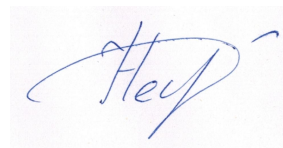


Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«ОРЕНБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ИМЕНИ В.А. БОНДАРЕНКО»



На правах рукописи

НЕСТЕРЕНКО Максим Алексеевич

**РАЦИОНАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ НЕСУЩИХ РЕБЕР
СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ НА ДЕРЕВЯННОМ КАРКАСЕ**

Специальность 2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель –
доктор технических наук,
профессор В.И. Жаданов

Оренбург – 2026

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ НА ДЕРЕВЯННОМ КАРКАСЕ И ТИПОВ ИХ НЕСУЩИХ РЕБЕР.....	12
1.1 Общие сведения о совмещенных конструкциях покрытия	12
1.2 Конструктивные решения несущих ребер крупноразмерных плит на деревянном каркасе.....	16
1.3 Теоретические и экспериментальные работы по оценке напряженно- деформированного состояния плит и их несущих ребер.....	30
1.4 Целесообразность усовершенствования несущих ребер рассматриваемого класса конструкций	42
1.5 Выводы по первой главе. Постановка задач исследования	45
2 РАЗРАБОТКА НОВЫХ ТИПОВ НЕСУЩИХ РЕБЕР СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ И ОСОБЕННОСТИ ИХ РАСЧЕТА	47
2.1 Принципы формообразования рациональных типов несущих ребер крупноразмерных плит с обшивкой, включенной в общую работу конструкции	47
2.2 Общие положения, принятые при разработке рациональных конструкций несущих ребер	49
2.3 Примеры конструктивных решений крупноразмерных совмещенных плит на основе предложенных типов ребер	51
2.3.1 Плиты с несущими ребрами на основе древесины и древесных материалов	51
2.3.2 Плиты с деревометаллическими ребрами	62
2.4 Узловые сопряжения разработанных типов конструкций.....	73
2.5 Выводы по второй главе.....	76
3 НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ РАЗРАБОТАННЫХ ТИПОВ НЕСУЩИХ РЕБЕР.....	77
3.1 Общее направление и цель исследований	77
3.2 Исследование особенностей напряженно-деформированного состояния клефанерных ребер с прерывистой стенкой	79
3.2.1 Теоретические алгоритмы расчета по деформациям	79
3.2.2 Численные исследования	88

3.3 Особенности НДС деревометаллических ребер с армированными поясами и стенкой из стальных профилированных листов.....	93
3.3.1 Методика и результаты численных исследований.....	93
3.3.2 Особенности расчета стенки на устойчивость.....	102
3.4 Выводы по третьей главе.....	109
4 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРЕДЛОЖЕННЫХ ТИПОВ РЕБЕР, РАБОТАЮЩИХ В СОСТАВЕ СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ	110
4.1 Цель и задачи исследований	110
4.2 Методика испытания опытных конструкций.....	111
4.2.1 Клеефанерные ребра с прерывистой стенкой	111
4.2.2 Деревометаллические ребра с армированными поясами	119
4.2.3 Длительные испытания	125
4.3 Анализ результатов кратковременных испытаний.....	127
4.3.1 Клеефанерные ребра	128
4.3.2 Деревометаллические ребра	136
4.4 Результаты длительных испытаний	143
4.5 Выводы по четвертой главе	147
5 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ, РАСЧЕТУ И ИЗГОТОВЛЕНИЮ СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ С РАЦИОНАЛЬНЫМИ ТИПАМИ НЕСУЩИХ РЕБЕР И ИХ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ.....	148
5.1 Рекомендации по конструированию, расчету и изготовлению.....	148
5.1.1 Общие положения, применяемые материалы	148
5.1.2 Особенности конструирования и алгоритмов расчета.....	150
5.1.3 Изготовление совмещенных плит с предложенными типами ребер и меры их защиты	162
5.2 Техничко-экономическая эффективность разработанных типов конструкций.....	166
5.3 Выводы по пятой главе.....	172
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	173
Список использованных источников	175
ПРИЛОЖЕНИЕ «Справки о внедрении результатов работы»	193

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы. Развитие производственной базы клееных деревянных конструкций способствовало широкомасштабному применению в отечественном и зарубежном строительстве крупноразмерных плит на деревянном каркасе с основными элементами в виде несущих ребер и обшивок. Такие конструкции, сохраняя в себе все известные достоинства древесины как конструкционного материала, позволяют существенно сократить количество монтажных элементов и сроки строительства, упростить конструктивную схему здания, особенно при их применении как конструкций «на пролет» с опиранием на продольные стены или подстропильные элементы. Для достижения наибольшего экономического эффекта обшивки приклеивают к ребрам, вовлекая тем самым их в общую работу с каркасом на восприятие внешних нагрузок. В этом случае достигается эффект совмещения несущих и ограждающих функций, способствующий сокращению материалов на конструкцию. Особенно эффективными являются совмещенные конструкции плит с односторонней верхней обшивкой, которая выполняет как силовые, так и ограждающие функции.

Анализ известных конструктивных решений совмещенных плит на деревянном каркасе выявил ряд их существенных недостатков, связанных либо со значительной материалоемкостью, либо с большой трудоемкостью изготовления. При этом основная доля расхода материалов на плиты определяется материалоемкостью основных несущих ребер, которая составляет от 70% до 80% от общего расхода материалов на конструкцию. Включение обшивок в общую работу плит приводит к смещению нейтральной оси поперечного сечения вверх, из-за чего конструкционный материал в растянутой зоне работает с перенапряжением, а в сжатой зоне он недогружен. Это приводит к перерасходу древесины на несущие ребра. Не вызывает сомнения целесообразность применения для рассматриваемого класса конструкций несущих элементов, выполненных из разномодульных материалов (например, древесина в сочетании с металлом), однако такие разработки не внедрены в практику строительства.

В связи с этим представляется целесообразным разработать усовершенствованные конструкции несущих ребер, обеспечивающих снижение материалоемкости и стоимости в целом рассматриваемого класса плит с сохранением их показателей прочности и жесткости.

Степень разработанности темы. Разработкой и исследованием плит на деревянном каркасе и конструкцией их несущих ребер занимались ведущие научно-исследовательские организации и ВУЗы, такие как ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, ЦНИИПромзданий, Гипронисельхоз, Южгипронисельхоз, Новосибирский филиал «Оргэнергостроя», СибЗНИИЭП, Ленинградский, Московский, Киевский, Красноярский, Новосибирский, Пензенский ИСИ. Значительный вклад внесен в развитие теории проектирования совмещенных конструкций Абовским Н.П., Быковским В.Н., Вдовиным В.М., Губенко А.Б., Дмитриевым П.А., Енджиевским Л.В., Жадановым В.И., Инжутовым И.С., Касаткиным В.Б., Ковальчуком Л.М., Колпаковым С.В., Лабудиным Б.В., Линьковым И.М., Мартинцом Д.В., Орловичем Р.Б., Пятикрестовским К.П., Светозаровой Е.И., Серовым Е.Н., Славиком Ю.Ю., Соколовским Б.С., Стояновым В.В., Стрижаковым Ю.Д., Турковским С.Б., Травушем В.И., Чистяковым А.М., а также Dutko P., Karman Ih., Kuhn E., Schroder E., Schnadel G., Thomas W., Johanson, K.

Из последних работ, посвященных изучению напряженно-деформированного состояния совмещенных плит на деревянном каркасе, в том числе несущих ребер, заслуживают внимания исследования В.П. Герасимова, Г.И. Гребенюка, В.И. Жаданова, И.С. Инжутова, Е.А. Кабанова, А.Г. Кондакова, Б.В. Лабудина, Мелехова В.И.

Развитием конструкций, сочетающих разномодульные материалы (древесина и материалы на ее основе, металл, конструкционные пластмассы) занимались, кроме вышеназванных ученых, Бондин В.Ф., Ольков Я.И., Осипов Ю.К., Погадаев И.К., Погорельцев А.А., Рощина С.И., Тамплон Ф.Ф., Холопов И.С., Щуко В.Ю., разработки которых базировались на трудах таких известных ученых как Ааре И.И., Амбарцумяна С.А., Блейха Ф., Броуде Б.М.,

Вольмира Д.С., Воровича И.И., Евстратова А.А., Ильюшина А.А., Каленова В.В., Лампси Б.Б., Лехницкого С.Г., Мельникова Н.П., Папковича П.Ф., Рокки К., Ржаницына Р.Р., Тимашева С.А., Тимошенко С.П., Уманского А.А.

Цель работы: разработка и экспериментально-теоретические исследования рациональных конструкций несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе с совершенствованием методики их расчета и конструирования.

Для достижения поставленной цели были поставлены следующие **задачи**:

- выполнить обзор и анализ известных конструктивных решений и технико-экономических показателей совмещенных плит на деревянном каркасе;
- разработать новые типы несущих ребер совмещенных плит, обеспечивающих снижение материалоемкости и стоимости как самих ребер, так и плит в целом;
- численными методами провести оценку напряженно-деформированного состояния предложенных типов ребер с учетом их конструктивных особенностей с последующей формулировкой основных положений теоретического и практического расчета;
- провести экспериментальные исследования опытных образцов ребер и совмещенных плит на их основе для оценки достоверности результатов численных исследований и изучения действительного характера работы предложенных конструктивных форм при действии кратковременных и длительных нагрузок;
- определить технико-экономическую эффективность применения предложенных рациональных конструкций несущих ребер в составе совмещенных плит;
- разработать рекомендации по проектированию, изготовлению и обеспечении долговечности совмещенных плит на деревянном каркасе с новыми конструкциями несущих ребер;
- подготовить предложения по внедрению результатов выполненной работы в строительную практику и учебный процесс.

Объект исследования – несущие ребра совмещенных плит на деревянном каркасе.

Предмет исследования – напряженно-деформированное состояние несущих ребер в составе каркаса совмещенных плит.

Научно-техническая гипотеза состоит в возможности снижения материалоемкости и стоимости в целом несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе за счет рационального распределения материала, как по длине, так и по высоте поперечного сечения конструкции, а также за счет применения для их изготовления разномодульных материалов.

Область исследования соответствует специальности ВАК 2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения и относится к п.1 (построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструктивных систем зданий и сооружений) и п. 8. (разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений с учётом протекающих в них процессов, пожарной и экологической безопасности).

Научная новизна работы заключается в следующем:

- разработаны новые рациональные конструктивные решения несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе;
- установлены закономерности влияния геометрических и физико-механических параметров несущих ребер на их напряженно-деформированное состояние и на работу совмещенных плит в целом;
- получены новые экспериментальные данные, служащие подтверждением адекватности примененных теоретических методов расчета и результатов численных исследований, а также отражающие действительную работу предложенных типов ребер при действии проектных нагрузок;
- предложены рекомендации по проектированию, изготовлению и обеспечению долговечности совмещенных плит с новыми типами несущих ребер.

Теоретическая значимость работы:

- доказана возможность рационализации конструкций несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе за счет рационального распределе-

ния материала, как по длине, так и по высоте поперечного сечения конструкции, а также за счет применения разномодульных материалов;

- усовершенствована аналитическая методика расчета несущих ребер совмещенных плит с учетом их конструктивных особенностей с определением их несущей способности и деформативности;

- изучены закономерности влияния геометрических и физико-механических параметров несущих ребер на их напряженно-деформированное состояние и на работу совмещенных плит в целом;

- модернизированы алгоритмы расчета совмещенных плит с предложенными типами несущих ребер, выведены и доказаны экспериментально-теоретические аппроксимационные формулы, учитывающие влияние конструктивных особенностей ребер на их напряженно-деформированное состояние;

- предложена инженерная методика расчета с определением рациональных параметров несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе.

Практическая ценность работы заключается:

- в разработке новых типов несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе, включающей выполнение альбомов рабочих чертежей;

- в создании инженерного метода расчета предлагаемых типов несущих ребер, а также рекомендаций по их проектированию, изготовлению и обеспечению долговечности;

- в повышении технико-экономических показателей совмещенных плит на основе древесины и древесных материалов при применении разработанных типов несущих ребер по сравнению с известными аналогами за счет рациональности конструктивной формы и применения в ребрах разномодульных материалов.

Методология и методы исследования. В диссертационной работе используется экспериментально-теоретический метод. В теоретических исследованиях использованы общие методы строительной механики и теории расчета конструкций, выполненных на основе древесины и древесных материалов, в том числе с применением разномодульных материалов. Физический

эксперимент выполнен с использованием современного аттестованного измерительно-вычислительного оборудования в испытательном центре «Оренбургстройиспытания», а также в лаборатории проблемных испытаний Оренбургского государственного университета, что обеспечило необходимую достоверность полученных результатов.

Внедрение результатов работы:

- предложенные совмещенные плиты с новыми типами несущих ребер нашли применение в проектах: малоэтажных жилых домов, зданий и сооружений сельскохозяйственного назначения, складов и стоянок, реконструкции зданий путем их надстройки;

- материалы исследований и альбомы рабочих чертежей разработанных конструкций совмещенных плит с новыми типами несущих ребер переданы для внедрения по запросу Министерству строительства, жилищно-коммунального и дорожного хозяйства Оренбургской области;

- рабочие чертежи разработанных совмещенных плит с новыми типами несущих ребер переданы по запросам в строительные организации и проектные институты: ООО «СтройТехЭкспертПроект» (г. Новосибирск), ООО «МОНЗА» (г. Вологда), ООО «СИБНИПИ «НАСЛЕДИЕ»» (г. Иркутск), ООО «Альтитуда» (г. Оренбург), ООО НПП «Промтехнология» (г. Оренбург);

- материалы исследований внедрены в разделы курсов «Конструкции из дерева и пластмасс» и «Деревянные конструкции для малоэтажного строительства», которые читаются студентам по направлению подготовки 08.03.01 Строительство по профилю «Промышленное и гражданское строительство»; в разделы курса «Индустриальные деревянные конструкции для малоэтажного строительства» для студентов по направлению подготовки 08.04.01 Строительство по профилю «Теория и проектирование зданий и сооружений» Оренбургского государственного университета и Сибстрин (г. Новосибирск).

На защиту выносятся:

- новые рациональные конструктивные решения несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе;

- данные, полученные при исследовании численными методами напряженно-деформированного состояния предложенных типов ребер с учетом их конструктивных особенностей;
- результаты экспериментальных исследований опытных образцов ребер, работающих в составе совмещенных плит, при действии кратковременных и длительных нагрузок;
- методика расчета предложенных новых типов несущих ребер с учетом их конструктивных особенностей;
- результаты технико-экономической оценки применения предложенных рациональных конструкций несущих ребер в составе совмещенных плит;
- рекомендации по проектированию, изготовлению и обеспечению долговечности совмещенных плит на деревянном каркасе с новыми типами конструкций несущих ребер.

Степень достоверности полученных результатов обеспечивается:

- для экспериментальных работ использованием сертифицированного оборудования, прошедшего метрологическую поверку;
- теория построена на использовании известных подходов теории упругости, строительной механики и теории расчета деревянных конструкций, сопоставлении теоретических данных с экспериментальными;
- использовано сравнение авторских данных и данных других авторов, полученных ранее при разработке и исследовании совмещенных плит на деревянном каркасе;
- установлено качественное и количественное совпадение результатов теоретических и экспериментальных исследований предложенных типов несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе;
- использованы современные методики сбора и обработки исходной информации, аналитические решения и программные комплексы.

Апробация работы. Результаты диссертационной работы были доложены и обсуждены:

- на V и VII всероссийских студенческих конференциях Инженерные кадры – будущее инновационной экономики России. Часть 5: Инновации в строительстве, природообустройстве и техносферной безопасности», г. Йошкар-Ола, 2019 г., 2021 г.;

- на всероссийских научно-методических конференциях «Университетский комплекс как региональный центр образования, науки и культуры», г. Оренбург, 2020 г., 2021 г., 2022 г., 2023 г., 2024 г., 2025 г.;

- на международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы и перспективы развития строительного комплекса», г. Волгоград, 2021 г.;

- на всероссийской научно-технической конференции «Традиции и инновации в строительстве и архитектуре», г. Самара, 2023 г.;

- на X международной научно-практической конференции «Устойчивое развитие региона: архитектура, строительство, транспорт», г. Тамбов, 2024 г.;

- на международном научно-техническом симпозиуме «Серовские чтения», г. Санкт-Петербург, 2025 г.;

- на XVIII международной научно-технической конференции «Актуальные вопросы архитектуры и строительства», г. Новосибирск, 2025 г.;

- на III и VI международных научно-технических конференциях «Физика материалов, конструкции и технологии в строительстве и промышленной инженерии» (MPCPE), г. Владимир, 2022 г., 2025 г.

- на международной научно-практической конференции «Инженерные технологии: традиции, инновации, векторы развития», приуроченной 35-летию Российской инженерной академии, г. Абакан, 2025 г.;

Публикации. Основные положения диссертации опубликованы в 28 печатных работах, в том числе 4 статьи в изданиях, включенных в перечень ВАК РФ, 3 статьи, включенных в базу данных Scopus, получен 1 патент на изобретение и 1 патент на полезную модель.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав, основных выводов, списка использованных источников из 171 наименования и приложения. Общий объем работы 201 страница текста, в том числе 77 рисунков, 15 таблиц, 9 страниц приложения.

1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ НА ДЕРЕВЯННОМ КАРКАСЕ И ТИПОВ ИХ НЕСУЩИХ РЕБЕР

1.1 Общие сведения о совмещенных конструкциях покрытия

Под совмещенными конструкциями, в соответствии с нормативной терминологией, приведенной, например, в / 7, 142 /, понимаются конструкции, применяемые при строительстве зданий и сооружений различного назначения и выполняющие одновременно несущие и ограждающие функции. Эффективность применения таких элементов в покрытиях зданий доказана практикой отечественного и зарубежного строительства / 64, 76 / и успешно реализована в железобетонных и стальных конструкциях / 2, 10, 27, 63 /. Несомненно, что это послужило импульсом для разработки аналогичных крупноразмерных совмещенных элементов с применением древесины и древесных материалов, чему способствовало широкомасштабное увеличение в России производственной базы по изготовлению клееных конструкций.

Наибольший технико-экономический эффект от применения крупноразмерных совмещенных плит в покрытиях возможно получить, используя их как конструкции «на пролет» с опиранием непосредственно на продольные несущие стены или подстропильные конструкции (рисунок 1.1), так как в сравнении с традиционными несущими конструкциями в виде плоскостных балок или ферм с смонтированными по их верхним граням ограждающими плитами достигается снижение трудоемкости монтажных работ вследствие уменьшения количества монтируемых элементов за счет увеличения габаритных размеров конструкций; простота конструктивной схемы покрытия здания (отпадает необходимость в устройстве связевых блоков); уменьшение длины стыков между отдельными плитами, что повышает долговечность эксплуатационную надежность покрытия; практически 100% заводская готовность конструкций, поставляемых на строительную площадку.

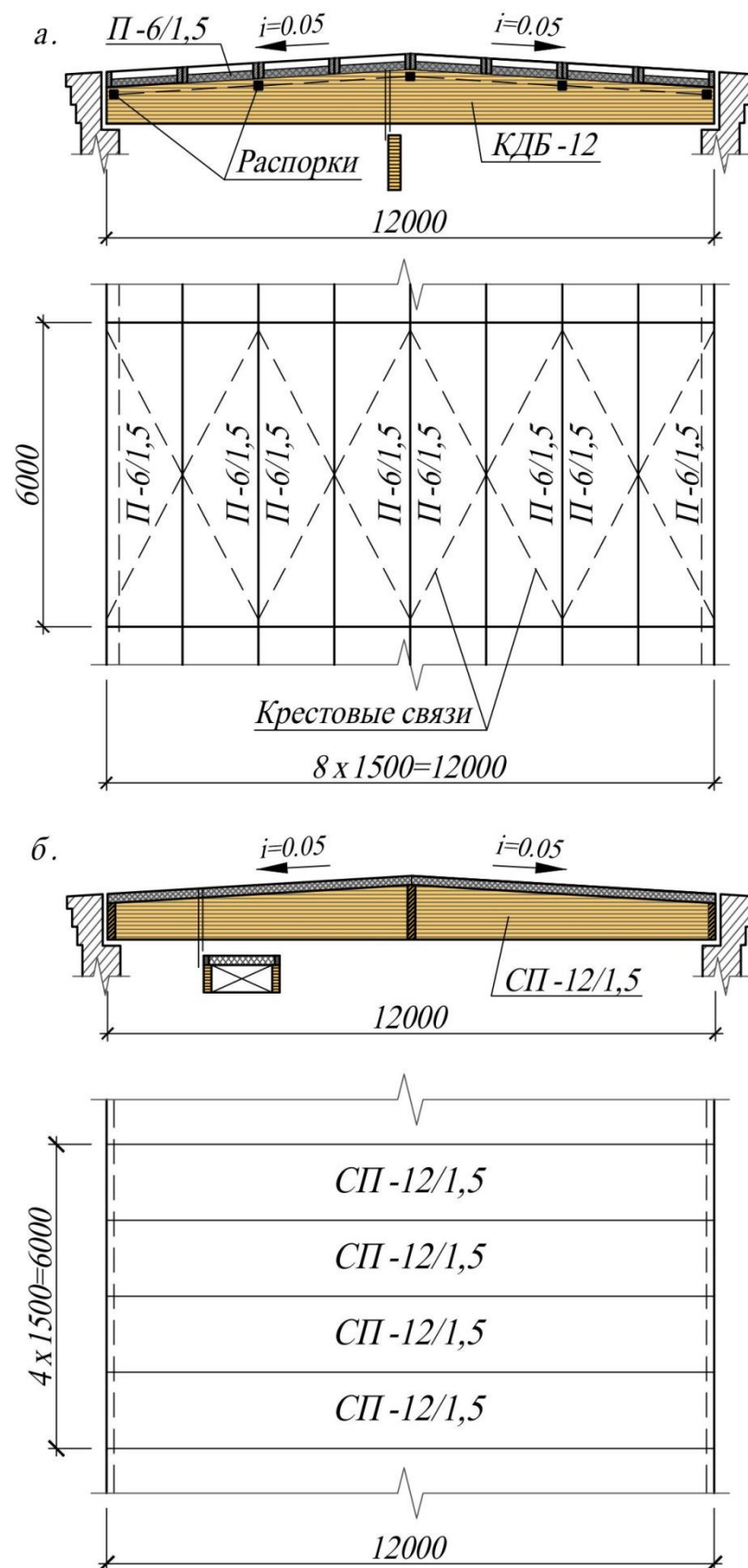


Рисунок 1.1 – Конструктивные схемы покрытия: а – традиционная с применением плоскостных несущих элементов; б – с применением крупноразмерных совмещенных плит как конструкций «на пролет»

Например, для покрытия секции здания с размерами в плане 6,0х12,0 м в традиционной конструктивной схеме (рисунок 1.1,а) требуется две несущие балки пролетом 12,0 м (КДБ-12) и 8 плит марки П-6/1,5 размером 1,5х6,0 м каждая, т.е. 10 монтажных элементов. Общая длина стыков между отдельными плитами составляет 66 метров. Также по длине здания с шагом не более 30,0 м необходимо устройство в покрытии скатных связевых блоков, например, в виде деревянных распорок и крестообразных стальных тяжей. В случае применения в покрытии крупноразмерных совмещенных плит (СП-12/1,5) с размерами в плане 1,5х12,0 м (рисунок 1.1,б) количество монтажных элементов будет равно четырем, длина стыков между плитами – 60 метров, а необходимость устройства скатных связей в покрытии отпадает, так как его пространственная жесткость будет обеспечена за счет жесткости самих плит.

