной силой при $\frac{a}{2} \leq x \leq \frac{3}{2}a$ получим следующие зависимости со следующими коэффициентами

$$\Delta_a = -\frac{M_0 c^2}{(\sum E_{red} J_{red})} = -\frac{P(1,5a - x)c^2}{(\sum E_{red} J_{red})}, \quad (3.41)$$

$$\Delta_c = 0.$$

Тогда, выражение

$$T_a(x) = \frac{\tau_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a x) + T_{a,0} ch(\lambda_a x) + \frac{\xi}{\lambda_a} \int_0^x \Delta_a(t) sh(\lambda_a(x-t)) dt \quad (3.42)$$

примет вид

$$T_a(x) = \frac{\tau_a\left(\frac{a}{2}\right)}{\lambda_a} sh(\lambda_a x) + T_a\left(\frac{a}{2}\right) ch(\lambda_a x) - \frac{\xi P c^2 \lambda_a \left(\lambda_a a ch\left(\frac{1}{2} \lambda_a (a-2x)\right) + sh\left(\frac{1}{2} \lambda_a (a-2x)\right) + \lambda_a \left(-\frac{3}{2} a+x\right) \right)}{\lambda_a^3 \sum E_{red} J_{red}},$$

или при $x = \frac{3a}{2}$

$$T_a\left(\frac{3}{2}a\right) = \frac{\tau_a\left(\frac{a}{2}\right)}{\lambda_a} sh\left(\lambda_a \frac{3}{2}a\right) + T_a\left(\frac{a}{2}\right) ch\left(\lambda_a \frac{3}{2}a\right) - \frac{\xi P c^2 (\lambda_a a ch(\lambda_a a) - sh(\lambda_a a))}{\lambda_a^3 \sum E_{red} J_{red}} = 0. \quad (3.43)$$

Подставив $\tau_a\left(\frac{a}{2}\right)$ по (3.40) и $T_a\left(\frac{a}{2}\right)$ по (3.39) в (3.43), получим

$$\begin{aligned} & \left(\frac{T_{a,0} \lambda_a sh\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - \frac{\xi P a c^2 sh\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}}}{\lambda_a} sh\left(\lambda_a \frac{3}{2}a\right) + \right. \\ & \left. + \left(T_{a,0} ch\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - \frac{\xi P a c^2 \left(ch\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - 1 \right)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right) ch\left(\lambda_a \frac{3}{2}a\right) - \right. \\ & \left. \frac{\xi P c^2 (\lambda_a a ch(\lambda_a a) - sh(\lambda_a a))}{\lambda_a^3 \sum E_{red} J_{red}} = 0. \right. \end{aligned} \quad (3.44)$$

Откуда

$$T_{a,0} = \frac{\xi P c^2 \left(\lambda_a a \operatorname{ch}(\lambda_a a) - \operatorname{sh}(\lambda_a a) + a \lambda_a^2 \operatorname{sh}\left(\lambda_a \frac{3}{2} a\right) + a \lambda_a \left(\operatorname{ch}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - 1 \right) \operatorname{ch}\left(\lambda_a \frac{3}{2} a\right) \right)}{\lambda_a^3 \sum E_{red} J_{red} \left(\operatorname{sh}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) \operatorname{sh}\left(\lambda_a \frac{3}{2} a\right) + \operatorname{ch}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) \operatorname{ch}\left(\lambda_a \frac{3}{2} a\right) \right)}. \quad (3.45)$$

Для симметричной составляющей при $x = \frac{a}{2}$:

$$T_c(x) = T_{c,0} \operatorname{ch}(\lambda_c x), \quad (3.46)$$

$$T_c\left(\frac{a}{2}\right) = T_{c,0} \operatorname{ch}\left(\lambda_c \frac{a}{2}\right), \quad (3.47)$$

$$\tau_c(x) = T_{c,0} \lambda_c \operatorname{sh}(\lambda_c x), \quad (3.48)$$

$$\tau_c\left(\frac{a}{2}\right) = T_{c,0} \lambda_c \operatorname{sh}\left(\lambda_c \frac{a}{2}\right). \quad (3.49)$$

Для участка между опорой и сосредоточенной силой при $x = \frac{3}{2} a$:

$$\Delta_c = 0,$$

$$T_c(x) = \frac{\tau_c\left(\frac{a}{2}\right)}{\lambda_c} \operatorname{sh}(\lambda_c x) + T_c\left(\frac{a}{2}\right) \operatorname{ch}(\lambda_c x), \quad (3.50)$$

$$T_c\left(\frac{3}{2} a\right) = \frac{\tau_c\left(\frac{a}{2}\right)}{\lambda_c} \operatorname{sh}\left(\lambda_c \frac{3}{2} a\right) + T_c\left(\frac{a}{2}\right) \operatorname{ch}\left(\lambda_c \frac{3}{2} a\right) = 0. \quad (3.51)$$

Подставив $\tau_c\left(\frac{a}{2}\right)$ по (3.49) и $T_c\left(\frac{a}{2}\right)$ по (3.47) в (3.51), получим:

$$\frac{\left(T_{c,0} \lambda_c \operatorname{sh}\left(\lambda_c \frac{a}{2}\right) \right)}{\lambda_c} \operatorname{sh}\left(\lambda_c \frac{3}{2} a\right) + \left(T_{c,0} \operatorname{ch}\left(\lambda_c \frac{a}{2}\right) \right) \operatorname{ch}\left(\lambda_c \frac{3}{2} a\right) = 0, \quad (3.52)$$

откуда $T_{c,0} = 0$.

Вышеприведённые громоздкие выводы направлены на возможность применения теории составных стержней Ржаницына А.Р. к рассматриваемым конструкциям. В дальнейшем зависимости используются для создания алгоритма пошагового нелинейного расчёта прочности нормальных сечений, трещиностойкости и деформативности изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армируемых ЛСТК.

3.6 Нелинейный расчёт прочности, трещиностойкости и деформативности нормальных сечений изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армируемых ЛСТК

Нелинейный расчет планируется осуществлять методом последовательных нагружений в сочетании с методом начальных параметров.

Предварительно задаётся начальная нагрузка в виде либо момента « M_0 », либо сосредоточенных сил « P_0 ». Изгибаемый элемент разбивается на отдельные участки по сечениям. Начало координат перемещается в середину пролета. Устанавливается распределение касательных напряжений и сдвигающих сил в каждом сечении с координатой x по формулам:

$$\tau_1(x) = \frac{1}{2} \left(T_{a,0} \lambda_a \operatorname{sh}(\lambda_a x) - \frac{\xi \cdot P a c^2 \operatorname{sh}(\lambda_a x)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right), \quad (3.53)$$

$$\tau_2(x) = -\frac{1}{2} \left(T_{a,0} \lambda_a \operatorname{sh}(\lambda_a x) - \frac{\xi P a c^2 \operatorname{sh}(\lambda_a x)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right), \quad (3.54)$$

$$T_1(x) = \frac{1}{2} \left(T_{a,0} \operatorname{ch}(\lambda_a x) - \frac{\xi P a c^2 (\operatorname{ch}(\lambda_a x) - 1)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right), \quad (3.55)$$

$$T_2(x) = -\frac{1}{2} \left(T_{a,0} \operatorname{ch}(\lambda_a x) - \frac{\xi P a c^2 (\operatorname{ch}(\lambda_a x) - 1)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right), \quad (3.56)$$

для участков между сосредоточенными силами при $x = a / 2$:

$$\begin{aligned}
\tau_1(x) &= \frac{1}{2} \left(T_{a,0} \lambda_a \operatorname{sh} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - \frac{\xi P a c^2 \operatorname{sh} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right) \operatorname{ch}(\lambda_a x) + \\
&+ \frac{1}{2} \lambda_a \left(T_{a,0} \operatorname{ch} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - \frac{\xi P a c^2 \left(\operatorname{ch} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - 1 \right)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right) \operatorname{sh}(\lambda_a x),
\end{aligned} \tag{3.57}$$

$$\begin{aligned}
\tau_2(x) &= -\frac{1}{2} \left(T_{a,0} \lambda_a \operatorname{sh} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - \frac{\xi P a c^2 \operatorname{sh} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right) \operatorname{ch}(\lambda_a x) - \\
&- \frac{1}{2} \lambda_a \left(T_{a,0} \operatorname{ch} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - \frac{\xi P a c^2 \left(\operatorname{ch} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - 1 \right)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right) \operatorname{sh}(\lambda_a x),
\end{aligned} \tag{3.58}$$

$$\begin{aligned}
T_1(x) &= \frac{\left(T_{a,0} \lambda_a \operatorname{sh} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - \frac{\xi P a c^2 \operatorname{sh} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right)}{2\lambda_a} \operatorname{sh}(\lambda_a x) + \\
&+ \frac{1}{2} \left(T_{a,0} \operatorname{ch} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - \frac{\xi P a c^2 \left(\operatorname{ch} \left(\lambda_a \frac{a}{2} \right) - 1 \right)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right) \operatorname{ch}(\lambda_a x) - \\
&- \frac{\xi P c^2 (\lambda_a a \operatorname{ch}(\lambda_a a) - \operatorname{sh}(\lambda_a a))}{2\lambda_a^3 \sum E_{red} J_{red}} = 0,
\end{aligned} \tag{3.59}$$

$$\begin{aligned}
T_2(x) = & - \frac{\left(T_{a,0} \lambda_a \operatorname{sh}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - \frac{\xi P a c^2 \operatorname{sh}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right)}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right)}{2 \cdot \lambda_a} \operatorname{sh}(\lambda_a x) - \\
& - \frac{1}{2} \left(T_{a,0} \operatorname{ch}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - \frac{\xi P a c^2 \left(\operatorname{ch}\left(\lambda_a \frac{a}{2}\right) - 1\right)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right) \operatorname{ch}(\lambda_a x) + \\
& + \frac{\xi P c^2 (\lambda_a a \operatorname{ch}(\lambda_a a) - \operatorname{sh}(\lambda_a a))}{2 \lambda_a^3 \sum E_{red} J_{red}} = 0.
\end{aligned} \tag{3.60}$$

В каждом сечении проверяем условие сцепления

$$\tau_i(x) \leq \tau_{ult}, \tag{3.61}$$

где τ_{ult} – предельные усилия сцепления ЛСТК с ячеистым бетоном.