Необходимо отметить целесообразность применения совмещенных плит, выполненных на основе древесины и древесных материалов, в зданиях с агрессивной средой, что определяется высокой химической стойкостью древесины по сравнению со сталью и железобетоном. Также заслуживает внимания применение рассматриваемого класса конструкций в «радиопрозрачных» зданиях, в том числе оборонного назначения / 169 /. К преимуществам совмещенных плит на деревянном каркасе относится и их малая масса, что позволяет упростить их монтаж и доставку на стройплощадку, облегчить здание в целом, в частности фундаменты.

В производственных и общественных многопролетных зданиях с пролетами от 9,0 до 18,0 м целесообразно применять совмещенные плиты шириной до 3,0 м как конструкции «на пролет», комбинируя плиты с постоянной высотой поперечного сечения и плиты с двускатными несущими ребрами (рисунок 1.2) / 157/. За счет этого сохраняется простота наружного водоотвода с поверхности кровли, что рекомендуется для деревянных конструкций с точки зрения повышения их долговечности и эксплуатационной надежности / 150 /.

В совмещенных плитах на деревянном каркасе общий расход материалов определяется материалоемкостью несущих ребер, которая составляет от 70% до 80% от общего расхода примененных материалов на конструкцию / 38 /.

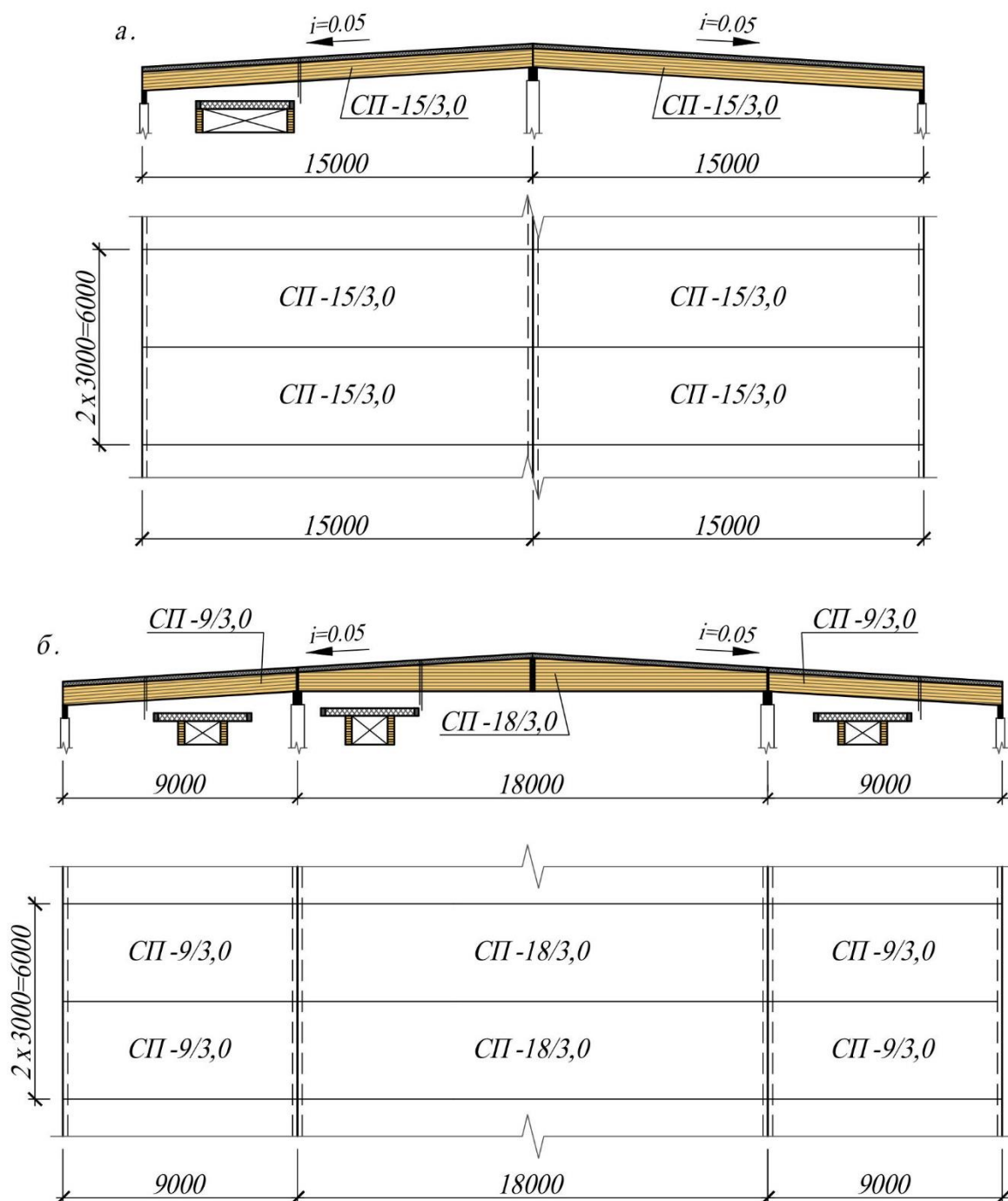


Рисунок 1.2 – Пример применения крупноразмерных совмещенных плит в покрытиях двухпролетных (а) и трехпролетных (б) зданий производственного назначения

В связи с этим вопрос повышения эффективности рассматриваемого класса конструкций определяется совершенствованием конструкций несущих ребер. Такое совершенствование невозможно без детального изучения наилучших разработанных вариантов, что предопределяет необходимость всестороннего анализа преимуществ и недостатков известных конструктивных решений.

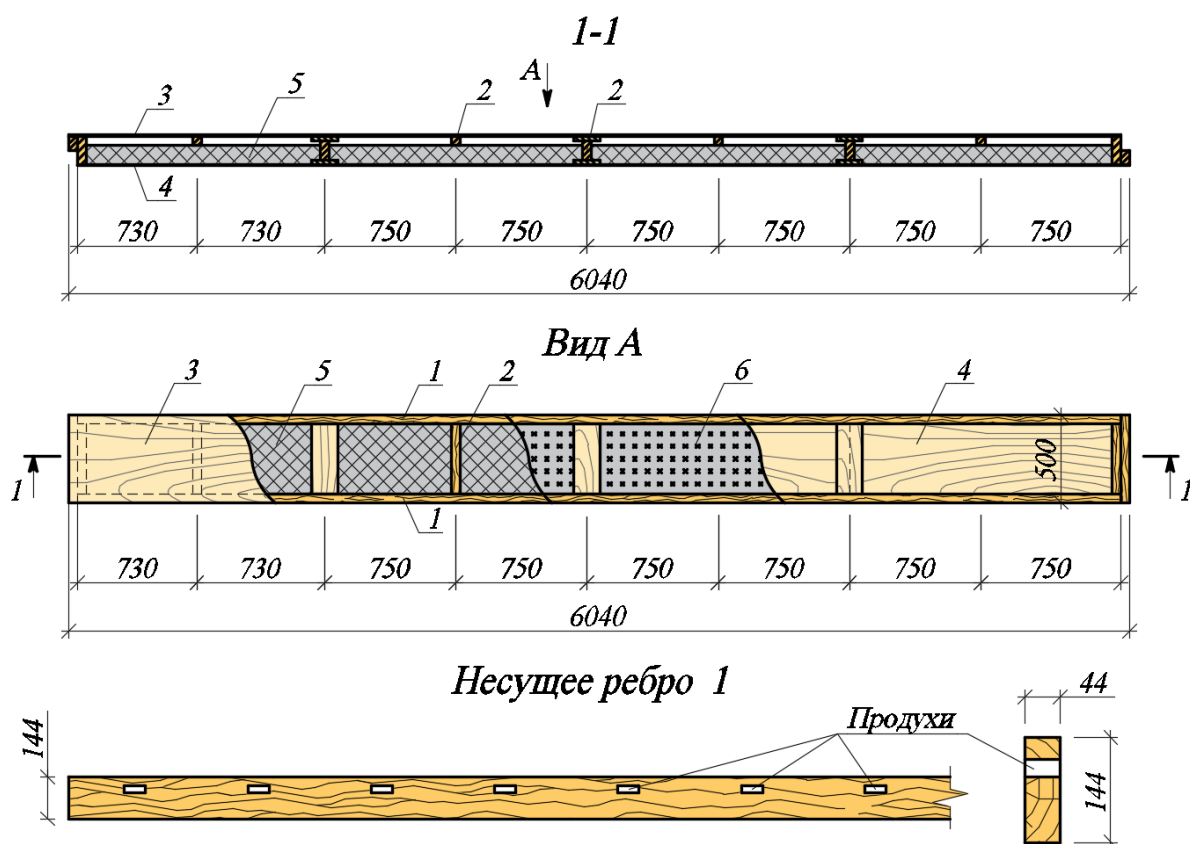
1.2 Конструктивные решения несущих ребер крупноразмерных плит на деревянном каркасе

Тенденция к увеличению габаритных размеров сборных плит покрытия на деревянном каркасе прослеживается на всем пути их эволюции, начиная с этапа перехода строительной индустрии от конструкций построечного изготовления к полносборным элементам с высокой степенью заводской готовности. Такой переход стал возможен благодаря конструкторским разработкам и исследованиям, проведенным в НИИСтроительной физики, ЦНИИЭП-сельское, ЦНИИСКе, ЦНИИПромзданий и ряде других институтов в середине прошлого столетия. Главная цель этих разработок в то время – достижение существенной экономии металла, острый дефицит которого ощущался практически по всех отраслях промышленности. Эта цель и была достигнута при внедрении в строительную практику даже плит пролетом 3,0 м / 18, 104 /.

В состав разработанных конструкций шириной 0,5 м входили фанерные или асбестоцементные обшивки и несущие ребра, выполненные из цельных досок «на ребро». К деревянному каркасу обшивки крепили при помощи гвоздей или шурупов, что было технически оправдано в тот период времени, но исключало возможность включения обшивок в общую работу конструкции и приводило к увеличению материалоемкости конструкций плит в целом. Также при таком способе соединения обшивок с каркасом несущая способность и деформативность плит зависела только от параметров несущих деревянных ребер, которые при их выполнении из цельных досок имели ограниченные геометрические характеристики, что и позволяло перекрывать пролет до 3,0 м. При этом, объем внедрения таких сборных плит на деревянном каркасе в сельскохозяйственном строительстве достигал 3 млн. м² / 60 /.

Решить проблему применения несущих ребер из цельных досок для плит покрытия пролетом до 6,0 м позволил способ соединения обшивок с каркасом на синтетических клеях, за счет чего было достигнуто включение их в общую работу конструкции, а также снижение общего расхода материалов.

Первые экспериментальные и теоретические исследования конструкций с жестко приклеенной к ребрам каркаса обшивкой были проведены в 1950-е годы в ЦНИПСе, Военно-инженерной академии им. В.В. Куйбышева и в НИИ по строительству Минмашстроя. Были разработаны и экспериментально исследованы плиты размером $0,5 \times 6,0$ м / 13, 17 /. Конструкция плиты выполнена на основе деревянного каркаса, к которому приклеены фанерные обшивки с двух сторон, а в образованной полости предусмотрены пароизоляция и утеплитель (рисунок 1.3). К главным достоинствам разработанной конструкции, несомненно, относится простота ее изготовления. С другой стороны, размещение утеплителя в полости плиты снижает ее долговечность, так как возможное увлажнение теплоизоляционного материала может привести к загниванию несущих ребер. Также устройство в ребрах необходимых осушающих продухов ослабляет их расчетные поперечные сечения и, как следствие, снижает прочность и жесткость основных несущих элементов.



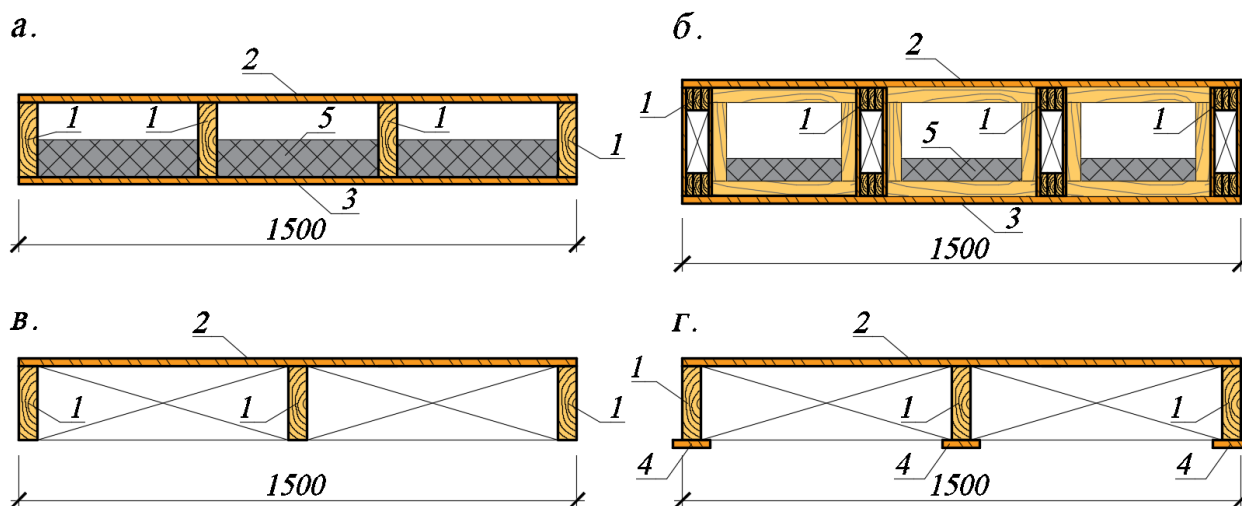
1 - несущие ребра; 2 - поперечные ребра; 3 - верхняя фанерная обшивка; 4 - нижняя фанерная обшивка; 5 - утеплитель; 6 - пароизоляция

Рисунок 1.3 – Клеефанерная плита $0,5 \times 6,0$ м (ЦНИПС)

Отметим, что при общем расходе материалов на плиту по рисунку 1.3 $0,154 \text{ м}^3$ (с учетом вспомогательных элементов) расход фанеры на обшивки составляет $0,048 \text{ м}^3$ (31%), а древесины на несущие ребра $0,076 \text{ м}^3$ (49%). Значительный расход материала на несущие ребра определен тем, что при работе плиты на поперечный изгиб сплошное прямоугольное поперечное сечение доски работает неэффективно из-за характера распределения нормальных напряжений по высоте ребра, когда в зоне нейтральной оси эти напряжения практически равны нулю.

Для устранения этого недостатка в результате работ Д.К. Арленинова, Л.Г. Гавриловой, В.Г. Житушкина, В.Б. Касаткина, В.В. Клименко, П.С. Кузнецова, И.М. Линькова, Р.Б. Орловича, Э.А. Панычевой, В.Т. Попова были предложены наиболее рациональные конструктивные решения основных несущих ребер ограждающих сборных конструкций в виде клеефанерных балок, фанерных профилей, армированных деревянных элементов, что существенно повысило технико-экономические показатели клеефанерных плит, в том числе за счет увеличения их ширины до 1,5 м.

Аналогичные конструкции плит с ребрами на основе древесины и древесных материалов нашли применение в скандинавских и европейских странах, в США / 8, 112, 123 /. Нельзя не отметить, что их конструктивные решения практически аналогичны российским аналогам (рисунок 1.4). Например, строительные фирмы Дании, входящие в состав объединения «Limtre Norden», при возведении зданий различного назначения выполняют утепленные покрытия из плит коробчатого сечения пролетом 6,0 м с шириной от 1,2 м до 2,4 м (рисунок 1.4,а). К верхним и нижним граням несущих ребер из цельной или клееной древесины приклеивают фанерные обшивки, а в полости плиты размещают минераловатный утеплитель. Практически такие же плиты выпускают строительные фирмы Германии, делая ориентир на клеедощатые ребра и называя такие конструкции «Wideflex», «Okal» или с ориентиром на клеефанерные ребра (плиты типа «DSB») по рисунку 1.4,б, в том числе с волнистой стенкой (плиты типа «Trigonite»).



1 – ребра; 2, 3 – верхняя и нижняя обшивки; 4 – фанерная полка; 5 – теплоизоляция

Рисунок 1.4 – Поперечные сечения и типы несущих ребер плит, применяемых в зарубежном строительстве: а – утепленная, с двухсторонними обшивками и деревянными ребрами; б – то же, с клеефанерными ребрами; в – ребристая для неотапливаемых здания; г – с ребрами, усиленными фанерной полкой

Американские фирмы «American Plywood Association», «Forest products "Anaconda"» / 122 / изготавливают плиты пролетом до 6,0 м шириной, как правило 1,2 м коробчатого сечения для утепленных зданий и ребристые с одной верхней обшивкой толщиной 12...15 мм для неотапливаемых объектов (рисунок 1.4,в). Заслуживает внимания конструктивный прием американских строителей усиления нижней наиболее напряженной грани деревянных ребер фанерной полкой (рисунок 1.4,г), за счет чего масса таких конструкций без утеплителя составляет всего лишь 14-20 кг/м². В качестве примера можно привести строительство таких объектов как два складских здания в г. Такома (США, штат Вашингтон) площадью 9500 м² каждое, в которых в покрытии применены сборные клеефанерные плиты размером 1,2х6,0 м, производственные корпуса в г. Левви-Страссе и г. Корона (США, штат Калифорния) площадью 16000 м² и 31500 м².

Финские строители с успехом применяют сборные плиты с различными типами несущих ребер для покрытия сельскохозяйственных и производственных зданий, уделяя особое внимание качеству применяемой древесины и долговечности конструкций. Как правило, такие плиты имеют коробчатое попе-

речное сечение, а в качестве несущих ребер выступают дощатые элементы прямоугольного поперечного сечения по аналогии с рисунком 1.4, а или кле-ефанерные балки двутаврового поперечного сечения по аналогии с рисунком 1.4,б. Для обеспечения долговечности плит их вентиляция осуществляется вдоль пролета или через осушающие продухи, образованные в верхней части ребер с интервалами по длине.

В независимости от принятого конструктивного решения сборных плит при их пролете до 6,0 м в проектируемом здании или сооружении их необходимо навешивать на несущий каркас в виде стропильных конструкций и колонн, т.е. использовать только лишь в качестве ограждающих элементов. Для обеспечения совмещения несущих и ограждающих функций элементов покрытия, что стало возможным благодаря широкомасштабному развитию производственной базы по изготовлению клееных деревянных конструкций, дальнейшие конструкторские и экспериментально-теоретические исследования были направлены на разработку плит пролетом 12,0 м и более. Практика отечественного и зарубежного строительства / 43 / подтверждает, что наиболее целесообразно применение крупноразмерных плит как конструкций «на пролет» с их опиранием непосредственно на продольные несущие стены или подстропильные элементы. Благодаря такому конструктивному решению достигается увеличение технико-экономических показателей проектируемого объекта на 25-30% в сравнении с аналогичными плоскостными элементами.

Наиболее характерным примером таких конструкций являются плиты Киевского ИСИ / 83 / (рисунок 1.5). Несущие ребра данных плит выполнены клеедощатыми с прямоугольным поперечным сечением, обшивки – из фанерных листов. Ширина плит варьируется от 1,5 м до 3,0 м, а пролет от 9,0 до 18,0 м. Такое увеличение габаритов конструкции выгодно отличает данные плиты от плит с каркасом из цельной древесины. Нельзя не обратить внимание на то, что достаточно простые по конструктивному решению предложенные клеефанерные плиты по своей сути являются аналогом шестиметровой плиты по рисунку 1.3.

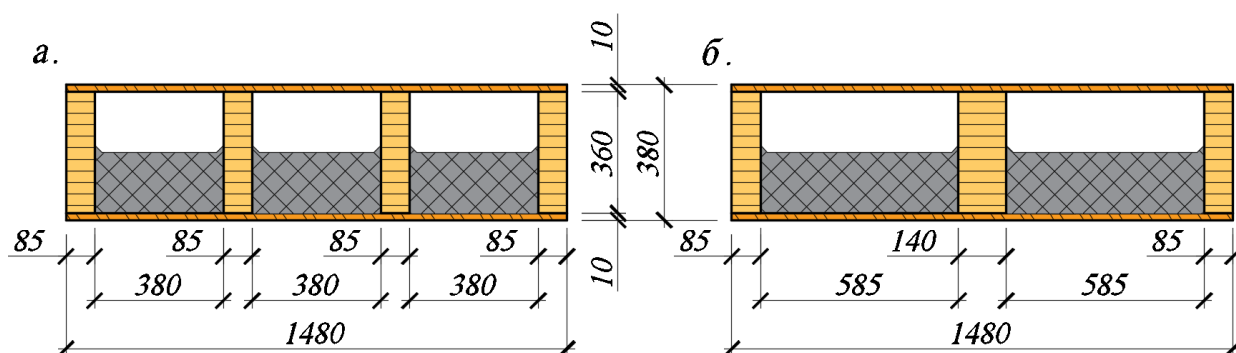


Рисунок 1.5 – Примеры поперечных сечений крупноразмерных плит Киевского ИСИ пролетом 9,0-18,0 м с четырьмя (а) и тремя (б) клеодошатыми несущими ребрами

Предложенные конструкции разработаны путем простого механического переноса принципов конструирования ограждающих сборных элементов на деревянном каркасе пролетом до 6,0 м на крупноразмерные плиты, что является, по мнению автора, не совсем оправданным. По своей сути им принадлежат все отмеченные выше недостатки, характерные для плит, разработанных в ЦНИПСе (рисунок 1.3). В частности, из-за нерационального распределения материала по высоте поперечного сечения несущих ребер при общем расходе материалов на плиту с учетом вспомогательных элементов по рисунку 1.5,а $1,929 \text{ м}^3$ ($0,107 \text{ м}^3/\text{м}^2$) расход древесины на ребра составляет $1,469 \text{ м}^3$ ($0,082 \text{ м}^3/\text{м}^2$) или 76% от общего расхода. Аналогичные показатели для конструкции по рисунку 1.5,б с тремя несущими ребрами составляют $1,802 \text{ м}^3$ ($0,100 \text{ м}^3/\text{м}^2$) – общий расход и $1,339 \text{ м}^3$ ($0,074 \text{ м}^3/\text{м}^2$), что составляет 74% от общего расхода материалов.

Как видно из двух характерных вышеприведенных примеров, общий расход материалов на совмещенные плиты в основном определяется конструкциями несущих ребер, доля которых в материалоемкости составляет 50...75%, т.е. вопросы повышения технико-экономической эффективности рассматриваемого класса конструкций в основном связаны с решением проблемы снижения расхода материалов на несущие ребра.

С этой точки зрения достаточно эффективным оказалось предложение института Южгипронисельстрой, по которому были разработаны плиты с

аналогичным конструктивом и размером в плане (рисунок 1.6), но с применением в качестве несущих ребер клеефанерных двутавровых балок / 44 /.

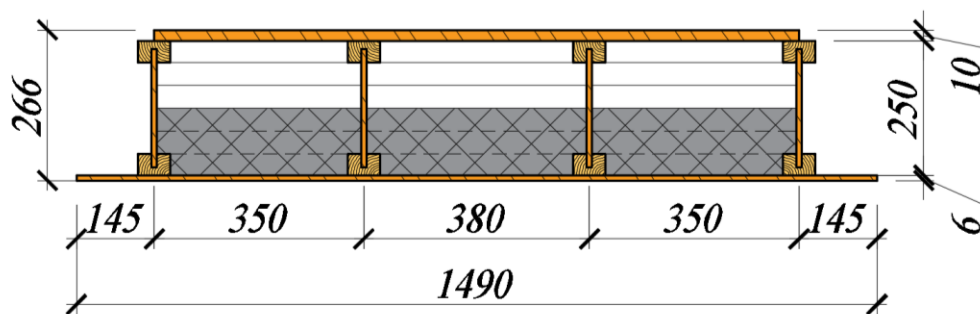


Рисунок 1.6 – Поперечное сечение плиты Южгипронисельстрой с клеефанерными двутавровыми несущими ребрами

Относительно тонкая фанерная стенка, жестко соединенная с деревянными поясами при помощи клея, не только участвует в общей работе конструкции, но и обеспечивает концентрацию конструкционного материала (древесины) в наиболее напряженных зонах поперечного сечения плиты. Геометрическая неизменяемость поперечного сечения плиты обеспечена диафрагмами жесткости, выполненными из аналогичных клеефанерных элементов и поставленными по концам и в середине пролета конструкции. Такая замена массивных клеедощатых ребер на облегченный клеефанерный вариант обеспечила снижение материалоемкости конструкции до 30% / 158 /.

Также с применением клеефанерных ребер выполнена разработка плиты Кишиневского политехнического института / 21 /, в которой неизменяемость поперечного сечения обеспечивается вместо диафрагм перекрестными деревянными подкосами (рисунок 1.7).

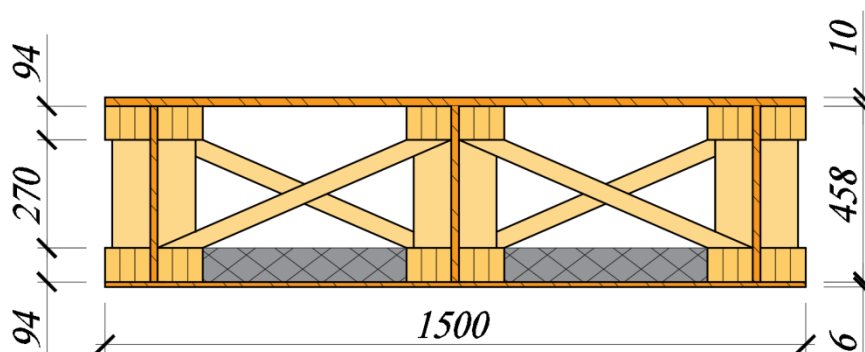
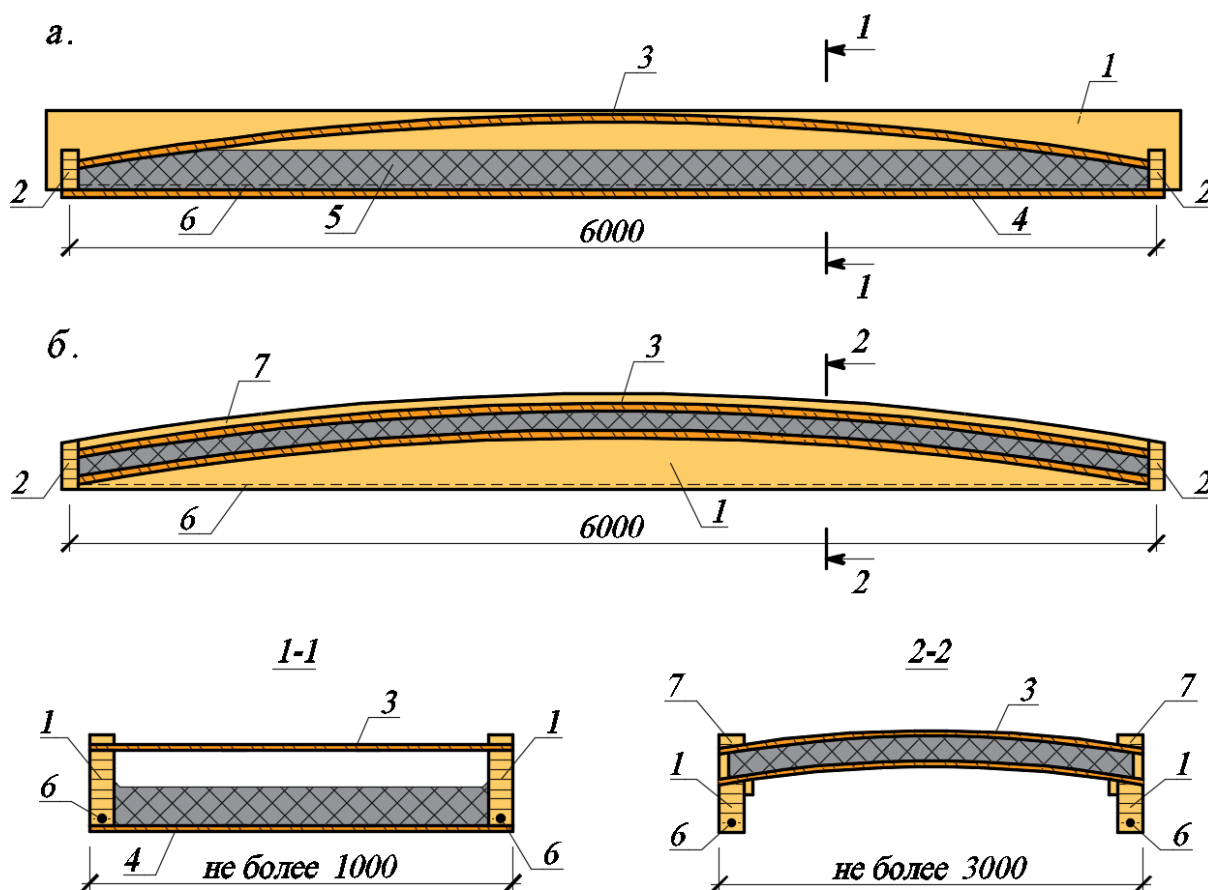


Рисунок 1.7 – Поперечное сечение плиты Кишиневского ПИ с двутавровыми несущими ребрами и деревянными подкосами

Следует заметить, что при незначительном сокращении расхода материалов на конструкцию, в сравнении с плитой по рисунку 1.6, предложенное техническое решение имеет повышенную трудоемкость изготовления из-за многодельности и сложности обеспечения плотного контакта этих подкосов с продольными ребрами, из-за чего целесообразность применения этой оригинальной плиты в практике строительства вызывает сомнения. Тем более, что с учетом опыта изготовления крупноразмерных плит на заводах клееных деревянных конструкций, применение поперечных диафрагм, конструкция которых аналогична основным ребрам, является достаточно простым в технологическом плане решением.

Несомненно, что добиться дополнительного повышения технико-экономической эффективности конструкции возможно за счет специальных конструктивных мероприятий, например, выполнения обшивки с одинарной или двоякой кривизной, применения двускатных армированных ребер с криволинейным очертанием верхнего пояса, как предусмотрено в разработке Целиноградского инженерно-строительного института / 30 / (рисунок 1.8). Оригинальная по своему внешнему виду конструкция по рисунку 1.8,а включает продольные и поперечные ребра из клееной древесины, пологий свод одинарной кривизны из древесных листовых материалов, жестко защемленный в продольных ребрах, нижнюю обшивку с уложенным на нее слоем теплоизоляционного материала. Продольные ребра постоянной высоты поперечного сечения армированы стержнями периодического профиля, заделанными на клею в предварительно выбранные пазы. Ширину плиты принимают не более 1м. По варианту рисунка 1.8,б ограждающая часть плиты выполнена в виде утепленного трехслойного свода двоякой кривизны. Несущие ребра армированы стальными стержнями в уровне нижней грани, а верхняя их грань имеет криволинейное параболическое очертание в соответствии с эпюрой моментов при действии на плиту равномерно-распределённой нагрузки. При таком конструктивном решении ширина конструкции может достигать 3,0 м.



1 – продольные ребра; 2 – поперечные ребра; 3 – пологий свод; 4 – нижняя обшивка; 5 – утеплитель; 6 – арматура; 7 – обрамляющие арки

Рисунок 1.8 – Плиты-оболочки Целиноградского ИСИ:
 а – со сводом одинарной кривизны из листовых материалов;
 б – со сводом двойной кривизны из трехслойных плит

К достоинствам принятой конструкции ребер по рисунку 1.8,б следует отнести принятое изменение их высоты поперечного сечения по длине пролета, что несомненно обеспечивает сокращение на них расхода материала в сравнении с ребрами постоянной высоты.

Оценивая приведенное конструктивное решение Целиноградского ИСИ в целом, становится очевидным, что при оценке рациональности того или иного варианта необходимо учитывать показатели трудоемкости изготовления плит и кровельного покрытия проектируемого объекта в целом. В рассматриваемой конструкции, например, достигнуто сокращение расхода материалов на 24% в сравнении с плитой Киевского ИСИ, выполненной с тремя ребрами

(рисунок 1.5), но трудоемкость её изготовления более чем в три раза увеличена. Можно с достаточной уверенностью предположить, что при определении такого объективного показателя как «стоимость в деле», предложенная целиноградскими учеными конструкции не будет экономически эффективной.

С этих позиций можно считать достаточно эффективным конструктивным решением крупноразмерной совмещенной плиты, которое предложено В.И. Жадановым / 82 /. Для снижения материалоемкости в плите приняты основные несущие клефанерные ребра, которые смещены от кромок к середине плиты и образуют вместе с фанерной обшивкой поперечное сечение в виде «двойного Т», за счет чего достигается частичное выравнивание нормальных сжимающих и изгибных напряжений в обшивке (рисунок 1.9). Клефанерные ребра запроектированы коробчатого сечения. В средней по длине части, где поперечные силы относительно невелики, ребра имеют прерывистую стенку.

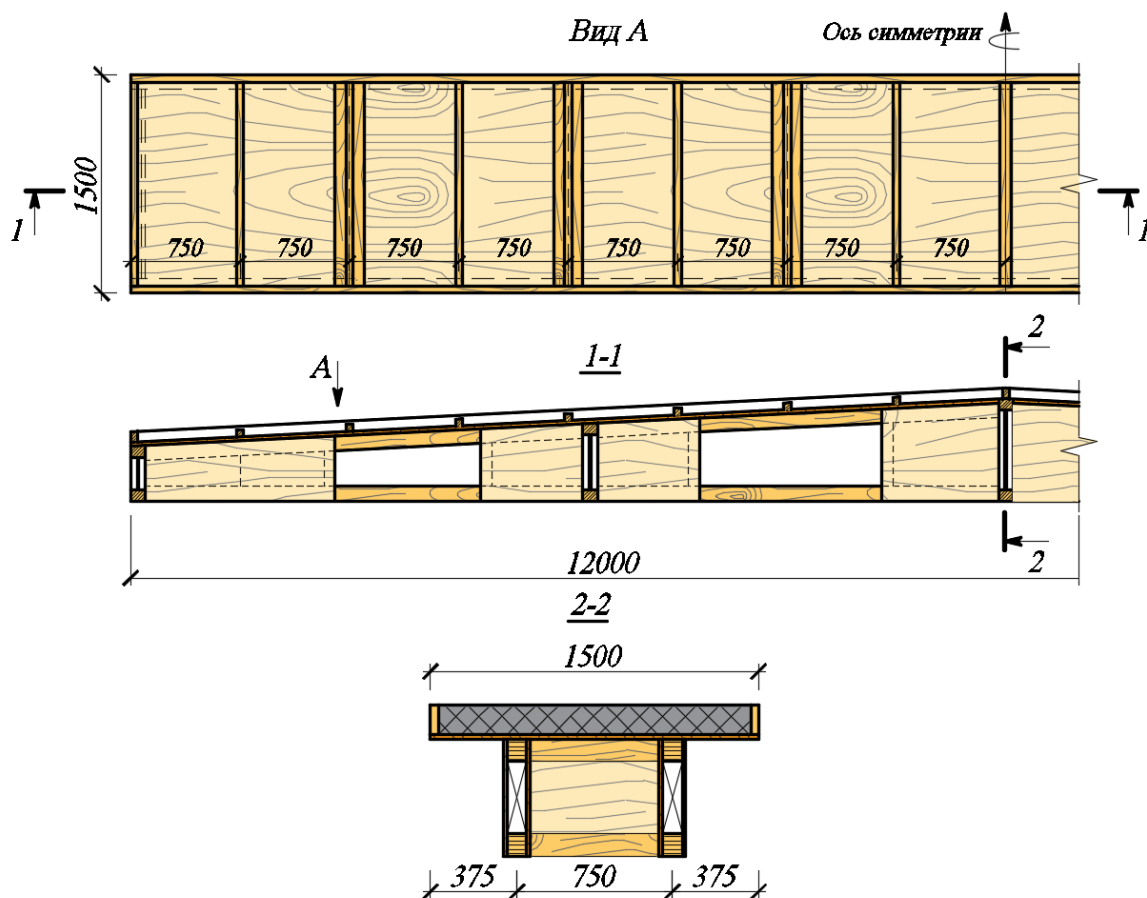


Рисунок 1.9 – Конструкция плиты с клефанерными ребрами коробчатого сечения с прерывистыми стенками

Предложенное конструктивное решение ребер в виде клеефанерных блоков с прерывистыми стенками отличает ряд преимуществ в сравнении с другими аналогами и с вариантом ребер со сплошной стенкой, в частности:

- обеспечено снижение расхода фанеры на несущие ребра до 40%;
- применение двускатных ребер существенно облегчает устройство кровли и обеспечивает дополнительное сокращение расхода материала в сравнении с ребрами постоянной высоты поперечного сечения;
- снижены трудозатраты при производстве, так как отсутствует необходимость соединения фанерных стенок по длине;
- в пределах высоты продольных несущих ребер возможно располагать необходимые технологические инженерные коммуникации.

С другой стороны, в результате анализа рассматриваемого решения выявлены его недостатки и ряд вопросов:

- частичное отсутствие стенок естественным образом сказывается на повышении деформативности конструкции, при этом в нормативно-технической документации отсутствуют четкие рекомендации по определению прогиба такого рода конструкций;
- при включении верхней обшивки в работу плиты из-за смещения нейтральной оси поперечного сечения при одинаковых поперечных сечениях поясов эффективность работы обшивки и верхнего пояса падают, а нижний пояс работает с перенапряжением, особенно в зонах отсутствия фанерной стенки;
- не определено рациональное или допустимое соотношение площадей зон отсутствия фанерной стенки к ее общей площади.

Проведенный критический анализ научно-технической литературы по теме настоящего исследования показал, что потенциал совершенствования конструкций с использованием только материалов из древесины и древесных материалов является весьма ограниченным. При этом современными исследователями показано четкое направление дальнейшего совершенствования несущих систем, в том числе ребер крупноразмерных плит, путем применения комбинированных конструкций из разномодульных элементов / 1, 5, 24, 25,

28, 29, 61, 85, 91, 108, 109, 124 /. При условии эффективного использования полезных свойств каждого из применяемых материалов потенциальное достижение более высокого уровня снижения материалоемкости, трудозатрат и себестоимости при изготовлении конструкций не вызывает сомнения.

Применительно к тематике проводимого исследования представляет интерес применения в качестве несущих ребер совмещенных плит деревометаллических балок, которые как самостоятельные конструкции находят широкое применение в строительной практике. Например, в европейских странах в покрытиях и перекрытиях зданий различного назначения используют металлодеревянные балки двутаврового сечения с полками из брусьев цельной древесины и решетчатой или сплошной или металлической стенкой типов «Poutrespase» и «Nail-Web» (рисунок 1.10). Пролет этих конструкций может достигать 12,5 м. Решетчатая стальная стенка балок «Poutrespase» (рисунок 1.10,а) крепится к деревянным поясам механическими связями (гвозди, саморезы, винты). В балках типа «Nail-Web» (рисунок 1.10,б) стенка из стального профилированного листа запрессовывается в деревянные полки на глубину 20 мм. Несомненным преимуществом этих комбинированных конструкций является их легкость и малая материалоемкость. Российские строители, например, компания «ХТС-РУСЛАНД» (г. Раменское) также с успехом применяют балки, изготовленные по технологии «Nail-Web».

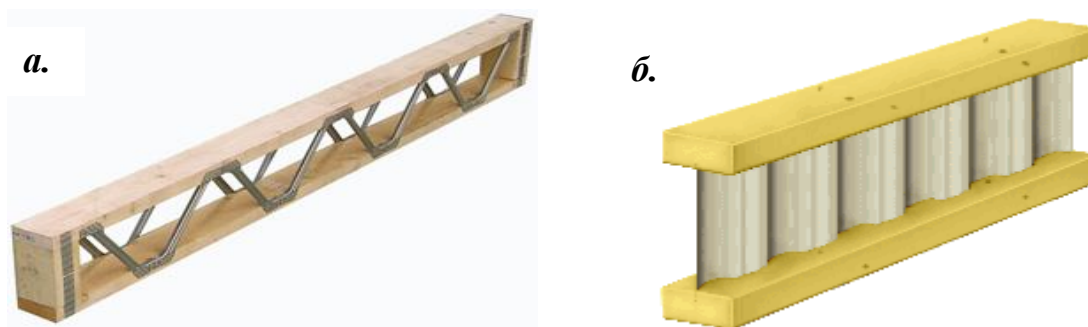


Рисунок 1.10 – Деревометаллические балки типов «Poutrespase» (а) и «Nail-Web» (б)

Однако к существенным недостаткам этих заслуживающих внимания конструкций следует отнести следующее:

- крепление стенок к поясам при помощи механических связей или запрес-

совки является податливым соединением, что приводит к снижению их прочности и жесткости, особенно при длительно действующих нагрузках;

- балки с решетчатой стальной стенкой отличаются незначительной несущей способностью, что определяет их частый шаг расположения в покрытиях (как правило не более 0,6 м при нагрузке до $1,5 \text{ кН/м}^2$);

- в балках по рисунку 1.10,б стальная профилированная стенка из-за ориентации гофров поперек пролета не участвует в общей работе конструкции, выполняя лишь функцию податливой связи между поясами.