Если условие выполняется, то переходим к анализу напряженно-деформированного состояния нормального сечения, для чего необходимо решить систему уравнений для каждого элемента нормального сечения методом итераций:

$$\begin{cases} \left(\frac{1}{\rho_x}\right)^k = \frac{M_x}{D_{11}} - \left(\frac{D_{13}}{D_{11}}\right)^{k-1} (\varepsilon_0)^{k-1} \\ (\varepsilon_0)^k = \frac{N}{D_{33}} - \left(\frac{D_{31}}{D_{33}}\right)^{k-1} \left(\frac{1}{\rho_x}\right)^{k-1} \end{cases}, \tag{3.62}$$

где k – номер итерации;

ε_0 – осевая деформация в нормальном сечении;

$\frac{1}{\rho_x}$ – кривизна;

M_x, N – внутренние усилия в сечении, причем, если присутствуют усилия на контакте арматуры с бетоном, то $M_x = M_0 \pm T_i(x) c_i$;

c_i – расстояние между центрами тяжести брусьев составного стержня.

$D_{11}, D_{13}, D_{31}, D_{33}$ – коэффициенты системы (3.62), вычисляются по ниже приведённым формулам:

$$D_{11} = \sum_{i=0}^n (A_{b,i} E_{b,red,i} + A_{s,i} E_{s,red,i}) z_i^2, \quad (3.63)$$

$$D_{13} = D_{31} = \sum_{i=0}^n (A_{b,i} E_{b,red,i} + A_{s,i} E_{s,red,i}) z_i, \quad (3.64)$$

$$D_{33} = \sum_{i=0}^n (A_{b,i} E_{b,red,i} + A_{s,i} E_{s,red,i}), \quad (3.65)$$

где $A_{b,i}$, $A_{s,i}$ – площади участков бетона и арматуры;

z_i – координаты центра тяжести относительно нейтрального слоя элементарных участков;

$E_{b,red,i}$, $E_{s,red,i}$ – секущие модули бетона и стали, которые вычисляются согласно условиям:

$$E_{b,red,i} = \frac{\sigma_{b,i}(\varepsilon_i^{k-1})}{\varepsilon_i^{k-1}}, \quad (3.66)$$

$$E_{s,red,i} = \frac{\sigma_{s,i}(\varepsilon_i^{k-1})}{\varepsilon_i^{k-1}}. \quad (3.67)$$

Процесс вычислений (итераций) продолжается до выполнения условия по кривизне:

$$100 \cdot \frac{\left(\frac{1}{\rho_x}\right)^k - \left(\frac{1}{\rho_x}\right)^{k-1}}{\left(\frac{1}{\rho_x}\right)^{k-1}} < 5\%. \quad (3.68)$$

После определения напряженно-деформированного состояния нормального сечения уточняются величины:

$$\sum E_{red} J_{red} = D_{11}, \quad (3.69)$$

$$\lambda_a = \sqrt{\xi \gamma_a} = \sqrt{\xi \left(\frac{1}{E_k A_k} + \frac{c^2}{2 \sum EJ} \right)} = \sqrt{\xi \left(\frac{1}{D_{33}} + \frac{c^2}{2D_{11}} \right)}, \quad (3.70)$$

Затем производится расчет заново до выполнения условия по значениям сдвигающих усилий:

$$100 \cdot \frac{(T_{i,max}(x))^j - (T_{i,max}(x))^{j-1}}{(T_{i,max}(x))^{j-1}} < 5\%, \quad (3.71)$$

где $T_{i,max}(x)$ – максимальная величина сдвигающих усилий.

Далее проверяется условие образования трещин:

$$\varepsilon_{max}(x) \leq \varepsilon_{b,ult}, \quad (3.72)$$

где $\varepsilon_{max}(x)$ – максимальная величина относительных деформаций растянутого бетона в нормальном сечении;

$\varepsilon_{b,ult}$ – величина предельных относительных деформаций растянутого бетона.

Если условия (3.61) и (3.72) выполняются, то нагрузка увеличивается на величину ΔP и расчет по формулам (3.53)÷(3.72) выполняем до сходимости итерационных процессов.

При появлении трещины распределение касательных сил меняется. В растянутой зоне $T_2(x_i) = 0$. Поэтому здесь $\tau_{a,0}$ находятся через рекуррентные отношения:

$$\begin{aligned} T_2(x_{i-1}) &= -\frac{1}{2} \left(\frac{\tau_{a,0}}{\lambda_a} sh(\lambda_a x_{i-1}) - \frac{\xi \cdot Pa \cdot c^2 (ch(\lambda_a x_{i-1}) - 1)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \right), \\ \tau_2(x_{i-1}) &= -\frac{1}{2} \left(\tau_{a,0} ch(\lambda_a x_{i-1}) - \frac{\xi Pa \cdot c^2 sh(\lambda_a x_{i-1})}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \right), \end{aligned} \quad (3.73)$$

$$\begin{aligned} T_2(x_{i-2}) &= -\frac{1}{2} \left(\begin{aligned} &T_2(x_{i-1}) ch(\lambda_a x_{i-2}) + \frac{\tau_2(x_{i-1})}{\lambda_a} sh(\lambda_a x_{i-2}) - \\ &\frac{\xi P a \cdot c^2 (ch(\lambda_a x_{i-1}) - 1)}{\lambda_a^2 \sum E_{red} J_{red}} \end{aligned} \right), \\ \tau_2(x_{i-2}) &= -\frac{1}{2} \left(\begin{aligned} &T_2(x_{i-1}) \lambda_a sh(\lambda_a x_{i-2}) + \tau_2(x_{i-1}) ch(\lambda_a x_{i-1}) - \\ &\frac{\xi P a \cdot c^2 sh(\lambda_a x_{i-2})}{\lambda_a \sum E_{red} J_{red}} \end{aligned} \right). \end{aligned} \quad (3.74)$$

И так далее по всей цепочке итераций.

Предельное состояние первой группы наступает, помимо исчерпания прочности материалов, при потере местной устойчивости тонких стенок и полок конструкции жёсткой арматуры (см. рисунок 3.10).

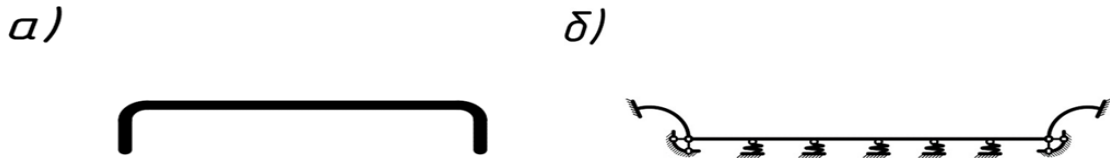


Рисунок 3.10 – К расчету местной устойчивости:

а) фактическое нормальное сечение; б) расчетная схема

Величина критического напряжения, при котором происходит потеря местной устойчивости пластинки (см. рисунок 3.11), определяется [46]:

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2, \quad (3.75)$$

где t – толщина пластинки (на рассматриваемом участке профиля);

b – ширина пластинки (на рассматриваемом участке профиля);

K – коэффициент, учитывающий форму пластинки и граничные условия по закреплению её краёв (на рассматриваемом участке профиля);

$\mu = 0,3$ – коэффициент Пуассона для стали;

E – модуль упругости стали.

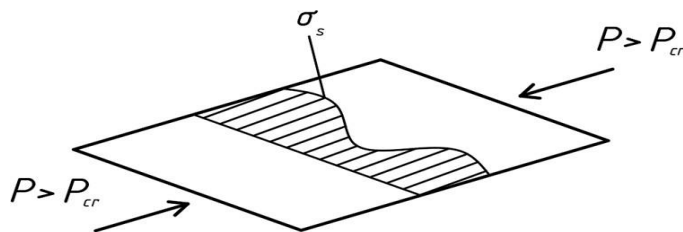


Рисунок 3.11 – К рассмотрению вопроса местной устойчивости пластинки

Интегрирование внутренних усилий производится численным методом, разбивая сечение на отдельные малые участки. При изгибе в одной плоскости (как в данной задаче) достаточно разбиения по высоте.

Для изгибаемых элементов уравнения равновесия приняты в следующем виде:

$$D_{11} \frac{1}{\rho_x} + D_{13} \varepsilon_0 = M_x, \quad (3.76)$$

$$D_{31} \frac{1}{\rho_x} + D_{33} \varepsilon_0 = N, \quad (3.77)$$

где D_{11} , D_{13} , D_{31} , D_{33} – коэффициенты, определяемые по формулам (3.63) – (3.65).

Расчет производится по следующей последовательности:

– после задания начального значения момента M_0 , в дополнение к предыдущему, методом итерации по формулам системы (3.62) решаются уравнения (3.76) и (3.77);

– проверяются условия прочности:

$$\sigma_{b,max} \leq R_b, \quad (3.78)$$

$$\sigma_{s,max} \leq R_s, \quad (3.79)$$

– проверяется условие обеспечения местной устойчивости:

$$\sigma_s \leq \sigma_{cr}. \quad (3.80)$$

где $\sigma_{b,max}$ – максимальные сжимающие напряжения бетона в фибровом волокне нормального сечения;

$\sigma_{s,max}$ – максимальные растягивающие напряжения стали в фибровом волокне нормального сечения;

R_b – величина предельных напряжений в вершине диаграммы сжатого бетона;

R_s – расчетное сопротивление стали;

σ_s – напряжения в верхней полке тонкостенного профиля либо на верхней кромке его стенки.

Выводы по главе 3

1. «Метод предельных усилий» является неподходящим инструментом для проектирования железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой.

2. Разработанная инженерная методика линейного расчёта прочности изгибаемых элементов из ячеистого бетона с жёсткой арматурой, основанная на условии, что относительная деформация сжатия бетона в верхней зоне балок не превышает предельной величины, в большей степени отвечает реальному поведению этих изгибаемых элементов.

3. Следует считать, что при использовании жёсткой арматуры из малоуглеродистой стали с относительной деформацией начала площадки текучести $\varepsilon_{HT} = 0,002 + R_y / E$ и при армировании сечения изгибаемого элемента холодногнутыми тонкостенными конструкциями, составленными в двутавр, текучесть в их верхних слоях не возникает.

4. Получено решение важной научной задачи, заключающееся в установлении теоретической зависимости распределения сил сцепления тонкостенного конструкций и ячеистого бетона по длине изгибаемого элемента, имеющего зону «чистого изгиба», основанное на решении дифференциальных уравнений теории составных стержней Ржаницына А.Р. в приложении к рассматриваемым конструкциям.

5. Разработана новая методика нелинейного расчета прочности, деформативности и трещиностойкости изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных жёсткой тонкостенной арматурой, с учетом особенностей работы тонкостенных конструкций и условий сцепления.