С учетом устранения вышеотмеченных недостатков деревометаллических балок в Оренбургском государственном университете разработана конструкция плиты (рисунок 1.11), отличительной особенностью которой является то, что в качестве основных ребер использованы балки с деревянным каркасом и стенкой из стальных профилированных листов / 41, 81 / с гофрами, ориентированными вдоль пролета плиты.

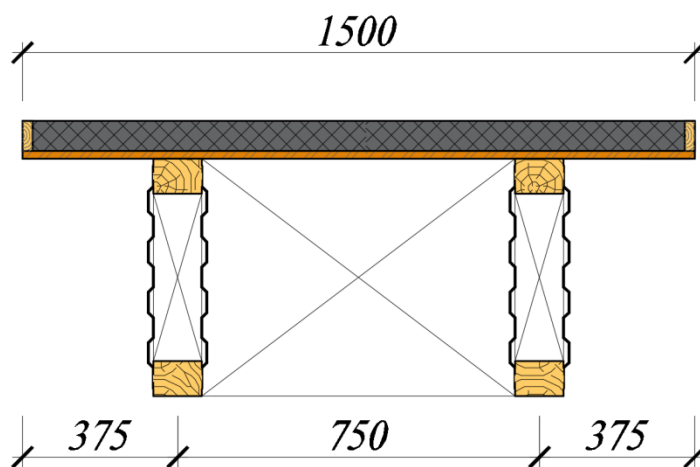


Рисунок 1.11 – Поперечное сечение совмещенной плиты с деревометаллическими балками в качестве несущих ребер

При ориентации гофров боковых стенок вдоль продольной оси балки достигается существенное увеличение изгибной жесткости стенок по направлению действия нормальных напряжений в сравнении с плоскими стенками из листа той же толщины или со стенками с гофрами, расположенными перпендикулярно продольной оси балки, за счет чего они вовлекаются в общую работу конструкции, обеспечивая тем самым увеличение геометрических ха-

рактических поперечного сечения несущих ребер и плиты в целом. Соединение стенок с деревянными поясами и поперечными ребрами жесткости выполнено на гвоздевых забоях.

В предложенном техническом решении за счет включения стальной стенки в общую работу конструкции достигается увеличение геометрических характеристик поперечного сечения на 40...70% в зависимости от толщины профилированных листов. Однако за счет податливости гвоздевых соединений по плоскостям сопряжения «пояс-стенка» при длительно действующих нагрузках эффективность работы стенки падает на 20-30% / 51, 52 /, что и является главным недостатком предложенных типов ребер.

Из изложенного обзорного материала можно сделать вывод, что совмещение несущей и ограждающих функций в одной конструкции крупноразмерной плиты за счет жесткого соединения обшивок с несущими элементами открывает множество возможностей для разработки новых различных конструктивных решений. При этом приоритет с точки зрения снижения общей материалоемкости плит необходимо отдавать несущим ребрам, так как именно они требуют наибольших затрат материалов.

Существующие решения, несомненно, требуют усовершенствования и расширения применяемых уже в строительной практике вариантов. Например, разработанная в ПГТУ (г. Йошкар-Ола) А.А. Актугановым под руководством В.Г. Котлова тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка с ребрами жесткости в виде полуцилиндрических гофров / 5 / может эффективно выступить в роли несущих ребер совмещенной конструкции. За счет армирования деревянных поясов можно достичь как снижения общего расхода материалов, так и обеспечения жесткого сопряжения стенок с поясами.

Несомненно, что для разработки наиболее эффективных конструктивных решений несущих ребер совмещенных плит, выполненных на основе древесины и древесных материалов, необходимо проанализировать известные и ранее изученные особенности оценки напряженно-деформированного состояния как самих плит, так и различных конструктивных решений балок, которые могут быть применены в качестве их несущих ребер.

1.3 Теоретические и экспериментальные работы по оценке напряженно-деформированного состояния плит и их несущих ребер

Работа совмещенных плит отличается от работы плоской балочной конструкции. При конструировании и проектировании таких плит и их несущих ребер необходимо учитывать множество факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние конструкции, например, степень включения обшивки в общую работу плиты, количество обшивок, смещение нейтральной оси поперечного сечения и т.п.

По своей сути плиты на деревянном каркасе с включенными в общую работу обшивками за счет их жесткого соединения с ребрами являются пространственной ребристой системой. Однако, проведенные отечественными и зарубежными учеными теоретические и экспериментальные исследования показали, что рассматриваемый класс конструкций с достаточной степенью точности можно рассчитывать по балочной схеме как однопролетные шарнирно опертые элементы двутаврового (при двух обшивках) или таврового (при одной обшивке) поперечного сечения. В этих элементах стенкой являются несущие ребра плит, а роль полок выполняют обшивки, причем в обшивках нормальные сжимающие или растягивающие напряжения на участках ширины между ребрами распределены неравномерно. Из-за этой неравномерности, когда напряжения, действующие в полках, имеют максимальные значения в пределах ширины стенок и уменьшаются к середине ширины обшивок «в свету», в практическом расчете учитывают не фактическую, а приведенную (уменьшенную) ширину обшивки. Приведенную ширину определяют так, чтобы при использовании элементарных теорий изгиба и сжатия значения наибольших напряжений для преобразованного и действительного сечений оказались равными (рисунок 1.12). Эта задача является наиболее сложной в расчетах совмещенных конструкций на деревянном каркасе, так как дальнейшие расчеты несущих ребер по прочности и жесткости можно вести по методу приведенного сечения с учетом разномодульности применяемых материалов.

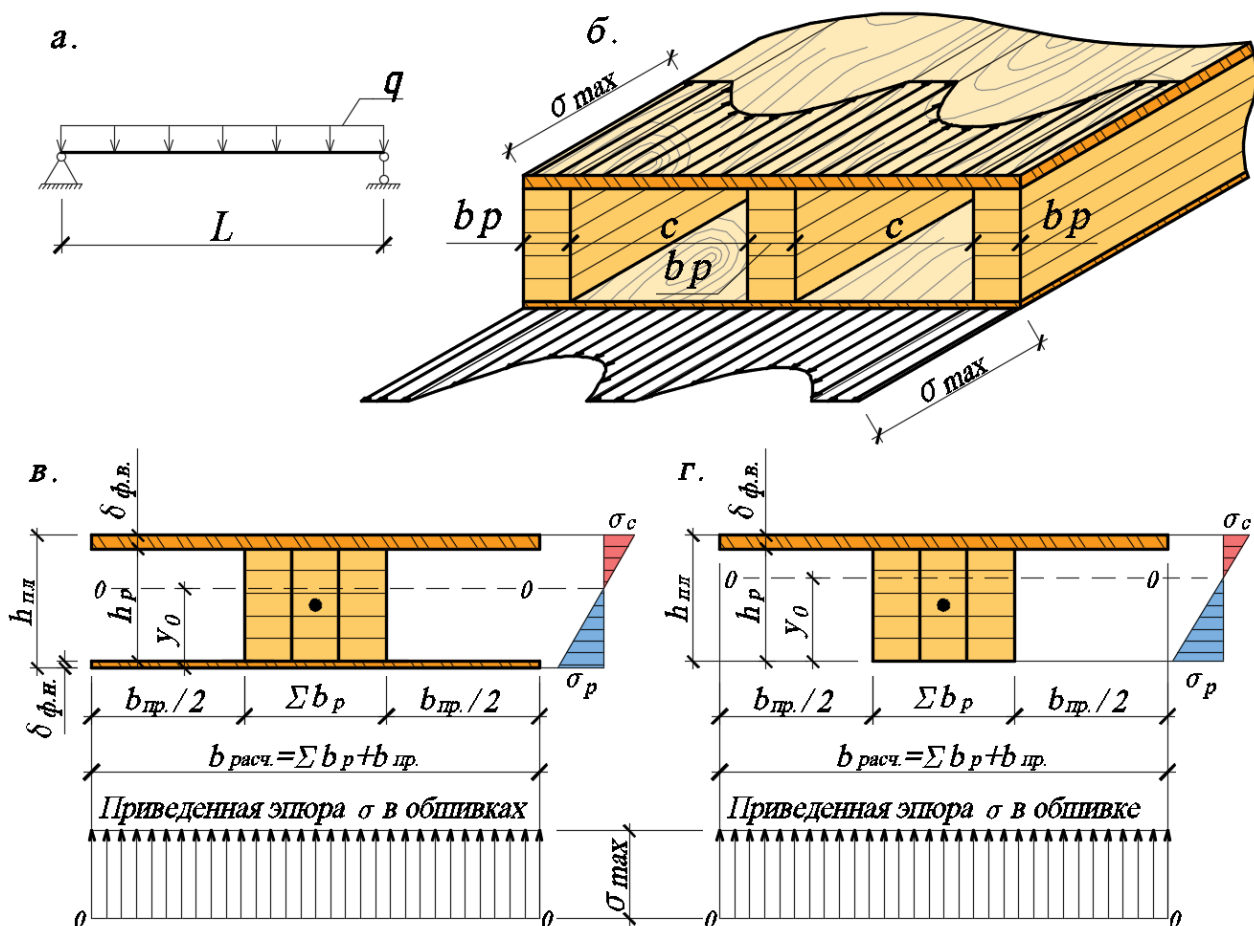


Рисунок 1.12 – К расчету ребристых панелей по балочной схеме: а - расчетная схема плиты; б - фактическое распределение напряжений в обшивках; в – приведенное сечение для практического расчета плиты с двумя обшивками; г – тоже, с одной обшивкой

Теоретические и экспериментальные работы по исследованию характера неравномерного распределения нормальных напряжений в обшивках рассматриваемого класса конструкций, которые нашли отражение, в частности в действующей редакции СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» / 155 /, базировались на трудах В.Н. Быковского, А.Б. Губенко, С.Г. Лехницкого, Г.Г. Ростовцева, С.П. Тимошенко, Ih. Karman, P. Dutko, X. Koks, Lagdqvist, Metzner / 13, 18, 69, 86, 87, 88, 89, 97, 98, 113, 114, 115, 116, 121 /. При этом ученые Ih. Karman, X. Koks, Lagdqvist вывели формулы для определения приведенной ширины изотропных ребристых пластин, а Г.Г. Ростовцев рассмотрел вопрос определения приведенной ширины пластинок с учетом их анизотропии и предложил свою приближенную формулу:

$$b_{np} = \pi \sqrt{\frac{2(\sqrt{D_1 D_2} + D_3)}{\sigma_{max} \cdot \delta}} \quad , \quad (1.1)$$

где D_1 - цилиндрическая жесткость пластинки вдоль поперечной оси:

$$D_1 = \frac{E_1 \delta^3}{12(1 - \mu_1 \mu_2)} \quad ; \quad (1.2)$$

D_2 - цилиндрическая жесткость пластинки вдоль продольной оси:

$$D_2 = \frac{E_2 \delta^3}{12(1 - \mu_1 \mu_2)} \quad ; \quad (1.3)$$

$$D_3 = \left(D_1 \mu_2 + D_2 \mu_1 + \frac{6 \delta^3}{12} \right) 0,5 \quad . \quad (1.4)$$

При всей своей простоте и удобстве практического применения формулы (1.1-1.4), предложенные профессором Г.Г. Ростовцевым, не позволяют учесть фактические соотношения размеров конструкции, а по отношению к крупноразмерным плитам наличие подкрепляющих элементов, которые присутствуют в известных технических решениях. Также какие-либо экспериментальные исследования в этом направлении им не проводились.

Теоретически и экспериментально вопрос определения приведенной ширины обшивки из фанеры, работающей совместно с деревянными ребрами, исследовался в ЦНИПСе и в НИИ по строительству Минмашстроя / 13 /. В.Н. Быковским и Б.С. Соколовским предложен график для определения коэффициента приведения в зависимости от соотношения размеров сторон обшивки, подтверждённый экспериментально путем испытания плит размером 0,5×6,0м (рисунок 1.3). Однако полученные данные также не учитывают фактические размеры конструкции и влияние подкрепляющих элементов.

А.Б. Губенко предложил методику расчета клеефанерных плит с учетом возможной потери устойчивости сжатой обшивки / 18 /, которая экспериментально была подтверждена И.М. Линьковым / 70 /. Отметим, что эта методика практически сохраняется в действующей главе СП 64.13330.2017 / 155 /. Однако она в части определения приведенной ширины обшивки дает хорошие

совпадения с экспериментальными данными для случая часторебристых изгибаемых клефанерных плит, в которых ребра размещены с шагом $a < 50\delta$ (δ - толщина обшивки):

$$\begin{cases} b_{np} = 0,9b & - \text{при } l \geq 6a \\ b_{np} = 0,15 \frac{l}{a} b & - \text{при } l < 6a \end{cases}, \quad (1.5)$$

где b – полная ширина обшивки;

l – длина плиты.

В.И. Жаданов для более эффективных редкорребристых крупноразмерных плит численными и экспериментальными методами определил размер приведенной ширины различных обшивок двускатных плит / 31- 34 /. При этом им были учтены пролеты и ширина конструкции, шаг основных и вспомогательных ребер. Также им были выведены аппроксимационные формулы, позволяющие проектировщику удобно вычислять требуемые коэффициенты для учета работы обшивок в общей работе плит.

Также в этом направлении представляют теоретический и практический интерес экспериментально-теоретические исследования ребристых клефанерных плит, работающих, в том числе, в составе верхних поясов пространственных ферм, И.С. Инжутова и его учеников / 46, 103 /. Ими предложена методика вычислений коэффициента приведения к расчетной величине ширины обшивок на основе древесных материалов / 47 /, позволяющая дифференцированно учесть параметры конструкции:

$$K = 0,44 \cdot k_L \cdot k_a \cdot k_\delta \cdot k_v \cdot k_e^{-1} \cdot k_{кр}, \quad (1.6)$$

где $k_L = 0,67 + 0,33 \sqrt{\frac{L}{L_B}}$ – коэффициент коррекции по величине пролета плиты $L, L_B = 3,0$ м;

$k_a = 1,08 - \frac{0,08a}{a_B}$ – коэффициент коррекции по величине шага основных ребер $a, a_B = 0,75$ м;

$$k_{\delta} = 0,82 + 0,18 \sqrt{\frac{\delta}{\delta_B}}$$

- коэффициент коррекции по величине толщины обшивки δ , $\delta_B = 0,008$ м;

$$k_{e-1} = 1 + 0,125 \sqrt{\frac{c \cdot N}{M}}$$

- коэффициент коррекции по величине сжимающей плиту силы N и изгибающего максимального момента M , $c = 1$ м;

$$k_{\nu} = 0,089\nu_E^2 - 0,391\nu_E + 1,388$$

- коэффициент коррекции по степени ортотропности фанеры, где $\nu_E = \frac{E_y}{E_x}$, а E_y

и E_x модули упругости фанеры вдоль и поперек волокон рубашки;

$$k_{kp} = \frac{\sigma_{kp}}{\sigma_{max}}$$

- коэффициент коррекции ширины обшивки в закритической области ее работы (на первой итерации $k_{kp} = 1$);

где σ_{max} – максимальное напряжение в сжатой фанере, вычисленное без учета потери устойчивости (при $k_{kp} = 1$), σ_{kp} – критическое напряжение, определяемое по формуле:

$$\sigma_{kp} = \frac{1}{K \cdot a_0^2 \cdot n^2} \cdot \left[\frac{\pi^2}{\delta} \cdot \left(\frac{16 \cdot b^2}{3 \cdot a^2} \cdot D_x + \frac{8}{3} \cdot n^2 \cdot D_{xy} + \frac{n^4 \cdot a_0^2}{b^2} \cdot D_y \right) \right], \quad (1.7)$$

где a_0 – расстояние между основными ребрами «в свету»; b – шаг поперечных ребер; n – количество полуволн.

Отметим, что приведенный выше краткий обзор исследований позволяет констатировать, что вопросы определения приведенной ширины обшивок, работающих в составе совмещенных плит, в том числе крупноразмерных, достаточно подробно изучены и позволяют с достаточной для практической цели точностью получать необходимые обоснованные результаты.

Далее расчет совмещенных плит сводится, в основном, к расчету их несущих ребер в зависимости от их принятого типа (из цельной или клееной древесины, клеёфанерные, деревометаллические, армированные и т.п.).

Метода расчета несущих ребер из цельной или клееной древесины достаточно детально изучена и изложена, в том числе в СП 64.13330.2017 / 155 /. Особенностью расчета при работе ребер в составе совмещенных плит будет оценка их напряженно-деформированного состояния с учетом приведенных геометрических характеристик расчетных поперечных сечений плит. Например, с учетом обозначений, приведенных на рисунке 1.12 для плит с деревянными ребрами и фанерными обшивками (рисунок 1.4, а, в; 1.5) приведенный момент инерции поперечного сечения относительно нейтральной оси будет определен по формулам:

- при двухсторонней обшивке с равными толщинами по рисунку 1.12,в:

$$I_{\text{пр}} = \frac{\sum b_p \cdot h_p^3}{12} + 2 \cdot b_{\text{расч.}} \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot \left(\frac{h_p + \delta_{\text{ф}}}{2} \right)^2 \cdot n \quad (1.8)$$

- при односторонней обшивке по рисунку 1.12,г:

$$I_{\text{пр}} = \frac{\sum b_p \cdot h_p^3}{12} + b_p \cdot h_p \cdot \left(y_0 - \frac{h_p}{2} \right)^2 + b_{\text{расч.}} \cdot \delta_{\text{ф}} \cdot \left(h_{\text{пл}} - y_0 + \frac{\delta_{\text{ф}}}{2} \right)^2 \cdot n, \quad (1.9)$$

где $n = \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{д}}}$ - коэффициент приведения фанеры и древесины.

Далее расчет ребер ведется по обычным формулам сопромата с проверкой нормальных, касательных напряжений и деформаций с соблюдением требований СП 64.13330.2017 / 155 /.

При применении в качестве несущих ребер клеефанерных балок их расчет выполняется также с учетом приведенных геометрических характеристик расчетных поперечных сечений по аналогии с формулами (1.8) и (1.9). Отметим, что клеефанерные балки различных типов поперечных сечений со сплошной фанерной стенкой благодаря исследованиям Арленинова Д.К., Бидакова А.Н., Бойко А.Л., Гуськова И.М., Дмитриева П.А., Дюжева С.Б., Житушкина В.Г., Линькова И.М., Орловича Р.Б., Осипова Ю.К., Серова Е.Н., Стоянова В.В., Торяника Н.Н., Шипиловой С.М., Шмидта В.Б. являются в достаточной степени изученными несущими элементами, в том числе для случаев их работы в составе совмещённых плит и выполнения стенки волни-

стой формы / 6, 11, 19, 23, 26, 45, 70, 80, 93, 96, 99, 105, 106, 110 /. Большое внимание развитию клефанерных конструкций, их теоретическому и экспериментальному исследованию уделяют и зарубежные ученые, такие как Н.Л. Блаß, М. Frese, Р. Glos / 111 /, М. Flaig / 118 /, Н. Yoshihara / 119, 120 /.

Для снижения материалоемкости клефанерных балок В.Ф. Кириленко, Р.Б. Орловичем, А.Я. Найчуком рассмотрены вопросы применения клефанерных балок с прерывистой стенкой как в качестве самостоятельных конструкций, так и в качестве несущих ребер совмещенных плит / 54, 67, 79 /. Кроме снижения расхода фанеры и трудоемкости изготовления в сравнении со сплошностенчатыми конструкциями устройство прерывистой стенки позволяет располагать технологические коммуникации в пределах высоты конструкции. В.Ф. Кириленко в работе / 54 / (рисунок 1.13) предложил в расчетах клефанерную балку с прерывистой стенкой рассматривать как безраскосную ферму (балка Виринделя).

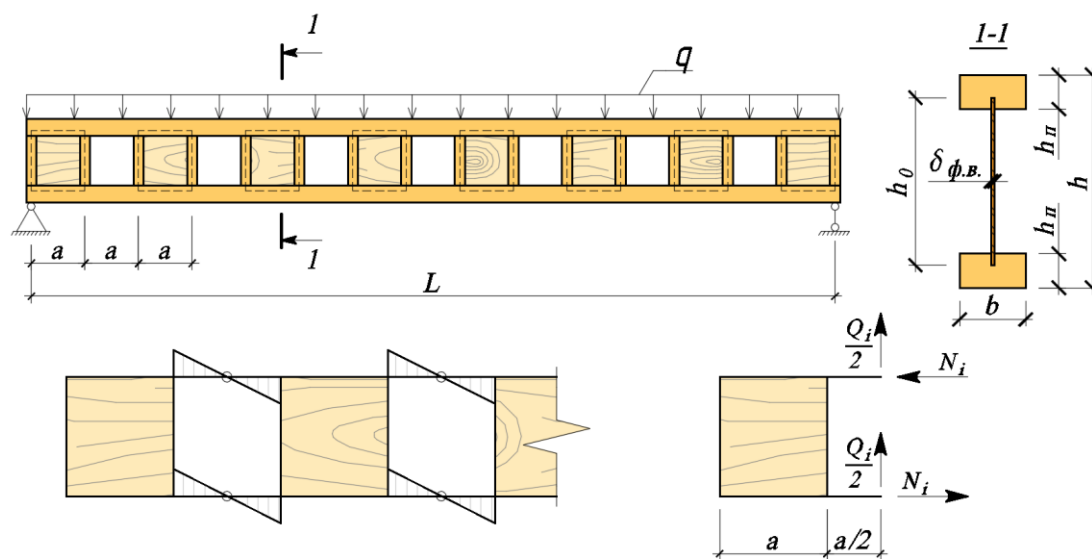


Рисунок 1.13 – К расчету клефанерных балок с прерывистой стенкой по В.Ф. Кириленко / 54 /

На основе ряда допущений, правомерность которых подтверждена экспериментально, усилия в панелях без фанерной стенки будут равны:

$$N_t = \pm \frac{M_i}{h_0}. \quad (1.10)$$

где M_i – изгибающий момент в середине панели;

h_o – расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего поясов.

При этом необходимо учитывать в поясе дополнительные моменты от действия поперечных сил, которые будут возникать в местах прерывания фанерных стенок:

$$M_3 = \pm \frac{Q_i}{2} \cdot \frac{a}{2} = \frac{Q_i \cdot a}{4} . \quad (1.11)$$

где Q_i – поперечная сила в середине панели без фанерной стенки;

a – ширина панели.

Наибольшие нормальные напряжения в верхнем и нижнем поясах предлагается определять по формулам (1.12) и (1.13) соответственно:

$$\sigma_{max}^B = \frac{N_i}{F_n} + \frac{M_d^3}{W_n} . \quad (1.12)$$

$$\sigma_{max}^H = \frac{N_i}{F_n} + \frac{M_3}{W_n} . \quad (1.13)$$

где M_d^3 – изгибающий момент в точках защемления верхнего пояса с учётом деформированной схемы;

F_n , W_n – площадь и момент сопротивления верхнего пояса.

Расчет по деформациям балок с прерывистой фанерной стенкой / 54 / предлагается определять, используя формулу Мора:

$$f = \int \frac{M_p M_0}{EI} dx + \mu \int \frac{Q_p Q_0}{GF} dx + \int \frac{N_p N_0}{EF} dx . \quad (1.14)$$

При этом обоснованно рекомендуется в первом интеграле для отсеков с фанерной стенкой учитывать приведенный момент инерции I_{np} , а для отсеков без нее момент инерции поясов I_n . Вычисление второго интеграла автор статьи рекомендует производить только для отсеков с фанерной стенкой, считая что для двутавровых и коробчатых сечений поперечная сила воспринимается полностью фанерной стенкой, т.е. коэффициент μ будет равен 1, а жесткость фанерной стенки на сдвиг будет $G_\phi F_{cm}$. Третий интеграл учитывает до-

полнительный прогиб от осевых усилий в отсеках без стенки и в его знаменателе подставляют значение жесткости пояса на растяжение EF_n .

Необходимо отметить, что результаты теоретического расчета клефанерных балок с прерывистой стенкой, полученные В.Ф. Кириленко, практически совпадают с результатами численных расчетов аналогичных балок (погрешность в пределах 3%), выполненных Р.Б. Орловичем и А.Я. Найчуком с применением МКЭ, и приведенных в / 79 /. При этом выявлено увеличение прогиба в сравнении со сплошностенчатой балкой на 31%. Однако какие-либо дальнейшие исследования по рационализации конструктивных решений клефанерных балок с прерывистой стенкой в части определения оптимального соотношения размеров проемов к общей площади стенки, формулировке рекомендаций по особенностям расчета двускатных балок, которые наиболее целесообразно применять в качестве несущих ребер совмещенных плит «на пролет» названными авторами не проводились.

Также с использованием метода приведенных сечений рассчитываются несущие ребра совмещенных плит в виде деревометаллических балок (с армированными поясами, со стенкой из стальных листов). Нельзя не отметить целесообразность применения деревометаллических элементов в качестве несущих ребер совмещенных плит, так как при их применении достигается существенное сокращение расхода древесины, уменьшение массы и высоты монтажных элементов и т.п. Теория расчета и особенности технологии изготовления армированных балок достаточно детально исследованы в трудах отечественных ученых, таких как В.Ф. Бондин, П.А. Дмитриев, В.Б. Касаткин, Л.М. Ковальчук, С.В. Колпаков, Б.В. Лабудин, В.И. Линьков, А.В. Лукина, А.Ю. Найчук, Р.Б. Орлович, А.А. Погорельцев, Н.Д. Пospelов, С.И. Рощина, Е.А. Смирнов, В.В. Стоянов, С.Б. Турковский, А.С. Фрейдин, В.Ю. Щуко, а также в исследованиях зарубежных авторов, в частности, С.Г. Gentile, М. Corradi, Н. Granholm, А. Fisher / 12, 22, 53, 59, 62, 68, 71, 77, 78, 100, 84, 90, 94, 102, 107 /. Вышеперечисленные авторы обосновали целесообразность различных схем армирования клееных конструкций (рисунки 1.14).

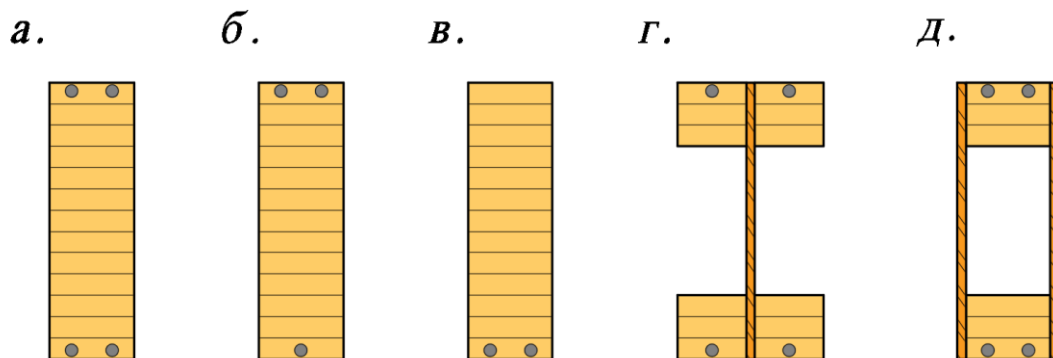


Рисунок 1.14 – Схемы армирования клееных конструкций:
а, б, в - клеедощатых; г, д - клеефанерных

В расчете армированных балок используют приведенные геометрические характеристики поперечного сечения $J_{пр}$, выполняя приведение, как правило, к древесине, которая является основным материалом в конструкции:

- для клеедощатых конструкций:

$$J_{пр} = J_d + n_a \cdot J_a , \quad (1.15)$$

- для клеефанерных конструкций:

$$J_{пр} = J_d + n_{\phi} \cdot J_{\phi} + n_a \cdot J_a , \quad (1.16)$$

где J_d, J_a, J_{ϕ} , - моменты инерции древесины, арматуры, фанеры относительно нейтральной оси соответственно;

$n_a = E_a/E_d, n_{\phi} = E_{\phi}/E_d$ – коэффициенты приведения для арматуры и фанеры.

К числу последних исследований, посвященных деревометаллическим балкам со стенкой из плоских и гофрированных (профилированных) листов, которые могут быть рассмотрены как несущие ребра совмещенных плит можно отнести работы А.А. Актуганова, В.И. Жаданова, С.В. Калинина, В.И. Клевая, В.Г. Котлова, А.Г. Черных / 3, 4, 49, 50, 57, 58 /, в которых рассмотрены теоретические аспекты расчета предложенных конструктивных форм, особенности их изготовления, а также доказана эффективность применения в строительстве.

Наиболее эффективной из ранее предложенных конструкций с привязкой к теме настоящего исследования является балка со стенкой из профилированного настила, предложенная С.В. Калининым / 49, 50 /, особенностью которой является ориентация гофров стенок вдоль пролета (рисунок 1.15).

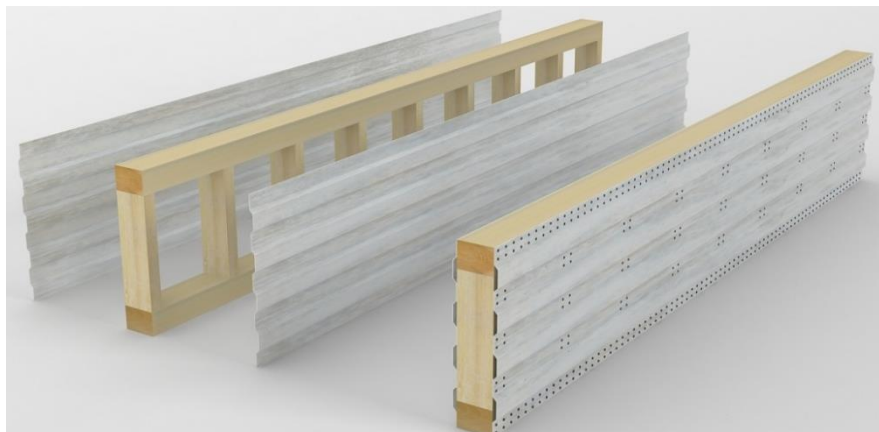


Рисунок 1.15 – Общий вид деревометаллической балки со стенкой из стальных профилированных листов с ориентацией гофров вдоль поясов / 49 /

Именно благодаря такому конструктивному приему автор теоретически и экспериментально доказал включение стенки в общую работу балки при восприятии внешних нагрузок, что существенно повышает как несущую способность, так и жесткость конструкции в целом. Для крепления стальных тонких стенок к деревянным поясам автор использовал гвозди или саморезы. Количество соединительных связей определяется из расчета на усилия сдвига в швах между стенками и поясами и может назначаться различным с учетом изменения сдвигающих усилий по длине балки, при этом расстановка гвоздей (саморезов) должна удовлетворять требованиям СП / 155 /. В своих разработках С.В. Калинин доказал технико-экономическую эффективность своих конструкций в сравнении с известными аналогами. Так, приведенный к 1 м^2 перекрываемой площади, расход древесины составляет $0,005...0,006 \text{ м}^3$ и $0,008...0,011 \text{ м}^3$ при пролете балок 9,0 м и 12,0 м соответственно, а расход стали равен 2,9...4,3 кг и 3,4...5,1 кг в зависимости от толщины примененного профилированного листа для вышеназванных пролетов. Вес балок составляет 210...217 кг при пролете 9,0 м и 406...415 кг при пролете 12,0 м. Экономия стоимости «в деле» в сравнении с известными аналогами достигает 32,4%.

Однако, к весомому недостатку этого эффективного решения, что отмечено даже автором разработки, относится то, что соединение древесины с металлом при помощи традиционных связей в виде гвоздей или саморезов имеет определенную податливость, с которой необходимо считаться при выполнении расчетом на прочность и жесткость путем учета соответствующих снижающих коэффициентов к расчетным сопротивлениям или геометрическим характеристикам расчетных поперечных сечений. При проведении испытаний при длительном действии нагрузки выявлено, что за счет податливости соединений и соответствующего перераспределения нормальных напряжений в деревянных поясах и стальной стенке напряжения в древесине могут увеличиться до 20%, а деформации балки до 30%.

В этой связи представляется целесообразным для устранения вышеназванного недостатка применить армирование поясов Т или П-образными стержнями, прикрепив жестко непосредственно к ним стальную стенку.

Отметим, что в последнее время практически все исследователи в своих работах ориентируются на численные методы расчета, основанные на методе конечных элементов (МКЭ) и реализованные во многих программных комплексах типа ЛИРА, SCAD, NASTRAN, ANSYS, COSMOS и др. При таком подходе можно достаточно легко определить особенности НДС любой достаточно сложной строительной конструкции. При этом преимущества, которыми обладает МКЭ и программные комплексы на его основе, иногда оказываются бессмысленными, если проектировщик не имеет достаточно глубоких знаний в области конструирования и расчета строительных конструкций. Ведь именно от этого зависит правильность постановки задачи, формирования расчетной схемы, задания исходных данных и в конечном итоге объективного анализа результатов расчета.

Вышеприведенный обзор предопределяет необходимость детального исследования и анализа особенностей напряженно-деформированного состояния изгибаемых несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе с поиском их наиболее рациональных конструктивных решений.

1.4 Целесообразность усовершенствования несущих ребер рассматриваемого класса конструкций

В совмещенных плитах на деревянном каркасе, как показал вышеприведенный анализ их конструктивных решений, основная доля расхода материалов приходится на основные несущие ребра, составляя от 70% до 80% в случае клеодощатых ребер и 60-70% при применении клеефанерных ребер от общего расхода материалов на конструкцию. В связи с этим достичь существенного повышения технико-экономических характеристик для рассматриваемого класса конструкций возможно именно за счет рационализации конструктивных решений этих ребер, которую можно выполнить, по мнению автора, за счет учета следующих положений.

Несущие ребра крупноразмерных плит работают, как правило, на поперечный изгиб. В случае применения в качестве таких ребер клеодощатых балок прямоугольного поперечного сечения (рисунок 1.3, 1.5) древесина расходуется нерационально, так как максимальные нормальные напряжения, по которым определяют ширину и высоту ребер, действуют в уровне верхней (сжатие) и нижней (растяжение) граней, а их средняя по высоте часть практически не участвует в работе конструкции. Это позволяет констатировать, что усовершенствовать конструктивную форму ребер можно за счет концентрации древесины на наибольшем удалении от нейтральной оси клеодощатой балки, что реализуется, например, за счет применения в качестве несущих ребер клеефанерных балок с деревянными поясами и тонкой фанерной стенкой с образованием двутаврового или коробчатого поперечного сечения. В качестве стенки возможно применение других конструкционных материалов на основе древесины типа OSB, LVL и им подобным.

С другой стороны, по длине пролета плиты конструкционный материал также возможно распределить рационально с учетом его полноценного участия на восприятие нормальных и касательных напряжений. Например, в изгибаемых крупноразмерных плитах с постоянной высотой поперечного

сечения наиболее напряженными являются опорные сечения при расчете по касательным напряжениям и сечение в середине пролета при расчете по нормальным напряжениям (как правило, на такие конструкции действует равномерно-распределенная нагрузка при шарнирных опорах). В случае применения двускатных крупноразмерных плит опасное сечение при расчете по прочности будет находиться на расстоянии «х» от опоры, которое определяют по известным формулам с учетом формы поперечного сечения. В других сечениях по длине плиты конструкционный материал будет использоваться не полноценно. В рассматриваемом классе конструкций этот недостаток можно устранить, например, при помощи выполнения стенок несущих ребер прерывистыми, предусматривая их обязательное наличие в наиболее опасных расчетных сечениях.

Другой особенностью крупноразмерных плит на деревянном каркасе является то, что за счет участия более толстых верхних обшивок в общей работе конструкции (рисунок 1.12,в) и тем более при отсутствии нижних обшивок как силовых элементов (рисунок 1.12,г) происходит смещение нейтральной оси в верхнюю зону поперечного сечения (рисунок 1.16). По этой причине конструкционный материал в растянутой зоне (точка 2), работает с перенапряжением, а в сжатой зоне (точка 1) он недогружен, что приводит к перерасходу древесины / 166 /.

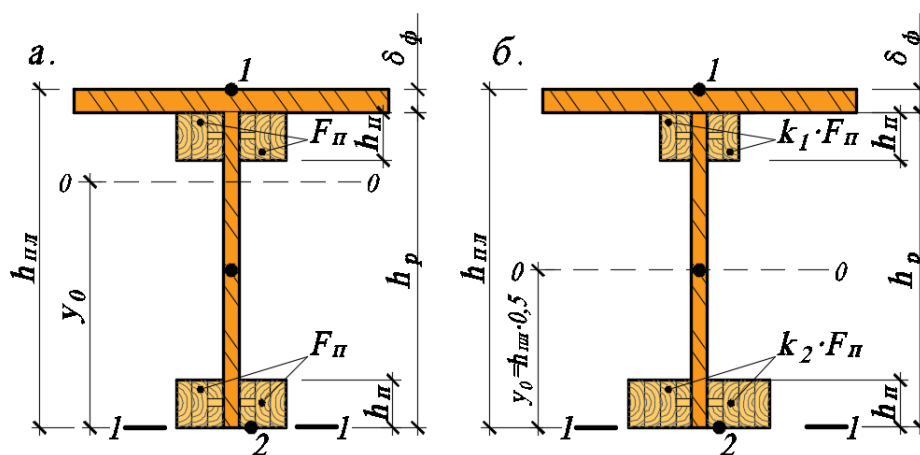


Рисунок 1. 16 – Расчетные поперечные сечения совмещенной плиты с клеефанерными ребрами: а – с поясами ребер равной площади поперечного сечения; б – с рациональными поясами различной площади поперечного сечения

Для устранения этого недостатка целесообразно запроектировать поперечное сечение совмещенной плиты таким образом, чтобы нейтральная ось поперечного сечения находилась посередине общей высоты плиты. Этого можно достичь, например, приняв пояса клефанерных балок различной площади (рисунок 1.16, б), уменьшив площадь сечения верхнего пояса балки и соответственно увеличив площадь поперечного сечения нижнего пояса при условии сохранения равного расхода материала в сравнении с ребрами с одинаковыми поясами.

Не вызывает сомнения целесообразность применения для рассматриваемого класса конструкций несущих элементов, выполненных из разномодульных материалов (например, древесина в сочетании с металлом), в том числе используя известный прием армирования несущих ребер. Эффективность таких конструкций доказана практикой отечественного и зарубежного строительства / 1, 9, 16, 75, 90, 117 /. В качестве примера можно привести разработки крупноразмерных плит с деревометаллическими ребрами коробчатого поперечного сечения, у которых стенка выполнена из стальных профилированных листов с ориентацией гофров горизонтально, вдоль пролета балки / 41, 50 /. При таком конструктивном решении появляется возможность включения стенки в общую работу балки на восприятие нормальных напряжений, что существенно повышает геометрические характеристики поперечного сечения плит в целом.

Таким образом, на основе проделанного анализа, приведенного в настоящей главе, автор формулирует следующие рабочие гипотезы.

Рабочая гипотеза №1: в несущих ребрах двутаврового или коробчатого сечений целесообразно принять пояса разной площади и выполнять разрывы стенок по длине ребер на наименее напряженных участках, что позволит эффективно включать применяемый материал в общую работу плит.

Рабочая гипотеза №2: применение в качестве несущих ребер крупноразмерных плит конструкций, сочетающих в себе разномодульные материалы, позволит получить существенный технико-экономический эффект.

1.5 Выводы по первой главе. Постановка задач исследования

Анализ информации, приведенной в научно-технической литературе и патентных источниках в области экспериментально-теоретических исследований и конструкторских разработок совмещенных плит на деревянном каркасе и их несущих ребер, позволяет сделать следующие обоснованные выводы.

1. В строительной практике, как в России, так и за рубежом, нашли широкое применение совмещенные плиты на деревянном каркасе с несущими ребрами в виде клеедощатых и клеефанерных балок с различными типами поперечных сечений.

2. Недостатки известных конструктивных решений предопределяют резервы совершенствования конструктивных форм несущих ребер рассматриваемого класса плит, у которых обшивка включена в работу каркаса на изгиб.

3. Получить рациональные конструкции несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе с достижением экономии материала и снижения стоимости в целом возможно за счет применения в качестве таких ребер клеефанерных балок двутаврового или коробчатого поперечного сечения с поясами разной площади и с разрывами стенок по длине ребер на наименее напряженных участках, а также за счет балочных конструкций, сочетающих в себе разномодульные материалы, в том числе в виде армированных поясов и стальных профилированных стенок с продольной ориентацией гофров.

4. В нормативной и технической литературе отсутствуют четкие рекомендации по конструированию и расчету клеефанерных балок с прерывистыми стенками и с поясами различной площади, работающих в составе совмещенных плит на деревянном каркасе. Также отсутствуют четкие указания по расчету деревометаллических ребер со стенкой из стальных профилированных листов, в том числе с учетом степени податливости соединений этих листов к деревянному каркасу или к его армирующим элементам. Это приводит к несоответствию расчетных моделей реальному поведению несущих ребер,

работающих в составе плит с включенными в общую работу конструкции обшивками, при воздействии эксплуатационных нагрузок / 170 /.

С учетом приведенных выводов сформулирована цель диссертационной работы: разработка и экспериментально-теоретические исследования рациональных конструкций несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе с совершенствованием методики их расчета и конструирования.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие взаимосвязанные задачи:

- выполнить обзор и анализ известных конструктивных решений и технико-экономических показателей совмещенных плит на деревянном каркасе;
- разработать новые типы несущих ребер совмещенных плит, обеспечивающих снижение материалоемкости и стоимости конструкции как самих ребер, так и плит в целом;
- численными методами провести оценку напряженно-деформированного состояния предложенных типов ребер с учетом их конструктивных особенностей с последующей формулировкой основных положений теоретического и практического расчета;
- провести экспериментальные исследования опытных образцов ребер и совмещенных плит на их основе для оценки достоверности результатов численных исследований и изучения действительного характера работы предложенных конструктивных форм при действии кратковременных и длительных нагрузок;
- определить технико-экономическую эффективность применения предложенных рациональных конструкций несущих ребер в составе совмещенных плит;
- разработать рекомендации по проектированию, изготовлению и обеспечении долговечности совмещенных плит на деревянном каркасе с новыми конструкциями несущих ребер;
- подготовить предложения по внедрению результатов выполненной работы в строительную практику и учебный процесс.