ГЛАВА 4. ДОСТОВЕРНОСТЬ НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЯЧЕИСТОГО БЕТОНА, АРМИРУЕМЫХ ЛЕГКИМИ СТАЛЬНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ

Для подтверждения правильности разработанной в главе 3 методики нелинейного расчёта балок из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями (ЛСТК), выполнены расчёты двух балок, для которых имеется значительная информация по натурным испытаниям в главе 2.

Это балка с параметрами по серии I_2 (см. п. 2.4.3) и балка серии III_2 (см. п. 2.4.5).

4.1 Нелинейный расчет прочности нормальных сечений шагово-итерационным методом с заданием диаграмм механических характеристик

Балка с параметрами по серии I_2 .

На рисунках 4.1 – 4.3 представлены диаграммы поведения материалов, закладываемые в нелинейный расчёт.

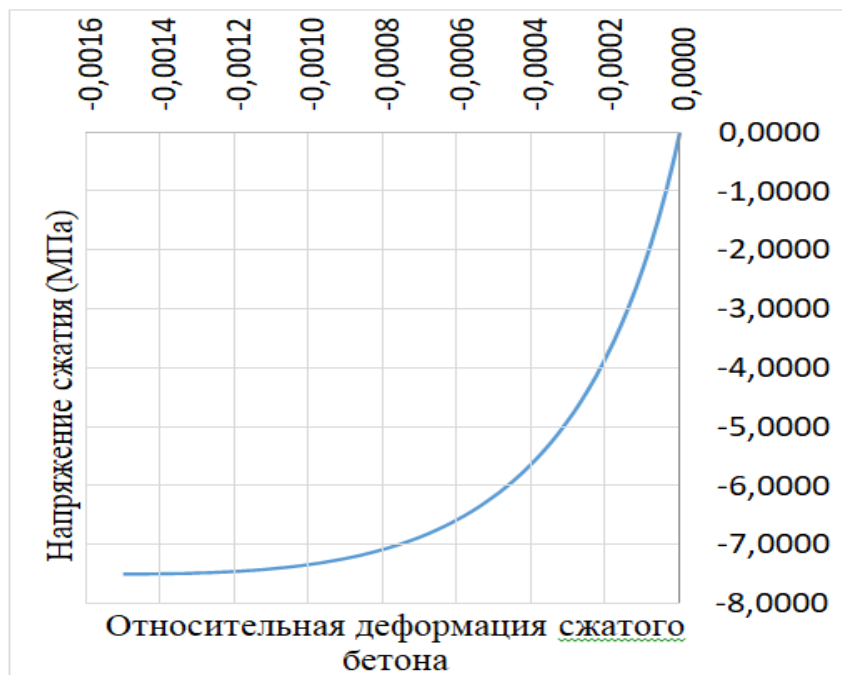


Рисунок 4.1 – Диаграмма работы сжатого бетона

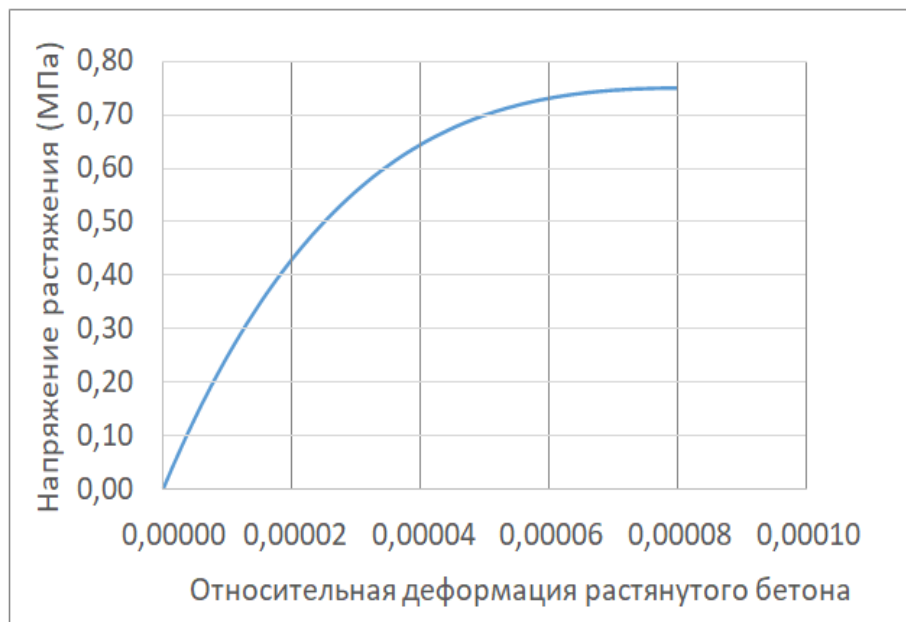


Рисунок 4.2 – Диаграмма работы растянутого бетона



Рисунок 4.3 – Диаграмма работы стали

Результаты нелинейного расчета балки с параметрами по серии I_2 представлены в таблицах 4.1, 4.3 и на рисунках 4.4 и 4.5.

В таблице 4.1 приведены результаты нелинейного расчёта на прочность нормального сечения балки с указанием параметров слоёв сечения по высоте, их относительных деформаций, и усреднёнными напряжениями в бетоне и жёсткой

арматуре при выявленной окончательной расчётной нагрузке на прочность, т.е. по первому предельному состоянию.

На рисунке 4.4 показана рассчитанная диаграмма «нагрузка-кривизна» по мере нагружения балки.

Таблица 4.1 – Результаты расчета на прочность нормального сечения балки

Окончательная нагрузка $P_{ult} = 8.96$ кН									
№№ п/п	Площадь бетонного участка (мм ²)	Площадь арматуры (мм ²)	$y[i]$ (мм)	$\varepsilon_b[i]$	$\sigma_b[i]$, (МПа)	$E_{b,red}[i]$, (МПа)	$\sigma_s[i]$, (МПа)	$E_{s,red}[i]$, (МПа)	$z[i]$ (мм)
0	0.00		0	-0.00151317	-7.500000	5127.69			-74.90
1	100.00		1	-0.00149288	-7.500000	5023.84			-73.90
2	200.00		3	-0.00145231	-7.499200	5163.62			-71.90
3	200.00		5	-0.00141174	-7.497100	5310.54			-69.90
4	200.00		7	-0.00137117	-7.493500	5465.02			-67.90
5	200.00		9	-0.00133060	-7.488100	5627.62			-65.90
6	200.00		11	-0.00129003	-7.480800	5798.93			-63.90
7	200.00		13	-0.00124946	-7.471200	5979.51			-61.90
8	200.00		15	-0.00120889	-7.458900	6170.07			-59.90
9	200.00		17	-0.00116832	-7.443800	6371.33			-57.90
10	200.00		19	-0.00112775	-7.425200	6584.07			-55.90
11	200.00		21	-0.00108718	-7.402800	6809.17			-53.90
12	200.00	76.50	23	-0.00104661	-7.376100	7047.58	-209.32	-200000	-51.90
13	200.00	6.00	25	-0.00100604	-7.344400	7300.32	-201.21	-200000	-49.90
14	200.00	6.00	27	-0.00096547	-7.307300	7568.59	-193.09	-200000	-47.90
15	200.00	6.00	29	-0.00092490	-7.263800	7853.64	-184.98	-200000	-45.90
16	200.00	6.00	31	-0.00088433	-7.213400	8156.92	-176.87	-200000	-43.90
17	200.00	6.00	33	-0.00084376	-7.155100	8480.01	-168.75	-200000	-41.90
18	200.00	6.00	35	-0.00080319	-7.088000	8824.79	-160.64	-200000	-39.90
19	200.00	6.00	37	-0.00076262	-7.010900	9193.23	-152.52	-200000	-37.90
20	200.00	6.00	39	-0.00072205	-6.922800	9587.75	-144.41	-200000	-35.90
21	200.00	6.00	41	-0.00068148	-6.822300	10011.00	-136.30	-200000	-33.90
22	200.00	6.00	43	-0.00064091	-6.707900	10466.16	-128.18	-200000	-31.90
23	200.00	6.00	45	-0.00060034	-6.577800	10956.78	-120.07	-200000	-29.90

24	200.00	6.00	47	-0.00055977	-6.430200	11487.19	-111.95	-200000	-27.90
25	200.00	6.00	49	-0.00051920	-6.262800	12062.32	-103.84	-200000	-25.90
26	200.00	6.00	51	-0.00047863	-6.072900	12688.14	-95.73	-200000	-23.90
27	200.00	6.00	53	-0.00043806	-5.857600	13371.70	-87.61	-200000	-21.90
28	200.00	6.00	55	-0.00039749	-5.613200	14121.55	-79.50	-200000	-19.90
29	200.00	6.00	57	-0.00035692	-5.335300	14948.05	-71.38	-200000	-17.90
30	200.00	6.00	59	-0.00031635	-5.018500	15863.81	-63.27	-200000	-15.90
31	200.00	6.00	61	-0.00027578	-4.656400	16884.58	-55.16	-200000	-13.90
32	200.00	6.00	63	-0.00023521	-4.240800	18029.91	-47.04	-200000	-11.90
33	200.00	6.00	65	-0.00019464	-3.761400	19324.73	-38.93	-200000	-9.90
34	200.00	6.00	67	-0.00015407	-3.204800	20801.00	-30.81	-200000	-7.90
35	200.00	6.00	69	-0.00011350	-2.553800	22500.64	-22.70	-200000	-5.90
36	200.00	6.00	71	-0.00007293	-1.785300	24479.45	-14.59	-200000	-3.90
37	200.00	6.00	73	-0.00003236	-0.867700	26813.60	-6.47	-200000	-1.90
38	200.00	6.00	75	0.00000821	0.210000	25574.52	1.64	200000	0.10
39	200.00	6.00	77	0.00004878	0.694200	14230.59	9.76	200000	2.10
40	200.00	6.00	79	0.00008935		10936.77	17.87	200000	4.10
41	200.00	6.00	81	0.00012992		9537.52	25.98	200000	6.10
42	200.00	6.00	83	0.00017049		11834.32	34.10	200000	8.10
43	200.00	6.00	85	0.00021106		10820.19	42.21	200000	10.10
44	200.00	6.00	87	0.00025164		9917.71	50.33	200000	12.10
45	200.00	6.00	89	0.00029221		15903.31	58.44	200000	14.10
46	200.00	6.00	91	0.00033278		15207.60	66.56	200000	16.10
47	200.00	6.00	93	0.00037335		14545.53	74.67	200000	18.10
48	200.00	6.00	95	0.00041392		13915.65	82.78	200000	20.10
49	200.00	6.00	97	0.00045449		13317.09	90.90	200000	22.10
50	200.00	6.00	99	0.00049506		12748.11	99.01	200000	24.10
51	200.00	6.00	101	0.00053563		12208.13	107.13	200000	26.10
52	200.00	6.00	103	0.00057620		11697.44	115.24	200000	28.10
53	200.00	6.00	105	0.00061677		11211.98	123.35	200000	30.10
54	200.00	6.00	107	0.00065734		10752.04	131.47	200000	32.10
55	200.00	6.00	109	0.00069791		10316.75	139.58	200000	34.10