2 РАЗРАБОТКА НОВЫХ ТИПОВ НЕСУЩИХ РЕБЕР СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ И ОСОБЕННОСТИ ИХ РАСЧЕТА

2.1 Принципы формообразования рациональных типов несущих ребер крупноразмерных плит с обшивкой, включенной в общую работу конструкции

Проведенный анализ конструктивных решений совмещенных плит на деревянном каркасе показал, что общий расход материалов определяется материалоемкостью несущих ребер, как наиболее значимых, с точки зрения восприятия эксплуатационных нагрузок, элементов конструкции. Данный факт подтверждает правильность выбранного пути исследования, направленного на поиск рациональных конструктивных решений именно продольных несущих элементов. При этом с уверенностью можно сказать, что наиболее удачным решением является совмещенная плита только с двумя ребрами, образующими П-образное поперечное сечение или в виде «ТТ». Такое решение позволяет снизить расход материалов на ребра по сравнению с часторебристыми плитами. Например, аналогичные конструкции с двумя ребрами имеют расход материалов на 12,4% меньше в сравнении с плитой с четырьмя ребрами и на 9,4% меньше, чем у плиты с тремя ребрами / 158 /. При этом одновременный отказ от нижней обшивки положительно сказывается на долговечности конструкции в целом, так как открытость несущих ребер обеспечивает их естественную вентилируемость, тогда как при коробчатом решении с этой целью надо предусматривать специальные продухи. Однако, необходимо учитывать, что при только верхней обшивке за счет её включения в общую работу конструкции произойдет смещение нейтральной оси поперечного сечения в верхнюю зону (рисунок 1.12, г) и эффективность её работы будет снижена.

Как отмечено ранее, наиболее целесообразно применение крупноразмерных плит как конструкций «на пролет» с их опиранием непосредственно на продольные несущие стены или подстропильные элементы. Как правило,

рассматриваемые конструкции используются в качестве плит покрытия, которые для надлежащего отвода атмосферных осадков должны иметь уклон не менее $1/16$. С этой целью ребра плиты выполняются в виде двускатных балок с линейно изменяющейся высотой поперечного сечения и с горизонтальной нижней гранью, что способствует рациональному распределению материала в конструкции по длине, так как при классической работе как балки на двух опорах с равномерно-распределенной нагрузкой максимальное значение изгибающего момента находится в середине пролета, где сечение ребра имеет наибольшую высоту сечения, следовательно, максимальный момент инерции. Однако, максимальные напряжения возникают не в середине пролета, а в сечении на определенном расстоянии от опоры, называемым «опасным». Это открывает возможность дополнительной рационализации распределения материала по длине конструкции, например, путем устройства прерывистых стенок в клефанерном ребре двутаврового или коробчатого сечения.

При проектировании несущих ребер в виде деревометаллических балок наиболее эффективным вариантом является конструкция со стенкой из профилированных листов с гофрами, ориентированными вдоль пролета. Но в данном случае необходимо учитывать податливость соединения стальных стенок с деревянными поясами.

В любом случае при разработке несущих ребер с целью повышения их эффективности необходимо руководствоваться принципом рациональности распределения материалов как по длине пролета, так и по высоте и ширине поперечного сечения с учетом включения обшивки и вспомогательных ребер в общую работу конструкции.

Кроме этого, независимо от способов совершенствования, разрабатываемые конструкции ребер должны быть не только менее материалоемкими, но и быть технологически простыми при изготовлении без необходимости устройства новых производственных линий, а также с использованием материалов, соответствующих действующим ГОСТам и представленным на отечественном строительном рынке.

2.2 Общие положения, принятые при разработке рациональных конструкций несущих ребер

Рациональный подход при разработке конструкций несущих ребер совмещенных плит позволит достичь существенного повышения технико-экономической эффективности как конструкции плиты в целом, так и отдельного ребра, примененного в балочной системе. Однако, приемы рационализации могут быть практически безграничными и с целью их ограничения были сформулированы общие положения, диктующие рамки рационального совершенствования рассматриваемого класса конструкций.

1. Разработка рациональных конструкций ребер совмещенных крупноразмерных плит с фанерной обшивкой проведена в соответствии с требованиями / 145, 150, 155 /. Основным элементом ребер является каркас выполненный, из пиломатериалов хвойных пород 2 сорта с влажностью 10-12%, соответствующей требованиям ГОСТ 8486-86*, ГОСТ 24454-80* / 134, 139 /. Фанерные стенки приняты из фанеры из шпона лиственных пород по ГОСТ 3916.1-2018 / 136 /. Стальные стенки из профилированных листов по ГОСТ 24045-94 / 133 /. Профлисты типов С-10, С-15, С-18, С-21 и толщиной от 0,5 до 1,0 мм являются более предпочтительными, так как имеют небольшую высоту гофров. Для изготовления опорных пластин, стальных элементов узлов сопряжения плит и их несущих ребер с нижележащими конструкциями применена малоуглеродистая фасонная и листовая сталь по ГОСТ 27772-82* марок С235 и С245.

2. Разработанные плиты с рациональными типами несущих ребер имеют ширину 1,5-3,0 м, длину 9,0-15,0 м и предназначены для зданий и сооружений с условиями эксплуатации классов 1, 2, 3 / 155 /, проектируемых для различных климатических районов Российской Федерации.

3. В предлагаемых конструкциях в качестве основных несущих элементов принимается только два продольных ребра. При этом приклеенная к каркасу и вовлеченная в общую работу конструкции обшивка может быть как с одной стороны, так и с двух.

4. Совмещенные плиты пролетом 9,0-15,0 м целесообразно применять в покрытиях как конструкции «на пролет», опирая их непосредственно на продольные несущие стены или на подстропильные конструкции.

5. Вовлечение в работу приклеенной к каркасу обшивки и вспомогательных ребер вызывает смещение нейтральной оси поперечного сечения, что влечет за собой неравномерное распределение напряжений по высоте поперечного сечения. При этом древесина обладает различными сопротивлениями на сжатие и на растяжение, например для сосны 2 сорта нормативные значения ($R_{сж}=19,5$ МПа, $R_p=10,5$ МПа) / 155 /. Ребра целесообразно конструировать так, чтобы нейтральная ось поперечного сечения плиты находилась в наиболее выгодном положении и максимальные нормальные напряжения были практически равны расчетным сопротивлениям, что обеспечит 100% эффективность работы применяемых в конструкции материалов.

6. При разработке конструкций несущих ребер автор соблюдал ряд требований, позволяющих обеспечить их:

- технологическую простоту изготовления на существующих производственных линиях без переоборудования;
- возможность проектировать из доступных материалов, представленных на строительном отечественном рынке, и соответствующих действующей нормативной документации;
- максимальную степень заводской готовности;
- монтаж в проектное положение с использованием механизмов небольшой грузоподъемности;
- удобство транспортировки;
- возможность применения как в составе каркаса совмещённых плит, так и в качестве самостоятельной плоскостной конструкции (балка, колонна).

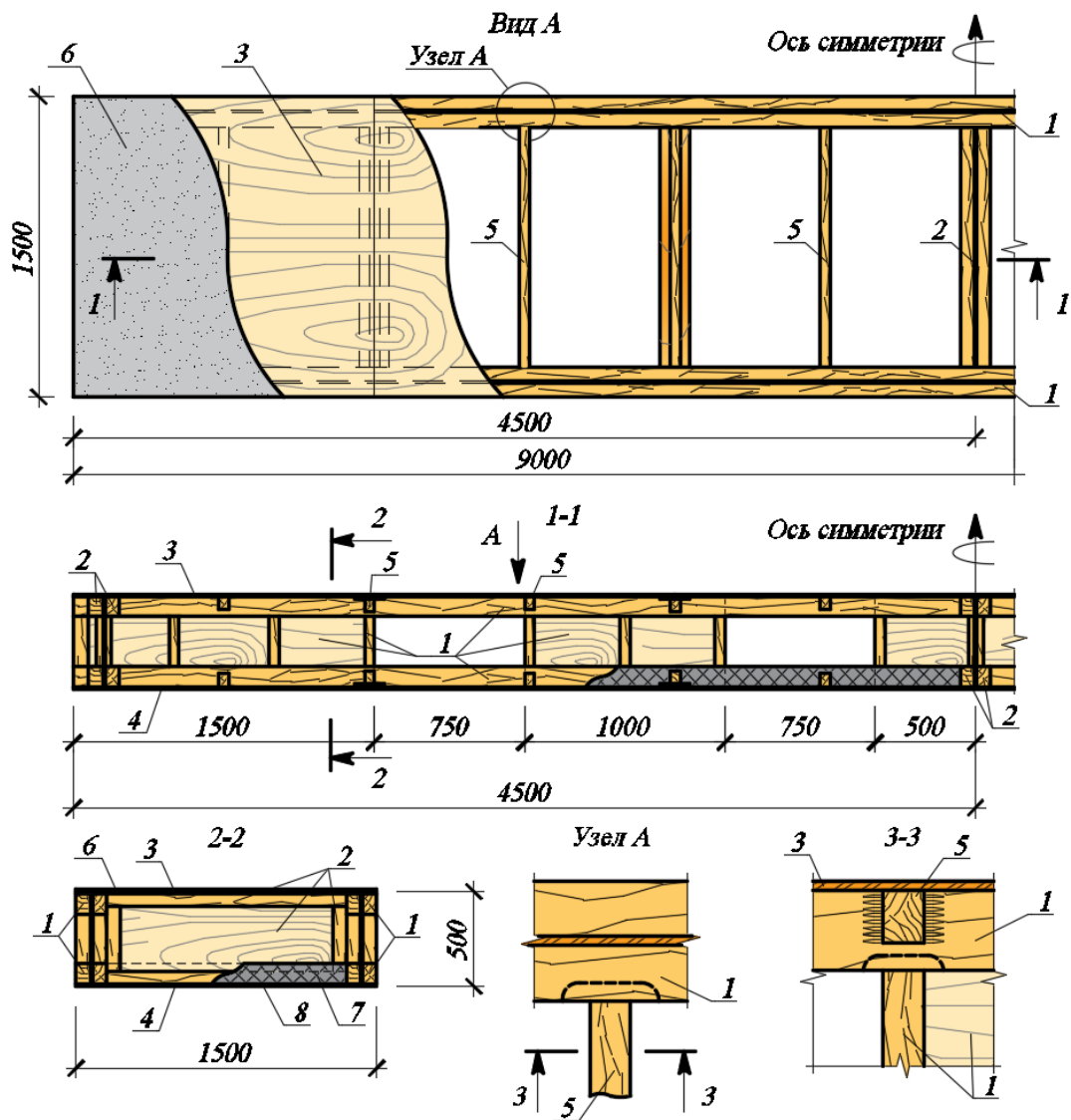
Учитывая вышеизложенное, были разработаны рациональные конструкции несущих ребер совмещенных плит, предназначенные для использования в качестве элементов покрытия и перекрытий зданий и сооружений.

2.3 Примеры конструктивных решений крупноразмерных совмещенных плит на основе предложенных типов ребер

С учетом вышеприведенных принципов формообразования совмещенных крупноразмерных плит и их несущих ребер, общих положений по разработке новых технических решений автором выполнен ряд разработок применительно к рассматриваемому классу конструкций. При этом рассмотрены различные варианты в предлагаемых решениях. В частности, с учетом очертания кровельного покрытия и функционального назначения проектируемого здания в выполненных разработках приняты плиты с постоянной высотой поперечного сечения или с двускатными ребрами; с односторонней верхней или с двусторонними обшивками; для утепленных или неутепленных зданий; с клефанерными или деревометаллическими ребрами. С учетом выбранного направления исследований в рассматриваемых опытно-конструкторских разработках акцент сделан на особенности решений именно несущих ребер плит. Ограждающие щиты и обшивки, приклеиваемые к основным продольным ребрам, приняты по аналогии с известными вариантами, эффективность применения которых в строительной практике доказана исследованиями рядом авторов / 38, 42, 48 /, т.е. новизна предлагаемых ниже конструкций связана именно с особенностями конструктивных решений ребер, которые выполняют основные несущие функции в совмещенных крупноразмерных плитах, а также могут быть применены как самостоятельные балочные элементы при соответствующем технико-экономическом обосновании.

2.3.1 Плиты с несущими ребрами на основе древесины и древесных материалов

На рисунке 2.1 приведена авторская разработка конструкции крупноразмерной совмещенной плиты с размерами 1,5х9,0 м с верхней и нижней фанерными обшивками. Два основных несущих ребра выполнены в виде двутавровых клефанерных балок с постоянной высотой поперечного сечения.



1 - несущие ребра с прерывистой стенкой; 2 – диафрагмы жесткости; 3 - верхняя фанерная обшивка; 4 - нижняя фанерная обшивка; 5 – поперечные ребра; 6 – гидроизоляция; 7 - утеплитель; 8 – пароизоляция

Рисунок 2.1 – Клеефанерная плита 1,5х9,0м с поперечными обрамляющими элементами и с несущими двутавровыми ребрами с прерывистой стенкой

Такое конструктивное решение позволяет применять эту разработку как в покрытиях, так и перекрытиях зданий различного назначения. При этом предложенная плита может опираться на основные несущие элементы, шаг которых составляет 9,0 м, а также использоваться как конструкция «на пролет» с опиранием на продольные стены или подстропильные балки при величине перекрываемого пролета также 9,0 м.

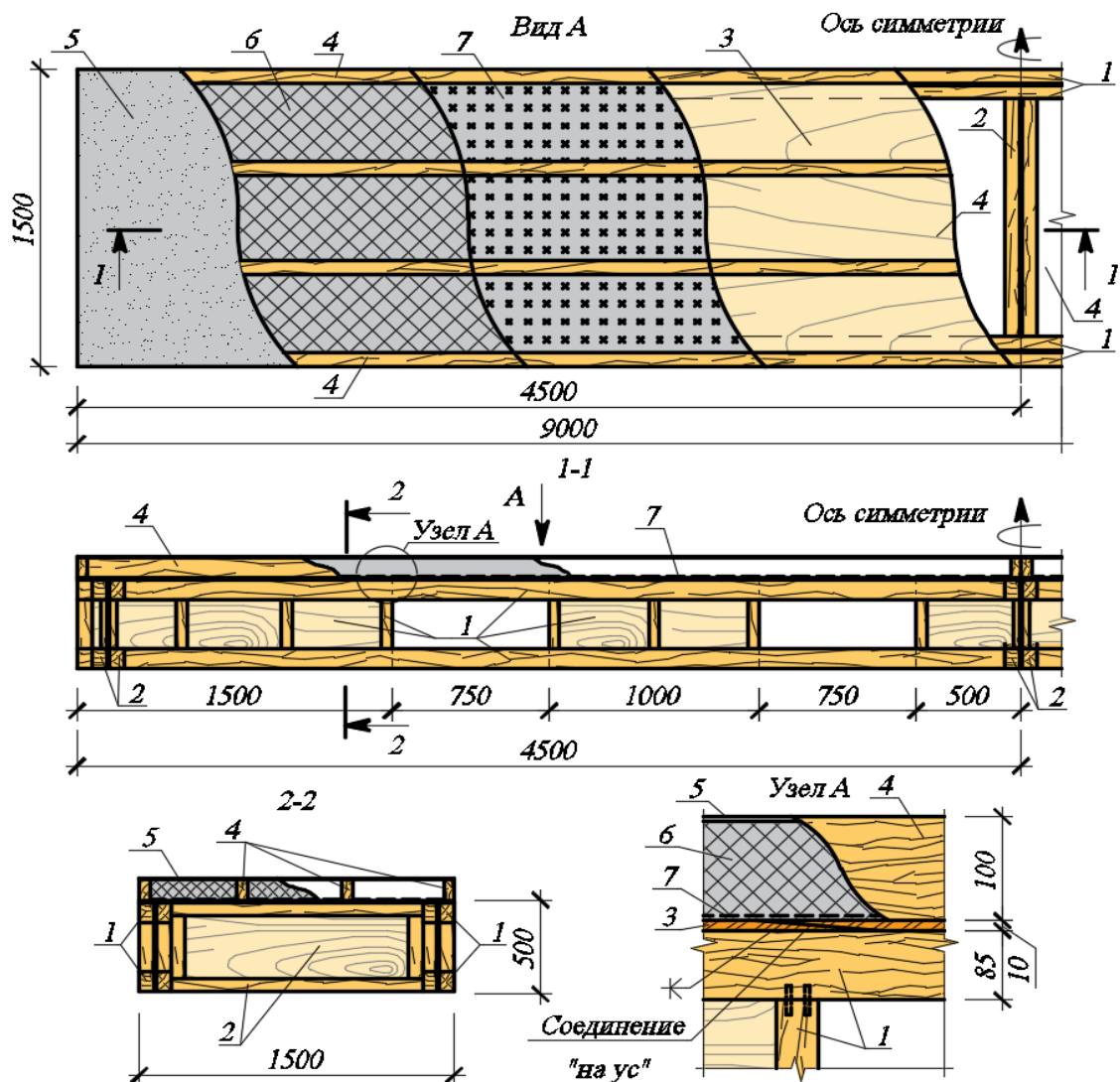
Прочность, жесткость и устойчивость обшивок обеспечивается поперечными ребрами, соединенными с поясами основных несущих ребер на зуб-

чатый шип. Шаг поперечных ребер принят 750 мм, что соответствует рекомендациям, приведенным в / 37 / с точки зрения обеспечения устойчивости сжатой обшивки (не более $100\delta_\phi$) и обеспечивает расположение этих ребер в местах стыкования фанерных листов по длине плиты для приклеивания к ним стыковых накладок с гвоздевым прижимом, что упрощает процесс изготовления конструкции. Утеплитель расположен по слою пароизоляции на верхней грани нижней обшивки, которая образует ровный потолок в помещениях, готовый к нанесению практически любых отделочных слоев. Верхняя обшивка образует ровную плоскость, непосредственно по которой приклеивают гидроизоляционное рулонное покрытие. Неизменяемость поперечного сечения плиты с двумя несущими ребрами обеспечивается диафрагмами жесткости, которые поставлены у опор и середине пролета.

Особенностью разработанной плиты является применение в качестве несущих ребер клеефанерных балок с прерывистой стенкой, за счет чего достигается снижение расхода фанеры на плиту. Кроме этого в образованных проемах в стенке возможно размещение различного технологического оборудования, что позволяет существенно увеличить полезную высоту помещений без изменения их габаритных параметров. Отметим, что за счет применения клеевых соединений в общей работе конструкции на восприятие внешних нагрузок участвуют как два несущих клеефанерных ребра, так и верхняя и нижняя обшивки, что позволяет существенно, порядка на 25...40%, увеличить расчётные геометрические характеристики поперечного сечения. Однако, к недостатку рассматриваемой конструкции следует отнести то, что при длине плит 9...15 метров в нижней обшивке неизбежно выполняют стыки, так как стандартные размеры фанерных листов, как правило, равны 1,5 м. Из-за этого, в соответствии с п.7.26 СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» / 155 /, к расчётному сопротивлению фанеры на растяжение вводят снижающий коэффициент $m_\phi = 0,6$, т.е. эффективность ее участия в общей работе конструкции снижается на 40%. Также поперечные ребра, обеспечивая прочность, жесткость и устойчивость обшивок, из-за своей ориентации не учитываются при

определении геометрических характеристик расчетных сечений, что, соответственно, приводит к увеличению материалоемкости конструкции в целом.

Для устранения вышеназванных недостатков разработан вариант совмещенной плиты с одной верхней обшивкой и продольной ориентацией вспомогательных ребер (рисунок 2.2). Основные несущие ребра также приняты с прерывистой фанерной стенкой. В этой конструкции утеплитель входит в состав ограждающего щита и по слою пароизоляции расположен по верхней грани обшивки. Технология выполнения такого типа ограждающих щитов в составе крупноразмерных плит подробно приведена в работах / 38, 42 /.



1 - несущие ребра с прерывистой стенкой; 2 – диафрагмы жесткости; 3 - верхняя фанерная обшивка; 4 – продольные ребра; 5 – гидроизоляция; 6 - утеплитель; 7 – пароизоляция

Рисунок 2.2 – Клеефанерная плита 1,5х9,0м с продольными вспомогательными ребрами и с несущими двутавровыми ребрами с прерывистой стенкой

Стыки фанерных листов по длине выполнены на клею «на ус», что уменьшает расход фанеры на накладки, но существенно увеличивает трудоемкость выполнения ограждающих щитов (давление в соединении необходимо держать до полного схватывания клеевой композиции).

Отметим, что только отказ от нижней обшивки обеспечивает экономию фанеры до 60% при некотором увеличении расхода клееной древесины на пояса несущих ребер. Также при продольной ориентации вспомогательных ребер они включаются в общую работу плиты и в этом случае приведенный момент инерции расчётных поперечных сечений $J_{пр}$ относительно их нейтральной оси может быть определен как:

$$J_{пр} = J_{о.р}^{пр} + J_{в.о} \cdot n \cdot k_{\phi} + J_{в.р} \cdot k_{в.р} , \quad (2.1)$$

где $J_{о.р}^{пр}$ – приведенный к древесине момент инерции основных клеефанерных ребер;

$J_{в.о}$ – момент инерции верхней обшивки, приведенный к древесине;

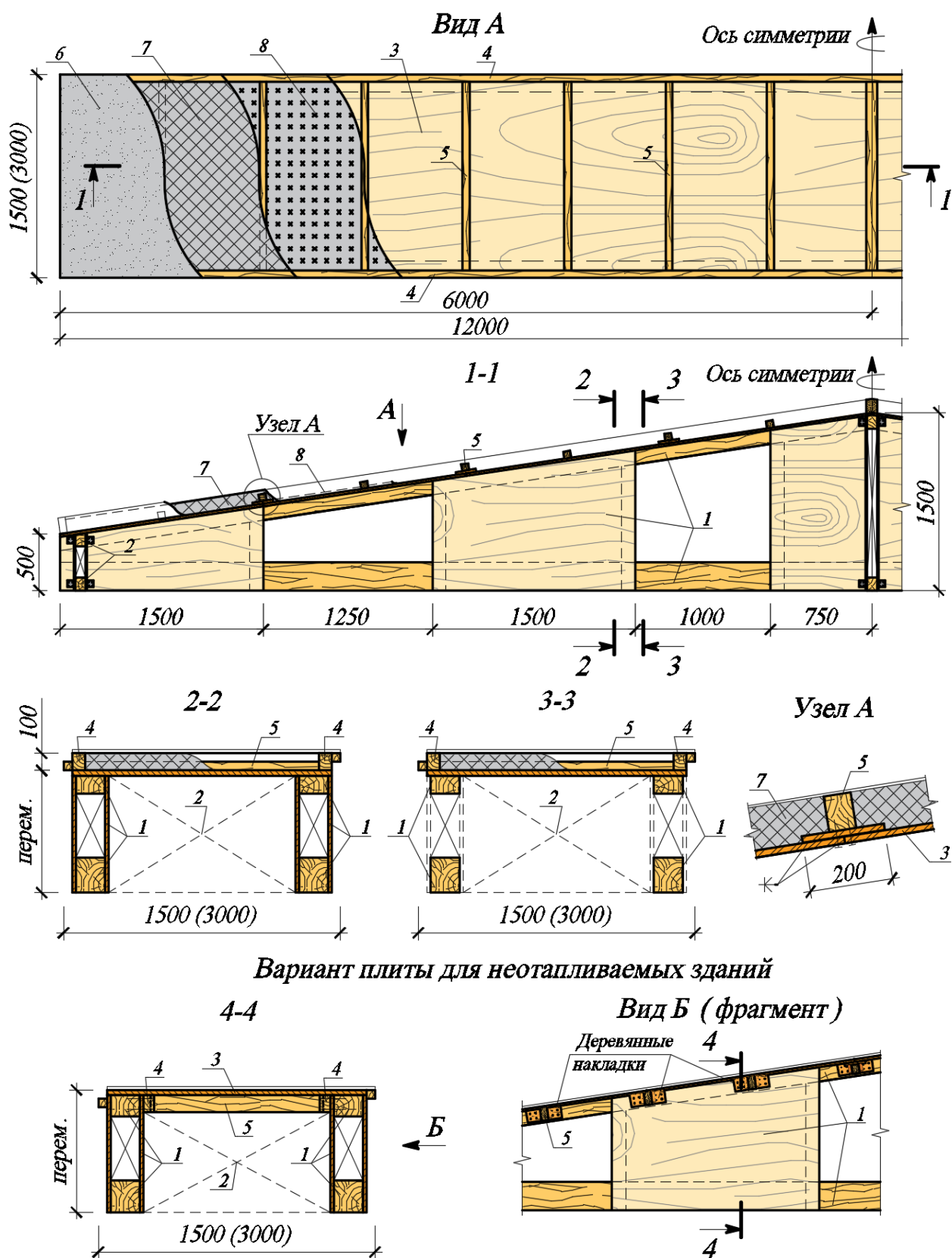
$J_{в.р}$ – момент инерции вспомогательных ребер;

$n = E_{\phi}/E_d$ – коэффициент приведения фанеры к древесине;

$k_{\phi}, k_{в.р}$ – редуцированные коэффициенты, учитывающие неравномерный характер распределения напряжений в обшивке и вспомогательных ребрах по ширине поперечного сечения, определяемые по рекомендациям / 37, 48 /.

Выполненные расчеты разработанных вариантов плит по рисунку 2.2 в соответствии с формулой (2.1) показали, что включение продольно ориентированных вспомогательных ребер в общую работу плиты позволяет увеличить величину приведенного момента инерции на 15...25% в зависимости от величины перекрываемого пролета и действующих нагрузок.

В крупноразмерной совмещенной плите по рисунку 2.3 предусмотрены двускатные несущие ребра, что особенно целесообразно в случае её применения как конструкции «на пролет», когда верхняя плоскость плиты обеспечивает надлежащий отвод воды с покрытия без каких-либо дополнительных конструктивных мероприятий. Поперечное сечение ребер – коробчатое.



Вариант плиты для неотапливаемых зданий

- 1 - несущие ребра с прерывистой стенкой; 2 - диафрагмы жесткости; 3 - фанерная обшивка; 4 - продольные (обрамляющие) ребра; 5 - поперечные ребра;
6 - гидроизоляция; 7 - утеплитель; 8 - пароизоляция

Рисунок 2.3 – Двускатная клеефанерная плита 1,5х12,0м с несущими ребрами коробчатого сечения с прерывистой стенкой

Новизной разработанного технического решения является применение в несущих ребрах деревянных поясов с различной площадью поперечного сечения. Такое конструктивное предложение обосновано следующими соображениями. Как известно, в рассматриваемом классе конструкций в общей работе на восприятие внешних нагрузок участвуют, кроме основных ребер, верхняя обшивка и продольные, в том числе обрамляющие ребра. Это приводит к смещению нейтральной оси в верхнюю часть поперечного сечения, соответственно увеличивая расстояние от неё до нижней наиболее напряженной расчетной точки и уменьшая до верхней сжатой. При этом расчетные сопротивления древесины на растяжение $R_{д.р}$ значительно меньше её расчетных сопротивлений на сжатие $R_{д.с}$. Так по таблице 3 СП 64.13330.2017 / 155 / для клееной древесины второго сорта соотношение $R_{д.р}/R_{д.с} = 13,5/19,5$ составляет 0,7. В соответствии с нормативными расчётными формулами для определения нормальных напряжений в комбинированных сечениях при изгибе:

$$\sigma_{д.р} = \frac{M}{J_{пр}} y_0 \leq R_{д.р} , \quad (2.2)$$

$$\sigma_{д.с} = \frac{M}{J_{пр.}} (h_{пл} - y_0) \leq R_{д.с} , \quad (2.3)$$

где y_0 – расстояние от нейтральной оси до нижней грани несущего ребра;

$h_{пл}$ – общая высота расчетного поперечного сечения плиты.

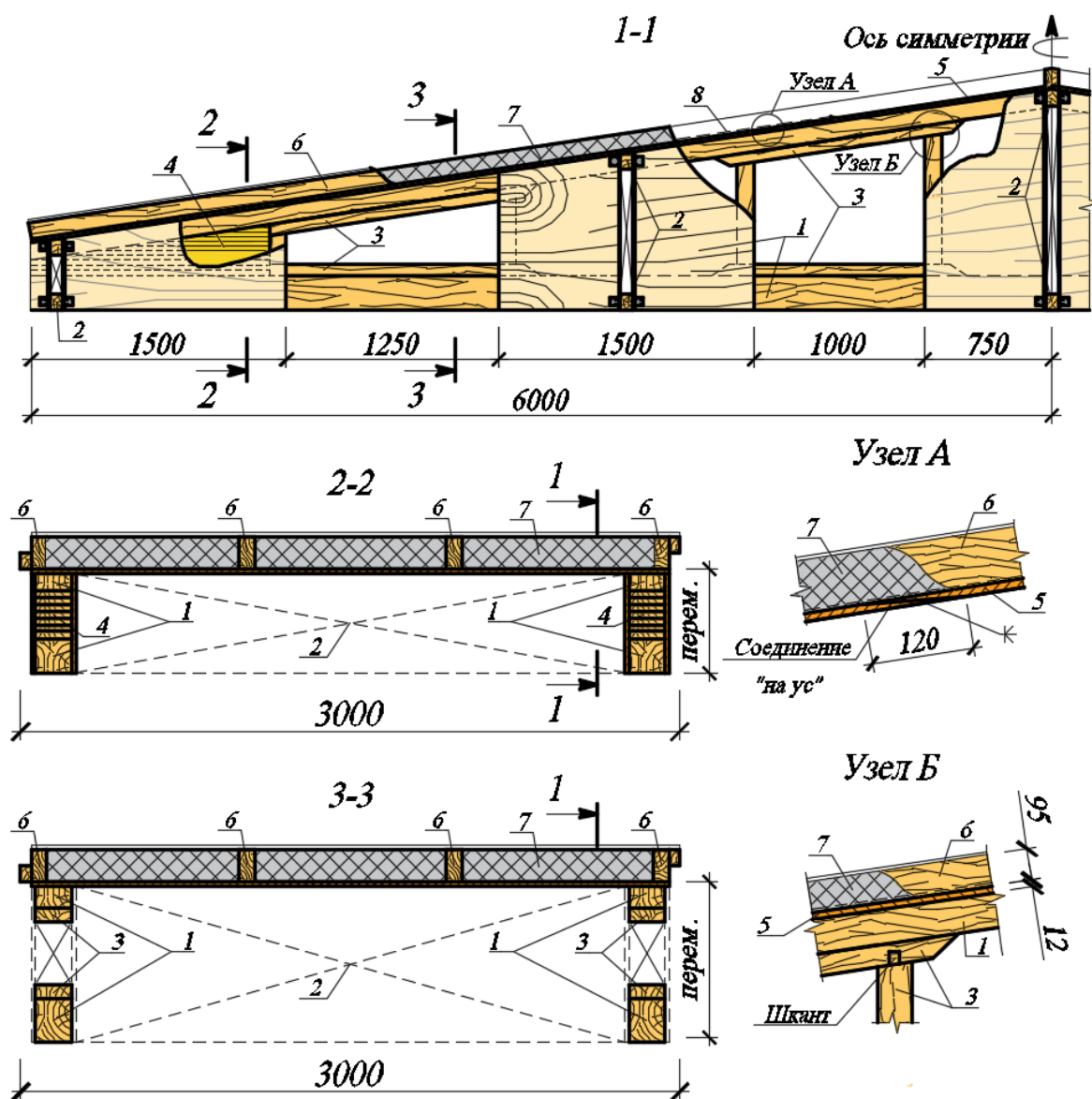
Получается, что нормальные напряжения растяжения $\sigma_{д.р}$ будут больше напряжений сжатия $\sigma_{д.с}$ при противоположном соотношении соответствующих расчетных напряжений. Логично, чтобы конструкция была рациональной целесообразно её запроектировать так, чтобы фактические напряжения $\sigma_{д.р}$ и $\sigma_{д.с}$ были равны соответствующим расчетным сопротивлениям $R_{д.р}$ и $R_{д.с}$. При вышеприведенном соотношении $R_{д.р}$ и $R_{д.с}$ это будет получено при условии, что величина y_0 составит 0,4 $h_{пл}$. При неизменных параметрах фанерных стенок и обшивок, а также поперечных сечениях вспомогательных ребер этого можно достичь, увеличив сечение нижнего пояса по отношению к верхнему.

Такая рекомендация была реализована в плите по рисунку 2.3, которая может быть применена как для отапливаемых, так и для неотапливаемых зданий. Особенностью конструкции для неотапливаемых зданий является то, что прочность, жесткость и устойчивость обшивки обеспечивается поперечными вспомогательными ребрами, которые, как и диафрагмы жесткости, расположены снизу обшивки и соединены в зубчатый шип с накладками, приклеенными с гвоздевым прижимом к основным ребрам. Гидроизоляционное рулонное покрытие располагают непосредственно по верхней грани обшивки.

Для оценки целесообразности и эффективности сделанного предложения по применению в совмещенных крупноразмерных плитах клеефанерных ребер с деревянными поясами разной площади автором проведены расчеты плит при различных исходных данных, но с сохранением в целом конструкторского решения по рисунку 2.3 для утепленных зданий. При проведении расчетов в плитах варьировали: ширину (1,5 м и 3,0 м), пролет (9, 12 и 15 м), снеговые нагрузки (III...VIII районы по СП 20.13330.2017 / 152 /). В результате проведенных расчетов выявлена эффективность сделанного предложения. В частности, в сравнении с конструкторскими решениями плит, у которых пояса несущих ребер имеют одинаковую площадь, при условии равенства расхода материалов как на продольные несущие ребра, так и на плиту в целом, достигается увеличение несущей способности и жесткости предлагаемого технического решения с поясами несущих ребер разной площади в 1,22...1,28 и 1,05...1,09 раза соответственно. При этом для выполнения условия, при котором величина u_0 составит $0,4 h_{пл}$, соотношение площадей верхнего и нижнего поясов $F_{в.п.}/F_{н.п.}$ находилось в интервале от 0,35 до 0,65.

Также было выявлено, что опасные расчетные сечения из условия восприятия нормальных напряжений практически всегда находились в зонах отсутствия фанерных стенок в местах их разрыва. Соответственно и сечения поясов ребер определяли из этого условия. При этом на участках ребер с фанерными стенками при постоянных поперечных сечениях поясов по длине плиты величина фактических нормальных напряжений была меньше соответ-

ствующих расчетных сопротивлений на величину до 30%. Этот факт подтолкнул автора к идее применения в несущих ребрах деревянных поясов с различными размерами поперечных сечений не только в рассматриваемых поперечных сечениях, но и длине плит. С учетом этого была разработана конструкция крупноразмерной совмещенной плиты, показанная на рисунке 2.4, у которой высота верхнего и нижнего поясов несущих ребер в зонах отсутствия фанерных стенок (в проемах) увеличена за счет применения дополнительных накладок.



- 1 - несущие ребра с прерывистой стенкой; 2 - диафрагмы жесткости; 3 - деревянные накладки;
 4 - клеёдошата вставка; 5 - фанерная обшивка; 6 - продольные вспомогательные ребра;
 7 - утеплитель; 8 - пароизоляция

Рисунок 2.4 – Двускатная клеёфанерная плита 3,0х12,0 м с несущими ребрами коробчатого сечения с усиленными проемами

Предложенная двускатная совмещенная плита / 167 / включает: продольные несущие ребра из клеефанерных балок коробчатого сечения, в состав которых входят верхний и нижний пояса из клееной древесины, ребра жесткости и фанерные стенки, прерывистые по длине плиты; диафрагмы жесткости; ограждающие щиты, состоящие из обшивки с обрамляющими и вспомогательными ребрами, жестко прикрепленные к продольным несущим ребрам; утеплитель; пароизоляция; гидроизоляционный ковер. Эффективное расположение нейтральной оси поперечного сечения обеспечивается за счет того, что верхний и нижний пояса несущих ребер одинаковой ширины имеют разную площадь, при этом площадь верхнего пояса составляет 0,35-0,65 от площади нижнего пояса (по результатам выполненных расчетов). Кроме этого, на участках несущих ребер без стенок к нижней грани верхнего пояса и к верхней грани нижнего пояса жестко присоединены дополнительные деревянные накладки, компенсирующие отсутствие стенок.

Разработанная конструкция работает следующим образом. При действии вертикальной нагрузки происходит поперечный изгиб клеефанерной плиты, при этом возникающие нормальные напряжения за счет жестких соединений воспринимаются верхним и нижним деревянными поясами продольных несущих ребер, стенкой, обшивкой и продольными обрамляющими ребрами. За счет уменьшенной площади поперечного сечения верхнего пояса и увеличенной на эту величину площади поперечного сечения нижнего пояса (при условии одинакового расхода материала на пояса) местоположение нейтральной оси поперечного сечения плиты будет обеспечивать максимальные нормальные растягивающие и сжимающие напряжения в рассматриваемых сечениях, величины которых будут практически равны соответствующим расчётным сопротивлениям, в отличие от традиционного решения ребер с поясами одинаковой площади, у которых нейтральная ось поперечного сечения сместится вверх за счет включения обшивки и продольных обрамляющих ребер в общую работу плиты. Соответственно в разработанной конструкции уменьшится расстояние от нейтральной оси до нижней грани продольных

несущих ребер, расстояние от центра поперечного сечения обшивки и обрамляющих ребер увеличивается, что приводит к увеличению геометрических характеристик (момента сопротивления и момента инерции) клефанерной плиты, а также к существенному снижению расчетных растягивающих напряжений по её нижней грани. За счет этого эффекта в разработанной конструкции достигается повышение несущей способности и жесткости при условии одинаковой материалоемкости в сравнении с традиционными плитами (с клефанерными ребрами с прерывистой стенкой и деревянными поясами одинаковой площади) или сокращение расхода материала на клефанерную плиту в целом при фиксированном значении расчетной или нормативной нагрузок.

Расход основных материалов на разработанные конструкции для условий строительства в VIII снеговом районе, приведен в таблице 2.1

Таблица 2.1. Расход основных материалов на разработанные конструкции

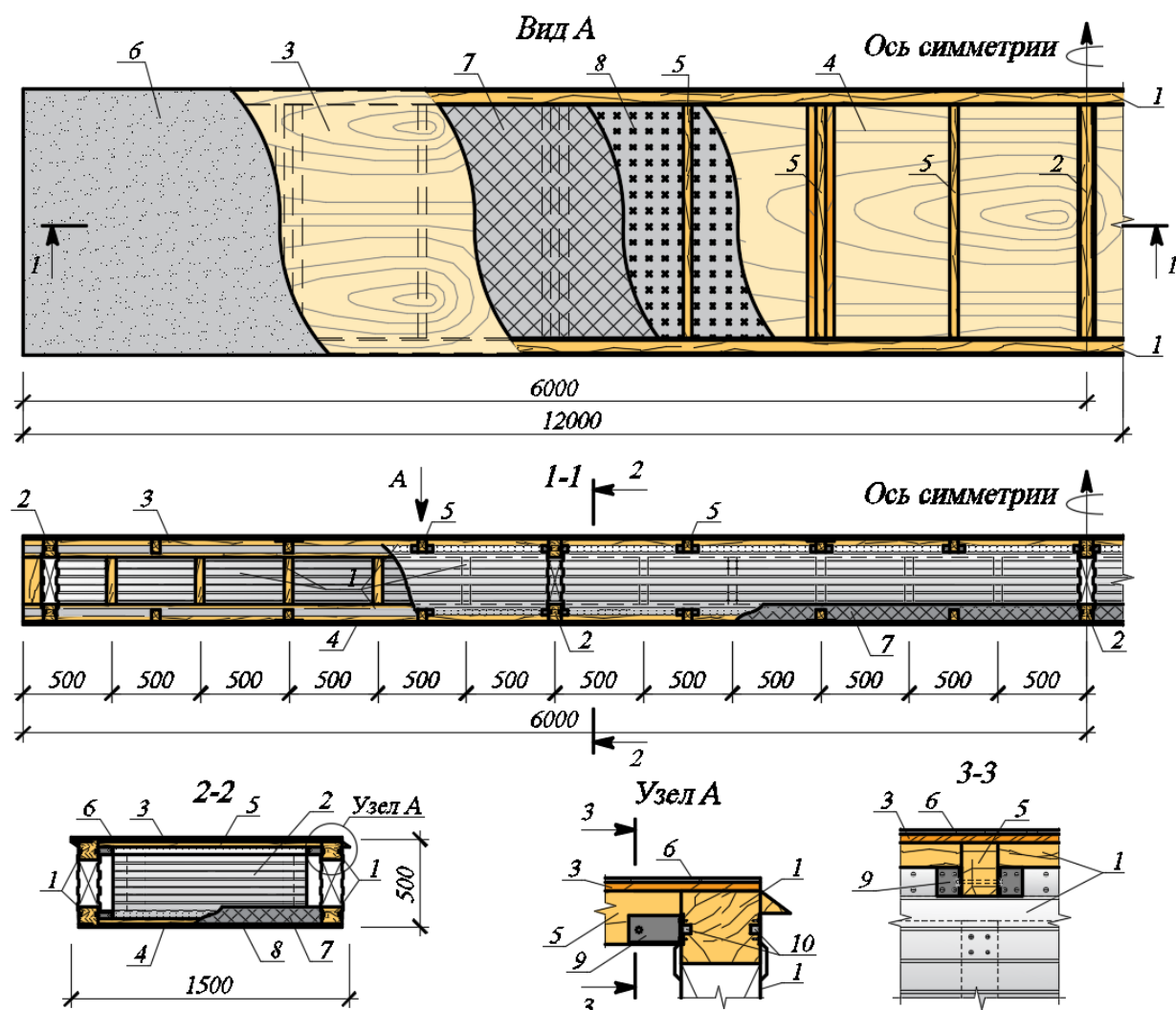
Тип конструкции	Древесина, м ³		Фанера, м ³	
	на плиту	на 1 м ²	на плиту	на 1 м ²
Плита 1,5х9м по рисунку 2.1	$\frac{1,101}{0,882}$	$\frac{0,082}{0,065}$	$\frac{0,464}{0,108}$	$\frac{0,034}{0,008}$
Плита 1,5х9м по рисунку 2.2	$\frac{0,673}{0,421}$	$\frac{0,050}{0,031}$	$\frac{0,276}{0,108}$	$\frac{0,020}{0,008}$
Плита 1,5х12м по рисунку 2.3	$\frac{0,541}{0,303}$	$\frac{0,030}{0,017}$	$\frac{0,390}{0,137}$	$\frac{0,022}{0,008}$
Плита 3,0х12м по рисунку 2.4	$\frac{0,893}{0,596}$	$\frac{0,025}{0,017}$	$\frac{0,408}{0,137}$	$\frac{0,011}{0,004}$
Плита 3,0х12м по рисунку 2.4 со сплошными стенками и поясами ребер одинаковой площади (аналог)	$\frac{1,037}{0,696}$	$\frac{0,029}{0,019}$	$\frac{0,498}{0,227}$	$\frac{0,014}{0,006}$

Примечания. 1. В числителе указан общий расход на конструкцию, в знаменателе - расход только на основные несущие ребра.

2. Конструкции плит рассчитаны на действие нагрузок: расчетная – 6,2 кН/м², нормативная – 4,5 кН/м².

2.3.2 Плиты с деревометаллическими ребрами

Другим направлением рационализации конструктивных решений основных несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе является применение для них деревометаллических элементов, сочетающих в себе армированные пояса и стенки из профилированных листов с гофрами, ориентированными вдоль пролета. Эффективность таких конструкций, примененных в виде несущих балок покрытия, доказана практикой отечественного и зарубежного строительства. На рисунке 2.5 приведен пример такой конструкции.