56	200.00	6.00	111	0.00073848		9905.24	147.70	200000	36.10
57	200.00	6.00	113	0.00077905		9516.06	155.81	200000	38.10
58	200.00	6.00	115	0.00081962		9920.32	163.92	200000	40.10
59	200.00	6.00	117	0.00086019		9545.93	172.04	200000	42.10
60	200.00	6.00	119	0.00090076		13241.40	180.15	200000	44.10
61	200.00	6.00	121	0.00094133		12800.89	188.27	200000	46.10
62	200.00	6.00	123	0.00098190		12377.49	196.38	200000	48.10
63	200.00	76.50	125	0.00102247		11971.20	204.49	200000	50.10
64	200.00		127	0.00106304		11581.44		200000	52.10
65	200.00		129	0.00110361		11205.89		200000	54.10
66	200.00		131	0.00114418		10847.45		200000	56.10
67	200.00		133	0.00118475		10503.80		200000	58.10
68	200.00		135	0.00122532		10174.94		200000	60.10
69	200.00		137	0.00126589		9858.55		200000	62.10
70	200.00		139	0.00130646		9556.66		200000	64.10
71	200.00		141	0.00134703		0.00		200000	66.10
72	200.00		143	0.00138760		0.00		200000	68.10
73	200.00		145	0.00142817		0.00		200000	70.10
74	200.00		147	0.00146874		0.00		200000	72.10
75	100.00		149	0.00150931		0.00		200000	74.10
76	0.00		150	0.00152960		0.00		200000	75.10

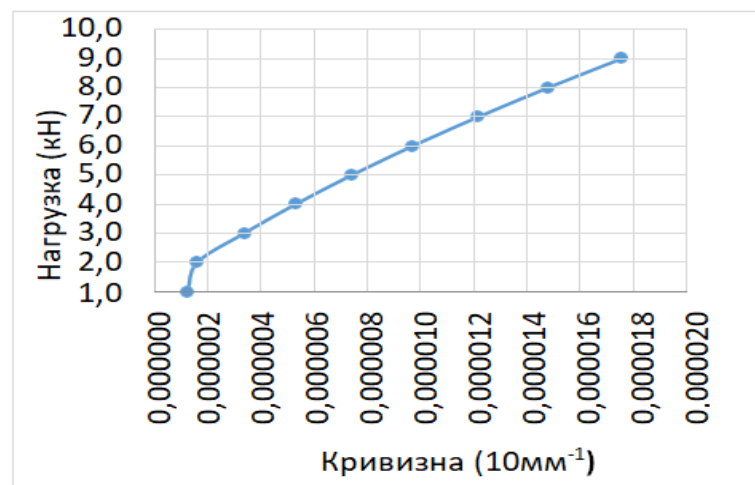


Рисунок 4.4 – Диаграмма «нагрузка-кривизна»

При сравнении данных диаграммы рисунка 4.4 с аналогичными по рисункам 2.35÷2.37 следует принять во внимание, что кривизна в последних диаграммах определена по отсчётам тензодатчиков с базой 20 мм и расстоянием между их осями 100 мм. Сравнительная таблица данных по кривизне представлена в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Кривизна балки при натурном и численном испытаниях

Нагрузка (кН)	Балка №1 (см. рисунок 2.39)	Нелинейный расчёт
1		0,0000012
1,25		
2		0,0000016
2,5	0,00001663466	
3		0,000003
3,75		
4		0,000005
5	0,000026947	0,0000074
6		0,00001
6,25		
7		0,000012
7,5	0,00003721775	
8		0,000015
8,75		
9		0,000018
10	0,00005119725	

На рисунке 4.5 показана эпюра распределения нормальных напряжений в бетоне балки при приложении расчётной нагрузки.



Рисунок 4.5 – Распределение напряжений в бетоне по сечению

В таблице 4.3 приведены результаты нелинейного расчёта нормального сечения балки с указанием параметров слоёв сечения по высоте, их относительными деформациями, и усреднёнными напряжениями в бетоне и жёсткой арматуре при выявленной нагрузке на момент образования трещин. На рисунке 4.6 – эпюра распределения нормальных напряжений в бетоне балки на момент образования трещин.

Таблица 4.3 – Результаты расчета на момент образования трещин

Нагрузка на момент начала трещинообразования $P_{cr} = 1.44$ кН									
№№ п/п	Площадь бетонного участка (мм ²)	Площадь арматуры (мм ²)	$y[i]$ (мм)	$\varepsilon_b[i]$	$\sigma_b[i]$, (МПа)	$E_{b,red}[i]$, (МПа)	$\sigma_s[i]$, (МПа)	$E_{s,red}[i]$, (МПа)	$z[i]$ (мм)
0	0.00		0	-0.00006405	-1.598500	24956.85			-66.40
1	100.00		1	-0.00006309	-1.577900	25009.51			-65.40
2	200.00		3	-0.00006116	-1.536100	25116.00			-63.40
3	200.00		5	-0.00005924	-1.494200	25222.81			-61.40
4	200.00		7	-0.00005731	-1.451700	25331.07			-59.40
5	200.00		9	-0.00005538	-1.408900	25440.16			-57.40
6	200.00		11	-0.00005346	-1.365900	25549.61			-55.40
7	200.00		13	-0.00005153	-1.322300	25660.51			-53.40
8	200.00		15	-0.00004961	-1.278500	25771.75			-51.40
9	200.00		17	-0.00004768	-1.234200	25884.47			-49.40
10	200.00		19	-0.00004575	-1.189400	25998.15			-47.40
11	200.00		21	-0.00004383	-1.144500	26112.18			-45.40
12	200.00	76.50	23	-0.00004190	-1.098900	26227.75	-8.38	-200000	-43.40
13	200.00	6	25	-0.00003997	-1.053000	26344.33	-7.99	-200000	-41.40
14	200.00	6	27	-0.00003805	-1.006800	26461.22	-7.61	-200000	-39.40
15	200.00	6	29	-0.00003612	-0.960100	26579.78	-7.22	-200000	-37.40
16	200.00	6	31	-0.00003419	-0.912800	26699.31	-6.84	-200000	-35.40
17	200.00	6	33	-0.00003227	-0.865500	26819.26	-6.45	-200000	-33.40
18	200.00	6	35	-0.00003034	-0.817400	26940.86	-6.07	-200000	-31.40
19	200.00	6	37	-0.00002841	-0.768900	27063.50	-5.68	-200000	-29.40
20	200.00	6	39	-0.00002649	-0.720200	27186.57	-5.30	-200000	-27.40
21	200.00	6	41	-0.00002456	-0.670800	27311.36	-4.91	-200000	-25.40
22	200.00	6	43	-0.00002264	-0.621200	27436.58	-4.53	-200000	-23.40

23	200.00	6	45	-0.00002071	-0.570800	27563.57	-4.14	-200000	-21.40
24	200.00	6	47	-0.00001878	-0.520000	27691.67	-3.76	-200000	-19.40
25	200.00	6	49	-0.00001686	-0.469000	27820.22	-3.37	-200000	-17.40
26	200.00	6	51	-0.00001493	-0.417300	27950.64	-2.99	-200000	-15.40
27	200.00	6	53	-0.00001300	-0.365100	28082.18	-2.60	-200000	-13.40
28	200.00	6	55	-0.00001108	-0.312600	28214.25	-2.22	-200000	-11.40
29	200.00	6	57	-0.00000915	-0.259400	28348.17	-1.83	-200000	-9.40
30	200.00	6	59	-0.00000722	-0.205600	28483.34	-1.44	-200000	-7.40
31	200.00	6	61	-0.00000530	-0.151700	28619.00	-1.06	-200000	-5.40
32	200.00	6	63	-0.00000337	-0.096900	28756.63	-0.67	-200000	-3.40
33	200.00	6	65	-0.00000144	-0.041600	28895.54	-0.29	-200000	-1.40
34	200.00	6	67	0.00000048	0.013800	28783.95	0.10	200000	0.60
35	200.00	6	69	0.00000241	0.067300	27936.57	0.48	200000	2.60
36	200.00	6	71	0.00000433	0.117500	27125.15	0.87	200000	4.60
37	200.00	6	73	0.00000626	0.164900	26339.54	1.25	200000	6.60
38	200.00	6	75	0.00000819	0.209500	25582.35	1.64	200000	8.60
39	200.00	6	77	0.00001011	0.251300	24855.32	2.02	200000	10.60
40	200.00	6	79	0.00001204	0.290800	24149.75	2.41	200000	12.60
41	200.00	6	81	0.00001397	0.327800	23467.96	2.79	200000	14.60
42	200.00	6	83	0.00001589	0.362500	22811.98	3.18	200000	16.60
43	200.00	6	85	0.00001782	0.395100	22173.98	3.56	200000	18.60
44	200.00	6	87	0.00001975	0.425700	21556.28	3.95	200000	20.60
45	200.00	6	89	0.00002167	0.454200	20961.20	4.33	200000	22.60
46	200.00	6	91	0.00002360	0.481000	20381.49	4.72	200000	24.60
47	200.00	6	93	0.00002553	0.506000	19819.47	5.11	200000	26.60
48	200.00	6	95	0.00002745	0.529200	19277.46	5.49	200000	28.60
49	200.00	6	97	0.00002938	0.550800	18748.79	5.88	200000	30.60
50	200.00	6	99	0.00003130	0.570900	18238.39	6.26	200000	32.60
51	200.00	6	101	0.00003323	0.589500	17740.75	6.65	200000	34.60
52	200.00	6	103	0.00003516	0.606800	17257.61	7.03	200000	36.60
53	200.00	6	105	0.00003708	0.622600	16791.00	7.42	200000	38.60
54	200.00	6	107	0.00003901	0.637300	16335.99	7.80	200000	40.60

55	200.00	6	109	0.00004094	0.650700	15894.32	8.19	200000	42.60
56	200.00	6	111	0.00004286	0.662900	15467.73	8.57	200000	44.60
57	200.00	6	113	0.00004479	0.674200	15051.87	8.96	200000	46.60
58	200.00	6	115	0.00004672	0.684400	14648.19	9.34	200000	48.60
59	200.00	6	117	0.00004864	0.693500	14258.72	9.73	200000	50.60
60	200.00	6	119	0.00005057	0.701900	13878.82	10.11	200000	52.60
61	200.00	6	121	0.00005250	0.709300	13510.81	10.50	200000	54.60
62	200.00	6	123	0.00005442	0.715900	13155.56	10.88	200000	56.60
63	200.00	76.50	125	0.00005635	0.721800	12809.59	11.27	200000	58.60
64	200.00		127	0.00005827	0.727000	12476.38			60.60
65	200.00		129	0.00006020	0.731500	12151.58			62.60
66	200.00		131	0.00006213	0.735500	11837.51			64.60
67	200.00		133	0.00006405	0.738800	11534.75			66.60
68	200.00		135	0.00006598	0.741600	11240.40			68.60
69	200.00		137	0.00006791	0.744000	10955.62			70.60
70	200.00		139	0.00006983	0.745900	10681.57			72.60
71	200.00		141	0.00007176	0.747400	10415.06			74.60
72	200.00		143	0.00007369	0.748500	10157.83			76.60
73	200.00		145	0.00007561	0.749300	9910.17			78.60
74	200.00		147	0.00007754	0.749800	9669.76			80.60
75	100.00		149	0.00007947	0.750000	9437.47			82.60
76	0.00		150	0.00008043	0.000000	9471.69			83.60

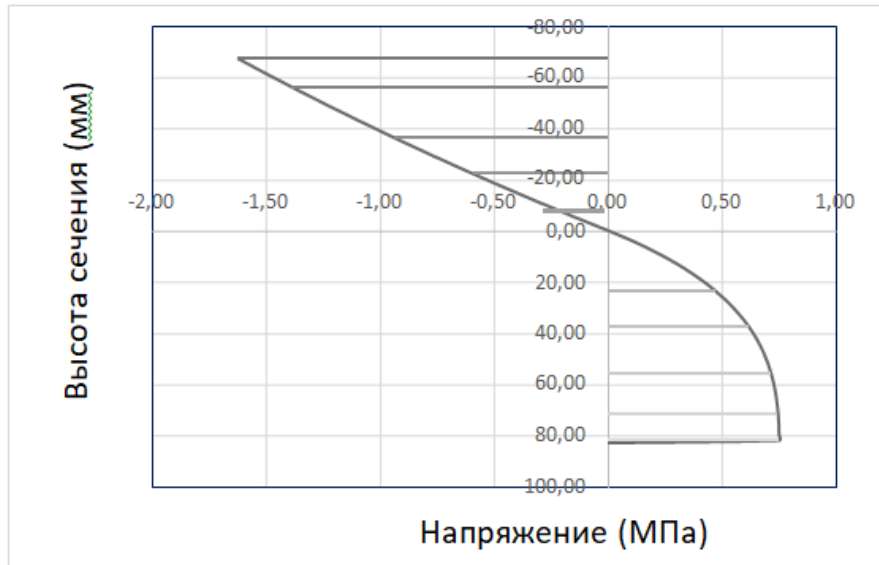


Рисунок 4.6 – Распределение напряжений в бетоне по сечению в момент образования трещин

Балка с параметрами по серии III₂.

Результаты нелинейного расчета балки с параметрами по серии III₂ представлены в таблицах 4.4, 4.6 и на рисунках 4.7 и 4.8.

В таблице 4.4 приведены результаты нелинейного расчёта на прочность нормального сечения балки с указанием параметров слоёв сечения по высоте, их относительными деформациями, и усреднёнными напряжениями в бетоне и жёсткой арматуре при выявленной окончательной расчётной нагрузке на прочность, т.е. по первому предельному состоянию.

На рисунке 4.7 показана рассчитанная диаграмма «нагрузка-кривизна» по мере нагружения балки.

Таблица 4.4 – Результаты расчета на прочность нормального сечения балки

Окончательная нагрузка $P_{ult} = 9.37$ кН									
№№ п/п	Площадь бетонного участка (мм ²)	Площадь арматуры (мм ²)	$y[i]$ (мм)	$\varepsilon_b[i]$	$\sigma_b[i]$, (МПа)	$E_{b,red}[i]$, (МПа)	$\sigma_s[i]$, (МПа)	$E_{s,red}[i]$, (МПа)	$z[i]$, (мм)
0	0.00		0	-0.00158667	-7.500000	5401.08			-75.00
1	100.00		1	-0.00156545	-7.500000	5473.55			-74.00
2	200.00		3	-0.00152302	-7.500000	5054.35			-72.00

3	200.00		5	-0.00148058	-7.499900	5065.49			-70.00
4	200.00		7	-0.00143814	-7.498600	5214.11			-68.00
5	200.00		9	-0.00139570	-7.495900	5370.68			-66.00
6	200.00		11	-0.00135327	-7.491300	5535.72			-64.00
7	200.00		13	-0.00131083	-7.484800	5709.98			-62.00
8	200.00		15	-0.00126839	-7.476000	5894.05			-60.00
9	200.00		17	-0.00122595	-7.464400	6088.70			-58.00
10	200.00		19	-0.00118351	-7.449800	6294.68			-56.00
11	200.00		21	-0.00114108	-7.431700	6512.85			-54.00
12	200.00	76.50	23	-0.00109864	-7.409500	6744.27	-219.73	-200000	-52.00
13	200.00	6	25	-0.00105620	-7.382800	6989.96	-211.24	-200000	-50.00
14	200.00	6	27	-0.00101376	-7.350800	7251.07	-202.75	-200000	-48.00
15	200.00	6	29	-0.00097133	-7.313000	7528.84	-194.27	-200000	-46.00
16	200.00	6	31	-0.00092889	-7.268400	7824.81	-185.78	-200000	-44.00
17	200.00	6	33	-0.00088645	-7.216200	8140.59	-177.29	-200000	-42.00
18	200.00	6	35	-0.00084401	-7.155500	8477.98	-168.80	-200000	-40.00
19	200.00	6	37	-0.00080157	-7.085100	8839.03	-160.31	-200000	-38.00
20	200.00	6	39	-0.00075914	-7.003800	9226.00	-151.83	-200000	-36.00
21	200.00	6	41	-0.00071670	-6.910300	9641.86	-143.34	-200000	-34.00
22	200.00	6	43	-0.00067426	-6.803000	10089.59	-134.85	-200000	-32.00
23	200.00	6	45	-0.00063182	-6.680100	10572.85	-126.36	-200000	-30.00
24	200.00	6	47	-0.00058939	-6.539800	11095.84	-117.88	-200000	-28.00
25	200.00	6	49	-0.00054695	-6.379500	11663.83	-109.39	-200000	-26.00
26	200.00	6	51	-0.00050451	-6.196800	12282.72	-100.90	-200000	-24.00
27	200.00	6	53	-0.00046207	-5.988300	12959.72	-92.41	-200000	-22.00
28	200.00	6	55	-0.00041963	-5.750400	13703.54	-83.93	-200000	-20.00
29	200.00	6	57	-0.00037720	-5.478700	14524.59	-75.44	-200000	-18.00
30	200.00	6	59	-0.00033476	-5.167400	15436.27	-66.95	-200000	-16.00
31	200.00	6	61	-0.00029232	-4.810000	16454.60	-58.46	-200000	-14.00
32	200.00	6	63	-0.00024988	-4.397900	17599.96	-49.98	-200000	-12.00
33	200.00	6	65	-0.00020745	-3.920400	18897.97	-41.49	-200000	-10.00
34	200.00	6	67	-0.00016501	-3.363400	20382.88	-33.00	-200000	-8.00

35	200.00	6	69	-0.00012257	-2.708600	22098.67	-24.51	-200000	-6.00
36	200.00	6	71	-0.00008013	-1.931500	24104.86	-16.03	-200000	-4.00
37	200.00	6	73	-0.00003769	-0.998200	26483.26	-7.54	-200000	-2.00
38	200.00	6	75	0.00000474	0.127800	26955.79	0.95	200000	0.00
39	200.00	6	77	0.00004718	0.686600	14553.65	9.44	200000	2.00
40	200.00	6	79	0.00008962		10038.06	17.92	200000	4.00
41	200.00	6	81	0.00013206		10563.25	26.41	200000	6.00
42	200.00	6	83	0.00017449		12891.08	34.90	200000	8.00
43	200.00	6	85	0.00021693		11827.65	43.39	200000	10.00
44	200.00	6	87	0.00025937		10870.36	51.87	200000	12.00
45	200.00	6	89	0.00030181		10013.70	60.36	200000	14.00
46	200.00	6	91	0.00034425		16091.81	68.85	200000	16.00
47	200.00	6	93	0.00038668		15426.26	77.34	200000	18.00
48	200.00	6	95	0.00042912		14791.16	85.82	200000	20.00
49	200.00	6	97	0.00047156		14185.06	94.31	200000	22.00
50	200.00	6	99	0.00051400		13606.80	102.80	200000	24.00
51	200.00	6	101	0.00055644		13055.80	111.29	200000	26.00
52	200.00	6	103	0.00059887		12531.19	119.77	200000	28.00
53	200.00	6	105	0.00064131		12033.26	128.26	200000	30.00
54	200.00	6	107	0.00068375		11557.95	136.75	200000	32.00
55	200.00	6	109	0.00072619		11106.42	145.24	200000	34.00
56	200.00	6	111	0.00076862		10677.22	153.72	200000	36.00
57	200.00	6	113	0.00081106		10270.06	162.21	200000	38.00
58	200.00	6	115	0.00085350		9883.49	170.70	200000	40.00
59	200.00	6	117	0.00089594		9517.22	179.19	200000	42.00
60	200.00	6	119	0.00093838		9835.93	187.68	200000	44.00
61	200.00	6	121	0.00098081		9485.03	196.16	200000	46.00
62	200.00	6	123	0.00102325		12377.49	204.65	200000	48.00
63	200.00	76.50	125	0.00106569		11971.20	213.14	200000	50.00
64	200.00		127	0.00110813		11581.44		200000	52.00
65	200.00		129	0.00115056		11205.89		200000	54.00
66	200.00		131	0.00119300		10847.45		200000	56.00

67	200.00		133	0.00123544		10503.80		200000	58.00
68	200.00		135	0.00127788		10174.94		200000	60.00
69	200.00		137	0.00132032		9858.55		200000	62.00
70	200.00		139	0.00136275		9556.66		200000	64.00
71	200.00		141	0.00140519				200000	66.00
72	200.00		143	0.00144763				200000	68.00
73	200.00		145	0.00149007				200000	70.00
74	200.00		147	0.00153250				200000	72.00
75	100.00		149	0.00157494				200000	74.00
76	0.00		150	0.00159616				200000	75.00

При сравнении данных диаграммы по рисунку 4.7 с аналогичными по рисункам 2.57÷2.59 следует принять во внимание, что кривизна последних диаграмм определена по отсчётам тензодатчиков с базой 20 мм и расстоянием между их осями 100 мм. Сравнительная таблица данных по кривизне представлена ниже (таблица 4.5).

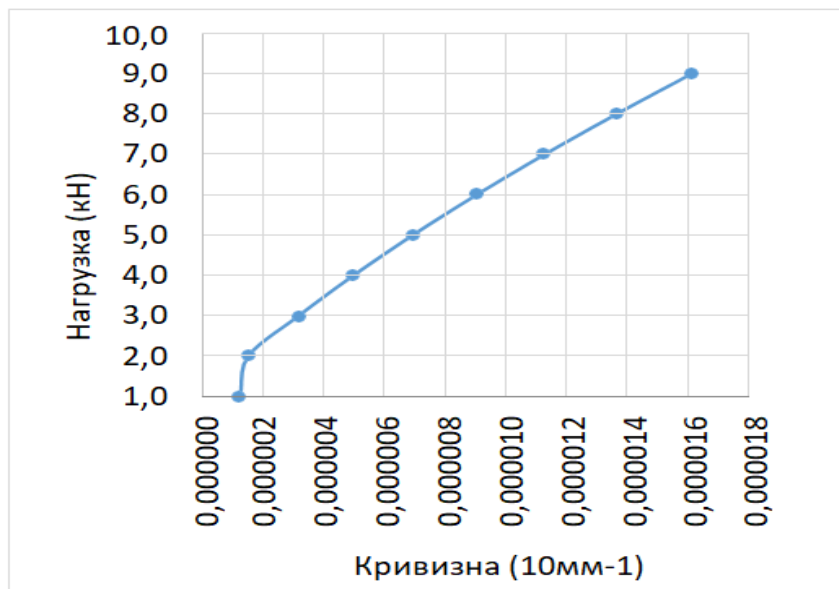


Рисунок 4.7 – Диаграмма «момент-кривизна»

Таблица 4.5 – Кривизна балки при натурном и численном испытаниях

Нагрузка (кН)	Балка №1 (см. рисунок 2.61)	Нелинейный расчёт
1		0,0000012
1,25		
2		0,0000015
2,5	0.0000026742	
3		0,0000032
3,75		
4		0,000005
5	0,00000926309	0,000007
6		0,000009
6,25		
7		0,000011
7,5	0,00001816661	
8		0,000014
8,75		
9		0,000016
10	0,0000269131	

На рисунке 4.8 показана эпюра распределения нормальных напряжений в бетоне балки при приложении расчётной нагрузки.

В таблице 4.6 приведены результаты нелинейного расчёта нормального сечения балки с указанием параметров слоёв сечения по высоте, их относительными деформациями, и усреднёнными напряжениями в бетоне и жёсткой арматуре при выявленной нагрузке на момент образования трещин.

На рисунке 4.9 представлена эпюра распределения нормальных напряжений в бетоне балки на момент образования трещин.

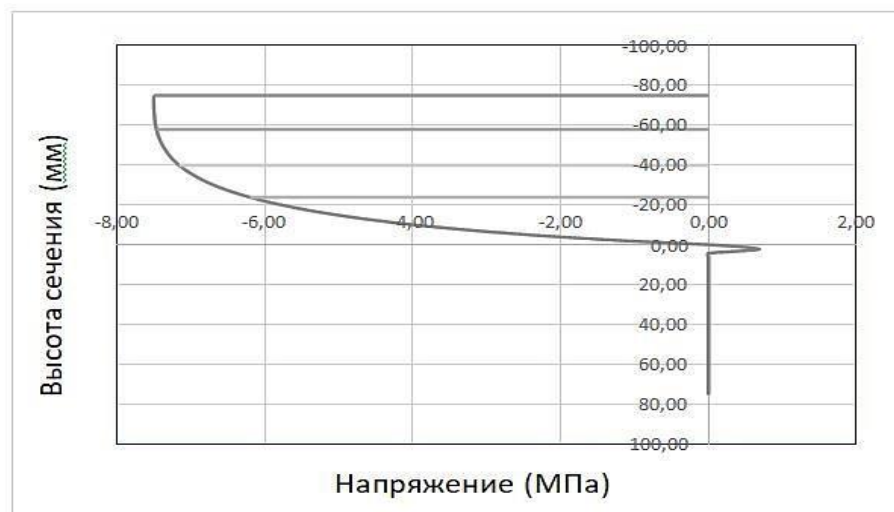


Рисунок 4.8 – Распределение напряжений в бетоне по сечению

Таблица 4.6 – Результаты расчета на момент образования трещин

Нагрузка на момент начала трещинообразования $P_{crc} = 1.52$ кН									
№№ п/п	Площадь бетонного участка (мм ²)	Площадь арматуры (мм ²)	$y[i]$ (мм)	$\varepsilon_b[i]$	$\sigma_b[i]$, (МПа)	$E_{b,red}[i]$, (МПа)	$\sigma_{,s}[i]$, (МПа)	$E_{s,red}[i]$, (МПа)	$z[i]$ (мм)
0	0.00		0	-0.00006524	-1.623900	24891.86			-67.10
1	200.00		1	-0.00006427	-1.603200	24944.81			-66.10
2	200.00		3	-0.00006233	-1.561400	25051.33			-64.10
3	200.00		5	-0.00006039	-1.519300	25158.75			-62.10
4	200.00		7	-0.00005845	-1.476900	25267.00			-60.10
5	200.00		9	-0.00005650	-1.433800	25376.74			-58.10
6	200.00		11	-0.00005456	-1.390600	25486.80			-56.10
7	200.00		13	-0.00005262	-1.347000	25597.75			-54.10
8	200.00		15	-0.00005068	-1.303000	25709.63			-52.10
9	200.00		17	-0.00004874	-1.258600	25822.44			-50.10
10	200.00		19	-0.00004680	-1.213800	25936.18			-48.10
11	200.00		21	-0.00004485	-1.168400	26051.48			-46.10
12	200.00	76.50	23	-0.00004291	-1.122800	26167.16	-8.58	-200000	-44.10
13	200.00	6	25	-0.00004097	-1.076800	26283.80	-8.19	-200000	-42.10
14	200.00	6	27	-0.00003903	-1.030400	26401.43	-7.81	-200000	-40.10
15	200.00	6	29	-0.00003709	-0.983600	26520.07	-7.42	-200000	-38.10
16	200.00	6	31	-0.00003515	-0.936400	26639.72	-7.03	-200000	-36.10
17	200.00	6	33	-0.00003320	-0.888500	26761.03	-6.64	-200000	-34.10
18	200.00	6	35	-0.00003126	-0.840400	26882.74	-6.25	-200000	-32.10
19	200.00	6	37	-0.00002932	-0.791800	27005.53	-5.86	-200000	-30.10
20	200.00	6	39	-0.00002738	-0.742800	27129.38	-5.48	-200000	-28.10
21	200.00	6	41	-0.00002544	-0.693300	27254.32	-5.09	-200000	-26.10
22	200.00	6	43	-0.00002349	-0.643200	27381.02	-4.70	-200000	-24.10
23	200.00	6	45	-0.00002155	-0.592800	27508.15	-4.31	-200000	-22.10
24	200.00	6	47	-0.00001961	-0.542000	27636.45	-3.92	-200000	-20.10
25	200.00	6	49	-0.00001767	-0.490600	27765.85	-3.53	-200000	-18.10
26	200.00	6	51	-0.00001573	-0.438800	27896.43	-3.15	-200000	-16.10
27	200.00	6	53	-0.00001379	-0.386500	28028.18	-2.76	-200000	-14.10
28	200.00	6	55	-0.00001184	-0.333400	28161.81	-2.37	-200000	-12.10
29	200.00	6	57	-0.00000990	-0.280100	28295.97	-1.98	-200000	-10.10
30	200.00	6	59	-0.00000796	-0.226300	28431.37	-1.59	-200000	-8.10
31	200.00	6	61	-0.00000602	-0.172000	28567.99	-1.20	-200000	-6.10

32	200.00	6	63	-0.00000408	-0.117100	28705.85	-0.82	-200000	-4.10
33	200.00	6	65	-0.00000214	-0.061700	28845.00	-0.43	-200000	-2.10
34	200.00	6	67	-0.00000019	-0.005500	28986.17	-0.04	200000	-0.10
35	200.00	6	69	0.00000175	0.049400	28222.51	0.35	200000	1.90
36	200.00	6	71	0.00000369	0.101100	27392.24	0.74	200000	3.90
37	200.00	6	73	0.00000563	0.149700	26593.00	1.13	200000	5.90
38	200.00	6	75	0.00000757	0.195500	25822.47	1.51	200000	7.90
39	200.00	6	77	0.00000951	0.238500	25079.78	1.90	200000	9.90
40	200.00	6	79	0.00001146	0.279200	24359.13	2.29	200000	11.90
41	200.00	6	81	0.00001340	0.317100	23666.90	2.68	200000	13.90
42	200.00	6	83	0.00001534	0.352800	22997.58	3.07	200000	15.90
43	200.00	6	85	0.00001728	0.386200	22350.30	3.46	200000	17.90
44	200.00	6	87	0.00001922	0.417500	21723.90	3.84	200000	19.90
45	200.00	6	89	0.00002116	0.446800	21117.51	4.23	200000	21.90
46	200.00	6	91	0.00002311	0.474400	20527.07	4.62	200000	23.90
47	200.00	6	93	0.00002505	0.499900	19957.80	5.01	200000	25.90
48	200.00	6	95	0.00002699	0.523800	19405.64	5.40	200000	27.90
49	200.00	6	97	0.00002893	0.545900	18870.59	5.79	200000	29.90
50	200.00	6	99	0.00003087	0.566500	18351.49	6.17	200000	31.90
51	200.00	6	101	0.00003282	0.585700	17845.15	6.56	200000	33.90
52	200.00	6	103	0.00003476	0.603300	17356.50	6.95	200000	35.90
53	200.00	6	105	0.00003670	0.619600	16882.35	7.34	200000	37.90
54	200.00	6	107	0.00003864	0.634600	16422.12	7.73	200000	39.90
55	200.00	6	109	0.00004058	0.648300	15975.81	8.12	200000	41.90
56	200.00	6	111	0.00004252	0.660900	15542.55	8.50	200000	43.90
57	200.00	6	113	0.00004447	0.672400	15120.02	8.89	200000	45.90
58	200.00	6	115	0.00004641	0.682800	14712.28	9.28	200000	47.90
59	200.00	6	117	0.00004835	0.692200	14316.72	9.67	200000	49.90
60	200.00	6	119	0.00005029	0.700700	13933.34	10.06	200000	51.90
61	200.00	6	121	0.00005223	0.708300	13561.56	10.45	200000	53.90
62	200.00	6	123	0.00005417	0.715100	13201.09	10.83	200000	55.90
63	200.00	76.50	125	0.00005612	0.721200	12850.48	11.22	200000	57.90
64	200.00		127	0.00005806	0.726500	12512.34			59.90
65	200.00		129	0.00006000	0.731100	12184.93			61.90
66	200.00		131	0.00006194	0.735100	11867.96			63.90
67	200.00		133	0.00006388	0.738500	11561.14			65.90
68	200.00		135	0.00006582	0.741400	11264.47			67.90

69	200.00		137	0.00006777	0.743800	10975.92			69.90
70	200.00		139	0.00006971	0.745800	10698.39			71.90
71	200.00		141	0.00007165	0.747300	10430.14			73.90
72	200.00		143	0.00007359	0.748500	10170.88			75.90
73	200.00		145	0.00007553	0.749300	9920.32			77.90
74	200.00		147	0.00007747	0.749800	9678.17			79.90
75	200.00		149	0.00007942	0.750000	9443.27			81.90
76	0.00		150	0.00008039	0.000000	9467.05			82.90

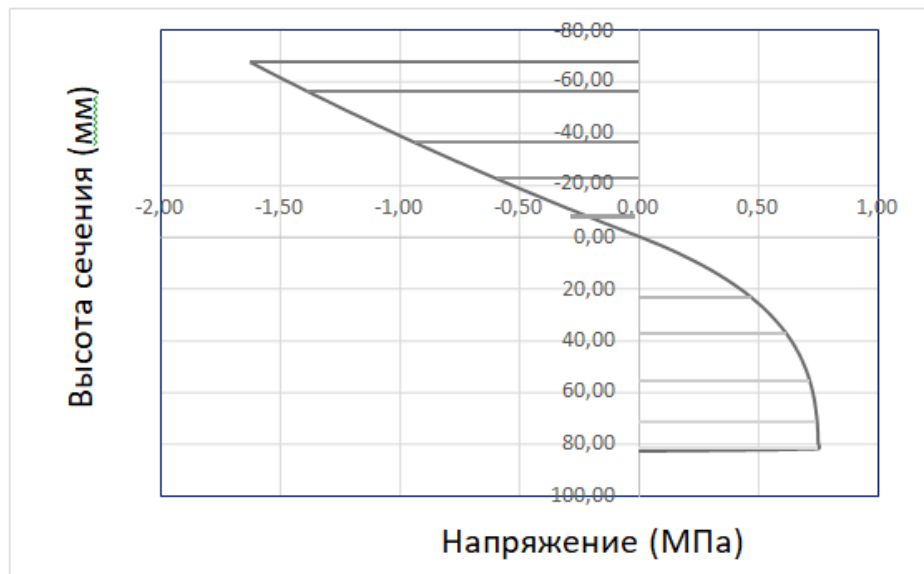


Рисунок 4.9 – Распределение напряжений в бетоне по сечению в момент образования трещин

Анализ сопоставления результатов численных экспериментов и результатов нелинейного пошагового расчёта по предложенной методике с данными натуральных испытаний показывает, что поведение конструкций качественно и количественно полностью совпадает. При количественном расхождении вычисляемой кривизны балок по предложенной методике нелинейного расчёта с кривизной, измеренной при натуральных испытаниях, получены совпадающие результаты величин расчётных и опытных нагрузок.

Выводы по главе 4

1. Сравнение результатов нелинейных расчётов, выполненных с использованием разработанной методики, для рассмотренных балок с данными их натуральных испытаний, показывает их полное качественное совпадение.

2. Сравнение результатов нелинейных расчётов, выполненных с использованием разработанной методики, для балки с параметрами по серии I₂ (см. главу 2) с данными натуральных испытаний этой серии (см. главу 2) показывает, что величины выявленных расчётных нагрузок по первой группе предельных состояний отличаются не более чем на $(8,94-7,95)100/7,95=12,4\%$.

3. Сравнение результатов нелинейных расчётов, выполненных с использованием разработанной методики, для балки с параметрами по серии III₂ (см. главу 2) с данными натуральных испытаний этой серии (см. главу 2) показывает, что величины выявленных расчётных нагрузок по первой группе предельных состояний отличаются не более чем на $(10,50-9,37)100/10,50=10,8\%$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Итоги выполненного исследования

1. Выявлена целесообразность применения эффективных сталежелезобетонных конструкций перекрытий и покрытий из ячеистого бетона с различными видами жёсткого армирования. Установлено, что более широкому внедрению указанных конструкций препятствует несовершенство нормативных методов расчета, не учитывающих характерные особенности прочностных и деформативных свойств ячеистых бетонов и их совместную работу с элементами жесткого армирования.

2. Установлено, что широко применяемый для проектирования изгибаемых элементов из тяжёлого бетона с жёстким армированием из прокатных конструкций «метод предельных усилий» не обеспечивает надежное проектирование железобетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой в виде (ЛСТК).

3. В данной работе путём натурных и численных испытаний выявлены особенности, зависимости и закономерности характера и параметров сил сцепления ячеистого бетона и стальных тонкостенных конструкций в реальном поведении изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями.

4. На основе результатов натурных и численных испытаний разработаны и проверены методики линейного инженерного расчёта изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями, так и более точного – нелинейного. Полученные методики могут быть рекомендованы для использования в проектных организациях при проектировании изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированных лёгкими стальными тонкостенными конструкциями.

5. В результате проведённых исследований определены пути для практического применения новой конструктивной формы – изгибаемого элемента

из ячеистого бетона с жёсткой арматурой из холодногнутых тонкостенных конструкций. Область применения – конструкции перекрытия или покрытия как самостоятельные балки небольших пролётов до 6 м, перемычки и монолитные балочные перекрытия и покрытия пролётом до 6 м.

Рекомендации, перспективы дальнейшей разработки темы исследования

Для дальнейшей разработки темы имеются следующие актуальные направления исследований:

- создание нормативной базы значений предельных относительных деформаций сжатия и растяжения для ячеистых бетонов, что позволит существенно расширить возможности простых линейных расчётов изгибаемых элементов из этого бетона;

- создание новых пенообразователей для ячеистого бетона, снижающих его ползучесть;

- определение формы, размеров и рационального размещения высечки в отходах штамповочных производств с точки зрения: увеличения сил сцепления между ячеистым бетоном и жёсткой тонкостенной арматурой; снижение ползучести;

- исследование конструкций из ячеистого бетона на ползучесть.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Albayrak M., Yorukoglu A., Karahan S., Atlihan S., Aruntas H.Y., Girgin I. Influence of zeolite additive on properties of autoclaved aerated concrete. *Build Environ* – 2007; 42:3161–5.
2. Tian Y. Experimental study on aerated concrete produced by iron tailings. *Adv. Mater Res* 2011; 250–253:853–6.
3. Ramamurthy K., Nambiar E., Ranjani G. A classification of studies on properties of foam concrete. *Cem. Concr. Compos.* – 2009; 31(6):388–96.
4. Uddin N., Fouad F., Vaidya U., Khotpal A., Serrano-Perez J. Structural characterization of hybrid fiber reinforced polymer (FRP)–autoclave aerated concrete (AAC) panels. *J Reinf. Plast. Compos* – 2006; 25(9):981–99.
5. Yan Z. Overview and developing trend of cellular concrete. – 2012. <http://www.chinafcb.com/info_main/201021/69.html>(retrieved 03.02.12) (in Chinese).
6. Tarasov A.S., Kearsley E.P., Kolomatskiy A.S., Mostert H.F. Heat evolution due to cement hydration in foamed concrete. *Mag. Concr. Res* 2010; –62(12):895 – 906.
7. Tikalsky .P, Pospisil J., MacDonald W. A method for assessment of the freeze– thaw resistance of preformed foam cellular concrete. *Cem. Concr. Res* 2004;34(5):889 – 93.
8. O'Reilly D. Lightweight cellular concrete debuts in Ontario road project. *J Commerce* 2009; – 80:16.
9. Anonymous. Cellular concrete stops airplanes in their tracks. *Civ. Eng.* 1998; 68(10):14–6.
10. Integral Parameters Of Concrete Diagrams For Calculations Of Strength Of Reinforced Concrete Elements Using The Deformation Model / Eryshev V.A., Nickolay I. Karpenko and Artur O. Zhemchuyev // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, Volume 16, Issue 1, pp. 25-37.

11. Замалиев Ф.С. Развитие теории расчёта сталежелезобетонных перекрытий гражданских зданий: Дисс. док. техн. наук. М., 2021. - 514 с.
12. Михайлов К.В., Волков Ю.С. Бетон и железобетон в строительстве. - М.: Стройиздат, – 1987. – 103 с.
13. Звездов А.И., Михайлов К.В., Волков Ю.С. XXI век – век бетона и железобетона // Бетон и железобетон. 2001. – №1. – С. 2-6.
14. И-87-43 «Инструкция по применению высечки в железобетоне и для армирования каменной кладки» // М.: Стройиздат Паркомстроя, 1944. – 10 с.
15. Либерман А.Д. Инструкция по применению высечки и других отходов металла в железобетонных и каменных конструкциях жилых зданий // Киев: Техническое управление Министерства жилищно-гражданского строительства УССР, – 1950. – 15 с.
16. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции // М.: Госстройиздат, 1960. – 567 с.
17. Справочник строителя / Под ред. В.В. Бургмана и Б.С Ухова // М.: Стройиздат, 1947. – 724 с.
18. Жмарин Е.Н. Международная ассоциация легкого стального строительства // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2012. – №2. – С. 27-30.
19. Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-3: 2004 Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN. European Committee for Standardisation. – 2004.
20. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни // М.: Стройиздат, 1940. – 275 с.
21. Бычков Д.В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций // М.: Госстройиздат, 1962. – 475 с.
22. Basaglia C., Camotim D., Silvestre N. Post-buckling analysis of thin-walled steel frames using generalised beam theory (GBT) // Thin-Walled Structures. 2013. – Vol. 62. – Pp. 229-242

23. Chou S.M., Rhodes J. Review and compilation of experimental results on thin-walled structure // *Computers & Structures*. – 1997. – Vol. 65. No.1. – Pp. 47-67.
24. Li Z., Schafer B.W. Application of the finite strip method in cold-formed steel member design // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2010. – Vol. 66. No.8-9. – Pp. 971-980.
25. Schafer B.W., Li Z., Moen C.D. Computational modeling of cold-formed steel // *Thin-Walled Structures*. – 2010. – Vol. 48. No.10-11. – Pp. 752-762.
26. Brune B., Ungermann D. Coupled instabilities of cold-formed steel members in minor axis bending // *5th International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, CIMS 2008*. Sydney, Australia, 23-25 June, – 2008. – 9 p.
27. Ghersi A., Landolfo R., Mazzolani F. M. *Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members*. London: Spon press, – 2002. – 174 p.
28. Юрченко В.В. Разработка аналитических зависимостей для оценки значений критических сил потери местной устойчивости и потери устойчивости формы сечения тонкостенных стержней открытого профиля // *Металлические конструкции*. 2012. – №3. Т. 18. – С. 185-196.
29. Вольмир А.С *Гибкие пластинки и оболочки* // М.: Гос. изд. техн.-теор. лит., 1956. – 419 с.
30. Тришевский И.С, Донец Г.В., Мирошниченко В.И. [и др.] *Производство и применение гнутых профилей проката: (Технология, оборудование, сортамент, методы расчета, области применения, эффективность): Справочник*. Под ред. И.С. Тришевского // М.: «Металлургия», 1975. – 535 с.
31. Айрумян Э.Л., Белый Г.И. Исследования работы стальной фермы из холодногнутой профилей с учетом их местной и общей устойчивости // *Промышленное и гражданское строительство*. 2010. – №5. – С.41-44.
32. Белый Г.И., Астахов И.В. *Пространственная устойчивость элементов конструкций из стальных холодногнутой профилей* // *Монтажные и специальные работы в строительстве*. 2006. – №9. – С. 2125.
33. Астахов И.В. *Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутой профилей*: Автореф. дисс. канд. техн. наук. – СПб, 2006. – 24 с.

34. Ватин Н.И., Рыбаков В.А. Расчет металлоконструкций – седьмая степень свободы // СтройПРОФИЛЬ. 2007. – № 2(56). – С. 60-63.
35. Катранов И.Г. Несущая способность винтовых и заклепочных соединений стальных тонкостенных конструкций: Автореф. дисс. канд. техн. наук. Москва, 2011. – 22 с.
36. Куражова В.Г., Назмеева Т.В. Виды узловых соединений в легких стальных тонкостенных конструкциях // Инженерно-строительный журнал. 2011. – №3(21). – С. 47-52.
37. Лапшин А.А., Жданова С.А. Определение редуцированной площади поперечного сечения тонкостенного гнутого профиля // Приволжский научный журнал. 2012. – №4. – С. 41-46.
38. Лещенко А.П., Евтушенко С.И., Текутов Е.Г. Экспериментальные исследования устойчивости тонкостенных стержней // Вестник ВолгГАСУ. Строительство и архитектура. 2009. – №16(35). – С. 24-27.
39. Марченко Т.В., Банников Д.О. Сопоставительный анализ форм потери устойчивости тонкостенных стержневых элементов // Металлические конструкции. 2009. – №3(15). – С. 178-188.
40. Семенов А.С. Ферма из холодногнутых профилей повышенной жесткости с болтовыми соединениями: Автореф. дисс. канд. техн. наук. Воронеж, 2009. – 21 с.
41. Сливкер В.И. Строительная механика. Вариационные основы. Учебное пособие // М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. – 736 с.
42. Tusnin A.R. Finite element for numeric analysis of structures of thin-walled open profile bars // Metal Constructions. 2009. – Vol. 15. – No.1. – Pp. 73-78.
43. Лалин В.В., Рыбаков В.А. Конечные элементы для расчета ограждающих конструкций из тонкостенных профилей // Инженерно-строительный журнал. 2011. – №8. – С. 69-80.
44. Рыбаков В.А. Применение полусдвиговой теории В.И. Сливкера для анализа напряженно-деформированного состояния систем тонкостенных стержней: Автореф. дисс. канд. техн. наук. СПб, 2012. – 21 с.

45. Осокин А.В. Развитие метода конечных элементов для расчета систем, включающих тонкостенные стержни открытого профиля: Автореф. дисс. канд. техн. наук. Москва, 2010. – 26 с.
46. ГОСТ 31108-2016. Цементы общестроительные. Технические условия.
47. Справочник проектировщика. Расчётно-теоретический. Под. ред. А.А. Уманского, книга 2. М., Стройиздат, – 1973 г.
48. Михайлов К.В. Проволочная арматура для предварительно напряжённого железобетона // М.: Стройиздат, 1964. 190 стр.
49. Сцепление жёсткой арматуры и ячеистого бетона / Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб, Ласьков Николай Николаевич, Ефимов Олег Иванович, Замалиев Фарит Сахапович // Регион. архитектура и стр.-во. –2021. – № 4 (49). – С. 79–87.
50. Experimental Investigation on Flexural Behavior of Cold Formed Beams with Lightweight Concrete / AL-Hasnawi Yasser Sami Ghareb, Alhashimi Omar Ismael, A.V. Shevchenko and Nowruzzi Mohammad Shoja // Materials Science Forum Submitted: 2019-11-25 ISSN: 1662-9752, Vol. 992, pp 149-155.
51. Предпосылки и ограничения к нелинейному расчёту сталебетонных балок из ячеистого бетона с жёсткой арматурой из тонкостенных стальных гнутых профилей / Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб, Ласьков Николай Николаевич, Ефимов Олег Иванович, Замалиев Фарит Сахапович // Регион. архитектура и стр.-во. –2021. – № 4 (49). – С. 88–95.
52. К вопросу о проектировании балки из ячеистого бетона с жёсткой арматурой / Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб, Ласьков Николай Николаевич, Ефимов Олег Иванович, Замалиев Фарит Сахапович // Регион. архитектура и стр.-во. –2021. – № 3 (48). – С. 137–143.
53. ГОСТ 8829-2018. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
54. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования». М., – 2017.

55. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М., Стандартинформ, – 2019.

56. Методическое пособие по расчёту и проектированию сталежелезобетонных конструкций с жёсткой арматурой. М., – 2019. – 53 с.

57. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жёсткой арматурой. НИИЖБ Госстроя СССР. М., – 1978. – 57 с.

58. К оценке прочности изгибаемых сталебетонных элементов из ячеистого бетона армированных холодногнутым профилем / Ефимов Олег Иванович, Замалиев Фарит Сахапович, Ласьков Николай Николаевич, Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб // Строительная механика и расчет сооружений. – 2021. – № 6 (299). – С. 7–12.

59. Ржаницын А.Р. Строительная механика. Учебное пособие для вузов // М.: Высшая школа, – 1982. – 400 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

АКТЫ ВНЕДРЕНИЯ



УТВЕРЖДАЮ
Врио ректора ПГУАС
С.А. Толушов

«12» мая 2022 г.

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Аль-Хаснави Я.С.Г.
«Прочность и трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых элементов из
ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными
конструкциями»

Результаты диссертационной работы Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб на тему
«Прочность и трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых элементов из
ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными
конструкциями» используются в учебном процессе в инженерно-строительном
институте Пензенского государственного университета архитектуры и
строительства при подготовке бакалавров, специалистов и магистров по
направлению «Строительство» (направленность «Промышленное и гражданское
строительство»).

Результаты теоретических и экспериментальных исследований совместной
работы ячеистого бетона и легких стальных тонкостенных конструкций в
изгибаемых элементах используются в программах преподавания лекционных,
практических и лабораторных занятий по курсу «Железобетонные и каменные
конструкции» для бакалавров и специалистов по направлению «Строительство».

Полученные в диссертационной работе Аль-Хаснави Я.С.Г. результаты
исследования включены в рабочие программы магистратуры по направлению
подготовки 08.04.01 направленность «Промышленное и гражданское
строительство: проектирование» для следующих дисциплин: «Физико-технические
основы исследования и проектирования», «Современные железобетонные
конструкции».

Декан инженерно-строительного института


канд. техн. наук, доцент

Заведующий кафедрой «Строительные конструкции»

ФГБОУ ВО «Пензенский государственный университет

архитектуры и строительства»

д-р техн. наук, профессор

 Д.В. Артюшин

 Н.Н. Ласьков

УТВЕРЖДАЮ

Директор

Архитектурно-инженерной организации
ООО «ОБЛКОММУНЖИЛПРОЕКТ»

 А.А. Мальков
 «29» апреля 2022 г.
 

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Мы, нижеподписавшиеся представитель ООО «ОБЛКОММУНЖИЛПРОЕКТ» г. Пенза в лице директора А.А. Малькова и представителя инженерно-строительного факультета ФГБОУ ВО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства» в лице д.т.н., профессора, заведующего кафедрой «Строительные конструкции» Н.Н. Ласькова, соискателя кафедры «Строительные конструкции» Аль-Хаснави Яссер Сами Гариб составили настоящий акт о том, что на основании проведенных исследований на кафедре строительных конструкций по теме «Прочность и трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых элементов из ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными конструкциями» (научный руководитель д.т.н., профессор кафедры строительных конструкций Н.Н. Ласьков, исполнитель - соискатель кафедры «Строительные конструкции» Аль-Хаснави Я.С.Г.) для организации промышленного внедрения в ООО «ОБЛКОММУНЖИЛПРОЕКТ» переданы рекомендации по изготовлению и внедрению в производство пробной партии перемычек из ячеистого бетона, армированного легкими стальными тонкостенными конструкциями. По полученным рекомендациям запроектированы и изготовлены перемычки с расчетной нагрузкой не более 7,85 кН/м при строительстве многоэтажного жилого дома в микрорайоне Заря г. Пензы.

Применение арматуры из легких стальных тонкостенных конструкций совместно с ячеистым бетоном позволяют увеличить срок службы, прочность и коррозионную стойкость конструкционного изделия.

Представитель ООО «ОБЛКОММУНЖИЛПРОЕКТ»
Директор


 А.А. Мальков

Представители ФГБОУ ВО «ПГУАС»
Зав. кафедрой «Строительные конструкции»
д.т.н., профессор


 Н.Н. Ласьков

Соискатель


 Аль-Хаснави Я.С.Г.