- 1 – несущие армированные деревометаллические ребра; 2 – диафрагмы жесткости;
 3 – верхняя обшивка; 4 – нижняя обшивка; 5 – поперечные ребра; 6 – гидроизоляция;
 7 – утеплитель; 8 – пароизоляция; 9 – стальные уголки; 10 – стальные стержни

Рисунок 2.5 – Совмещенная крупноразмерная плита 1,5х12,0м с несущими армированными деревометаллическими ребрами

Представленная авторская разработка по своей сути аналогична плите с клеефанерными ребрами по рисунку 2.1, но ее пролет увеличен до 12,0 м при одинаковой высоте поперечного сечения конструкции. В состав несущего деревометаллические ребра входят: верхний, нижний пояса и вертикальные ребра жесткости из клееной древесины, стенка из стальных профилированных листов типа С-10 толщиной 0,5 мм, гофры которых ориентированы вдоль пролета. Пояса ребер совместно со стенкой образуют коробчатое поперечное сечение постоянной высоты. Ребра жесткости расположены равномерно по длине балки с шагом 500 мм и соединены с поясами на клею на одинарный шип прямоугольного поперечного сечения. Боковые грани верхнего и нижнего поясов по всей длине ребра, после выборки соответствующих Т-образных пазов, армированы плоскими стержнями. Соединение армирующих элементов с деревянными поясами выполнено на эпоксидном клее. Для соединения стенки с плоскими стержнями по длине поясов применены самонарезающие винты длиной 13 мм и диаметром 4,2 мм, поставленные с шагом 40 мм, что обеспечивает восприятие сдвигающих усилий и местную устойчивость тонкой стенки по линии соединения.

Нижняя фанерная обшивка выполнена одинаковой толщины с верхней для возможности закрепления подвесного оборудования и, например, огнезащитного потолка. Для обеспечения жесткости и устойчивости обшивок предусмотрены поперечные ребра, соединенными с поясами несущих ребер при помощи стальных уголков.

Основным преимуществом разработанной конструкции, в сравнении с плитой с клеефанерными ребрами (рисунок 2.1), является возможность увеличения пролета с сохранением высоты поперечного сечения плиты при условии действия одинаковой расчетной нагрузки. Это стало возможным благодаря применению армированных деревометаллических конструкций ребер: стальная стенка из профлиста и армирование деревянных поясов плоскими стержнями позволяют повысить геометрические характеристики поперечного сечения без увеличения его габаритных параметров. Сохранение высоты сечения

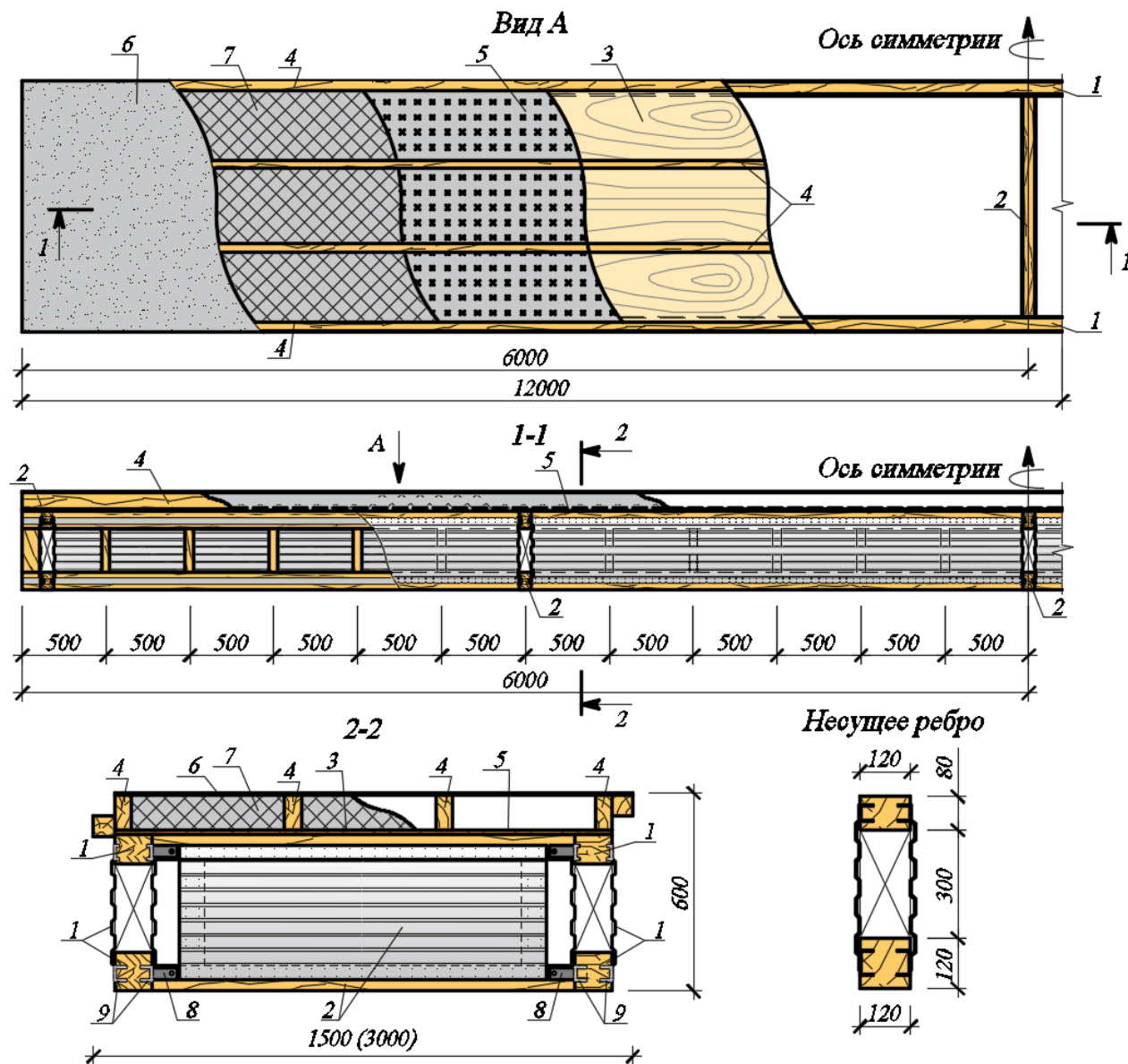
при увеличении пролета позволяет, в частности, сократить отапливаемый объем здания. Кроме того, применение древесины в сочетании с металлом целесообразно с точки зрения регионального фактора (применение местных строительных материалов), когда, например, в районе строительства расположен завод по выпуску стальных профилированных листов.

Несомненно, что применение в конструкции ребер разных по природе материалов накладывает определенные особенности в их конструировании. В частности, из-за значительной разницы коэффициентов температурного расширения стали и древесины в условиях перепадов температур в соединениях возникают дополнительные внутренние напряжения, которые могут привести к нарушению целостности клеевых соединений. Для устранения этого фактора вклеивание армирующих элементов в массив древесины поясов предусмотрено в пазы, ширина которых на 5,0 мм больше толщины вклеиваемых платин или стержней. В этом случае клеевая прослойка выполняет роль демпфера, позволяющего погасить возникающие внутренние напряжения при перепаде температур или влажности древесины. Эффективность этого конструктивного приема подтверждена практикой эксплуатации деревянных армированных клеевых конструкций и требованиями СП 64.13330.2017 / 155 /.

Кроме этого отметим, что как образованное несущими ребрами и обшивками коробчатое замкнутое поперечное сечение плиты, так и внутренние полости самих ребер, требуют естественной вентиляции для исключения возможности образования конденсата на внутренних поверхностях с последующим риском загнивания деревянных элементов. Это требование в предложенной конструкции реализуется за счет гофров стальных листов стенок и образованных воздушных карманов по торцам диафрагм.

Однако, размещение утеплителя во внутренней полости плиты в случае его увлажнения потенциально может способствовать снижению эксплуатационной надежности конструкции. Также нижняя растянутая обшивка, в соответствии с формулой (7.26) СП 64.133300. 2017 / 155 / учитывается в расчетах со снижающим коэффициентом $m_{\phi} = 0,6$, что существенно уменьшает эффек-

тивность её участия в составе совмещенной конструкции. Эти факторы обосновали целесообразность отказа от нижней обшивки как силового элемента для случаев, когда в проектируемых помещениях не требуется устройство сплошного потолка, что и было реализовано в конструкции совмещенной плиты, приведенной на рисунке 2.6. В отличие от конструкции с коробчатым замкнутым сечением предлагаемый вариант представляет собой ребристую плиту незамкнутого П-образного профиля (по аналогии с рисунком 2.2).



- 1 – несущие армированные деревометаллические ребра; 2 – диафрагмы жесткости;
 3 – верхняя обшивка; 4 – продольные ребра; 5 – пароизоляция;
 6 – гидроизоляция; 7 – утеплитель; 8 – стальные уголки; 9 – стальные стержни

Рисунок 2.6 – Совмещенная плита 1,5х12,0м П-образного поперечного сечения с продольными вспомогательными ребрами и с несущими армированными деревометаллическими ребрами

Несущие ребра в предложенной конструкции аналогичны варианту по рисунку 2.5, за исключением армирующих элементов, в качестве которых приняты стальные гнутые профилированные швеллеры толщиной 2 мм. При этом площадь армирования в нижнем поясе превышает площадь армирования в верхнем поясе / 161, 163 /. Данная асимметрия армирования введена в конструкцию намеренно и служит для компенсации смещения нейтральной оси поперечного сечения, вызванного наличием только одной верхней фанерной обшивки и включенных в работу вспомогательных продольных ребер. Увеличенная площадь металла в нижней зоне позволяет конструктивно сместить центр тяжести сечения вниз, догружая растянутую зону и разгружая сжатую, что повышает эффективность использования прочностных свойств как фанеры верхней обшивки, так и древесины поясов. Крепление стальной профилированной стенки к несущему каркасу осуществляется к вертикальной стенке клеенного швеллера при помощи самонарезающих винтов идентично базовому варианту.

Верхний ограждающий щит представляет собой многослойную конструкцию, основой которой служат листы фанеры, соединенные «на ус» по длине плиты с приклеенными сверху вспомогательными ребрами, ориентированными вдоль пролета плиты и за счёт жёсткого соединения с фанерой включенными в общую работу конструкции. Между вспомогательными ребрами по фанере уложен слой пароизоляции, поверх которого размещены утеплитель и гидроизоляция.

Применение швеллеров толщиной 2 мм взамен Т-образных стержней, состоящих из стальной полосы и круглой арматуры, используемых в варианте по рисунку 2.5, позволило повысить технологичность заводского изготовления ребер. При вклейке круглой арматуры в паз образуются пустоты, требующие избыточного расхода клея, тогда как прямоугольное сечение швеллера сопрягается с пазами аналогичной формы с минимальными зазорами, что обеспечивает экономию клеевого состава при одновременном увеличении площади контакта. Кроме этого, гнутый швеллер представляет собой готовый

цельный профиль, не требующий сварки полосы с круглым стержнем, что является достаточно трудоемким процессом. Помимо указанных преимуществ, П-образная конструкция с одной верхней обшивкой открыта снизу, что способствует естественной вентиляции пространства между ребрами, что полностью исключает риск образования конденсата на поверхности стальных стенок и, соответственно, опасность загнивания деревянных элементов при возможных колебаниях температуры и влажности наружного воздуха.

С учетом вышеизложенного можно считать, что разработанный вариант совмещенной плиты с односторонней обшивкой, продольными вспомогательными ребрами и армированием поясов гнутыми профилированными швеллерами разной площади представляет собой технологичное, экономичное и долговечное конструктивное решение, позволяющее реализовать преимущества совмещения разнородных материалов при работе, в том числе, в условиях умеренно-влажной эксплуатации.

Отметим, что в совмещенных крупноразмерных плитах с деревометаллическими ребрами включение в несущих ребрах стальной профилированной стенки и армирующих пояса элементов в общую работу конструкции обеспечивает существенное увеличение геометрических характеристик поперечного сечения. Для подтверждения достоверности этого факта рассмотрим приведенные моменты инерции поперечных сечений конструкций, показанных на рисунках 2.5 и 2.6.

Совмещенная плита с размерами в плане 1,5х12,0 м по рисунку 2.5 имеет коробчатое поперечное сечение с верхней и нижней обшивками одинаковой толщины. Ориентация вспомогательных ребер – поперек пролета (в общей работе конструкции на восприятие внешних нагрузок они не участвуют). Для такой конструкции, с учетом включения в работу плиты стальных стенок и арматуры поясов (стальные пластины, арматурные стержни), приведенный момент инерции $J_{пр}$ будет определяться по формуле:

$$J_{пр} = J_{ф} \frac{E_{ф}}{E_{д}} + J_{п} + J_{ст} \frac{E_{ст}}{E_{д}} + J_{арм} \frac{E_{арм}}{E_{д}}, \quad (2.4)$$

где J_{ϕ} , J_{π} , $J_{\text{ст}}$, $J_{\text{арм}}$ – суммарные моменты инерции верхней и нижней фанерных обшивок, деревянных поясов, стальных стенок, армирующих элементов соответственно относительно нейтральной оси расчетного поперечного сечения;

E_{ϕ} , $E_{\text{д}}$, $E_{\text{ст}}$, $E_{\text{арм}}$ – модули упругости фанеры, древесины, стальных стенок, арматурных стержней соответственно.

Аналогичная плита с такими же размерами в плане по рисунку 2.6 имеет П-образное поперечное сечение только с верхней обшивкой и с продольной ориентацией вспомогательных ребер, за счет чего они включаются в общую работу конструкции на восприятие внешних нагрузок. Кроме этого, с учетом вышеприведенных рекомендаций, по аналогии с клефанерными ребрами, деревянные пояса и армирующие их элементы в виде гнутых швеллеров приняты с разными размерами поперечных сечений. В этом случае приведенный момент инерции $J_{\text{пр}}$ будет определяться по формуле (2.5):

$$J_{\text{пр}} = J_{\text{в.р}} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\text{д}}} + J_{\pi} + J_{\text{ст}} \frac{E_{\text{ст}}}{E_{\text{д}}} + (J_{\text{в.арм}} + J_{\text{н.арм}}) \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{д}}}, \quad (2.5)$$

где $J_{\text{в.р}}$, $J_{\text{в.арм}}$, $J_{\text{н.арм}}$ – суммарные моменты инерции вспомогательных ребер, арматуры верхнего пояса, арматуры нижнего пояса соответственно относительно нейтральной оси расчетного поперечного сечения.

При расчете рассматриваемых плит на расчетную нагрузку $6,2 \text{ кН/м}^2$, (нормативная – $4,5 \text{ кН/м}^2$) были получены следующие параметры составных элементов расчетных поперечных сечений несущих ребер:

- для плиты по рисунку 2.5 – высота поперечного сечения несущего ребра 500 мм; поперечные сечения поясов 120x100(h) мм; стальной профилированный лист стенок С10 толщиной 0,5 мм; армирующие пояса элементы из стальной полосы 2,0x40 мм и арматурного стержня $\varnothing 10$ мм;

- для плиты по рисунку 2.6 – высота поперечного сечения несущего ребра 500; поперечные сечения поясов 120x80(h) мм – верхний и 120x120(h) мм – ниж-

ний; стальной профилированный лист стенок С10 толщиной 0,5 мм; армирующие пояса элементы из гнутых швеллеров 40х30х2,0 мм – верхний пояс и 60х30х3,0 мм – нижний пояс.

Результаты определения приведенных моментов инерций расчетных сечений несущих ребер сведены в таблицу 2.2.

Таблица 2.2. Значения приведенных моментов инерций поперечных сечений несущих ребер

Конструкция	Значения моментов инерции, см ⁴ х10 ³			
	Общий	Деревянные пояса	Профилир. стенки	Армирующие элементы
Плита по рисунку 2.5	$\frac{346}{100}$	$\frac{196}{57}$	$\frac{44}{13}$	$\frac{107}{31}$
Плита по рисунку 2.6	$\frac{467}{100}$	$\frac{154}{33}$	$\frac{47}{10}$	$\frac{266}{57}$

Примечание. В знаменателе указано процентное соотношение моментов инерции составных элементов несущих ребер по отношению к их общему расчетному моменту инерции.

Данные таблицы 2.2 подтверждают эффективность включения в несущих ребрах стальной профилированной стенки и армирующих пояса элементов в общую работу конструкции. В плите по рисунку 2.5 в общем моменте инерции расчетного поперечного сечения их доля составляет 44%, а в плите по рисунку 2.6 – 67%. В случае выполнения стенок из профилированных листов толщиной 0,7 мм их доля в общем моменте инерции составит до 20%.

Дальнейшее совершенствование деревометаллических армированных ребер может быть связано с несколькими перспективными направлениями, затрагивающими как конструкцию армирующих элементов, так и способы их соединения. Одним из таких направлений является замена гладких швеллеров на профили с перфорированными полками, которые клеиваются в массив древесины. При клеивании таких элементов клей, проникая в отверстия перфорации, образует клеевые шпонки. Это техническое решение, исследованием которого занимался Лисицкий И.И. / 72, 101 /, позволяет не только улучшить

работу клеевого соединения на сдвиг за счет механического зацепления, но и достичь заметной экономии металла благодаря уменьшению площади сечения полок без потери несущей способности.

Параллельно с модификацией геометрии стальных профилей целесообразно рассмотреть возможность их замены на алюминиевые / 36 /. Применение алюминиевых сплавов способно повысить коррозионную стойкость конструкции, снизить собственный вес плит в целом, что особенно актуально для крупноразмерных элементов. Несомненно, что реализация данного подхода требует проведения дополнительных исследований, направленных на изучение риска электрохимической коррозии в местах контакта разнородных металлов - алюминия стержней, стали стенок и самонарезающих винтов.

Также повышения технологичности изготовления деревометаллических ребер можно добиться за счет совершенствования способов соединения тонких стальных стенок с деревянным каркасом. В частности, перспективным представляется использование дюбель-гвоздей с пороховым зарядом, забиваемых с помощью монтажного пистолета / 165 /. Эти гвозди способны пробивать стальные листы толщиной до 3 мм, обеспечивая при этом высокую несущую способность и плотность соединения. Следствием этого является сокращение требуемого количества точек крепления и, соответственно, увеличение скорости монтажа по сравнению с самонарезающими винтами. Проведенные автором «пилотные» эксперименты в этом направлении подтвердили целесообразность применения такого способа соединения (рисунок 2.7).

Еще один путь рационализации конструктивных решений деревометаллических ребер со стенкой из стальных профилированных листов предлагается в рамках авторского патента на полезную модель / 168 /, где П-образные металлические профили выполнены с зубчатыми полками по аналогии с металлическими зубчатыми пластинами (рисунок 2.8). Эти профили соединяют со стальным профилированным листом с помощью точечной сварки, после чего их запрессовывают в деревянный массив поясов, по аналогии с технологией запрессовки металлических зубчатых пластин (МЗП) / 65, 66 /.

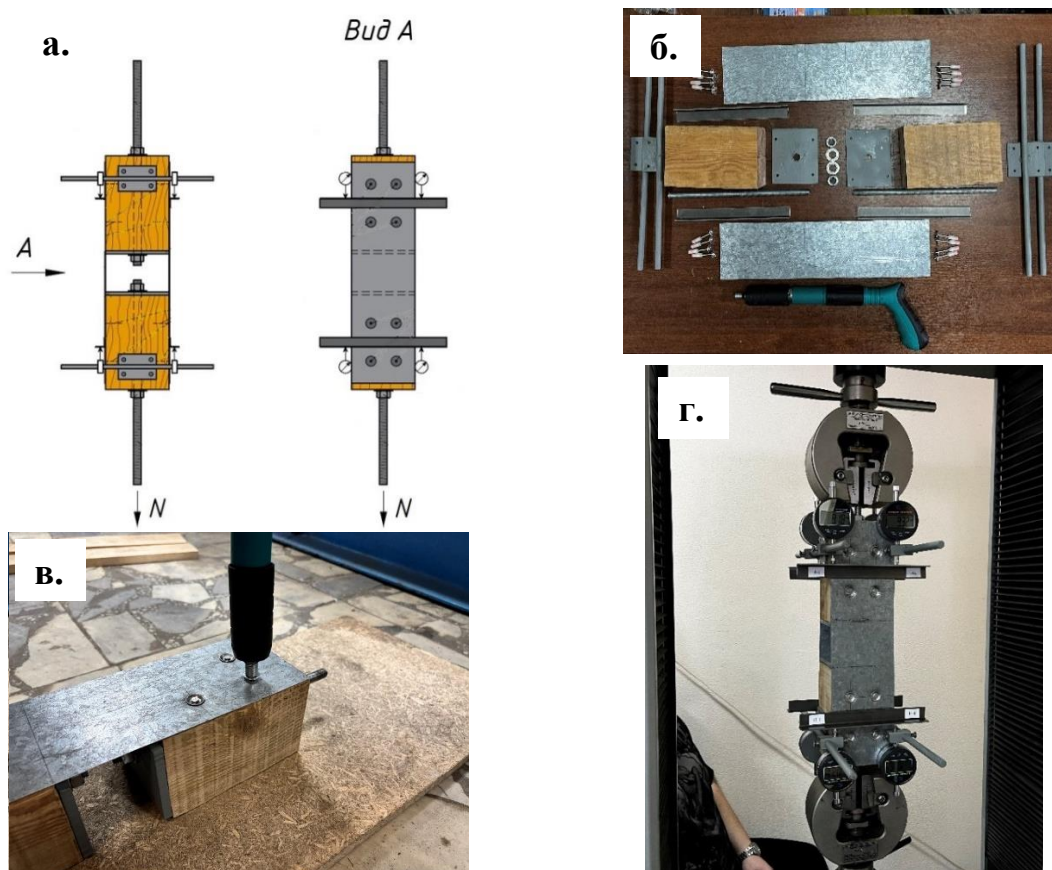
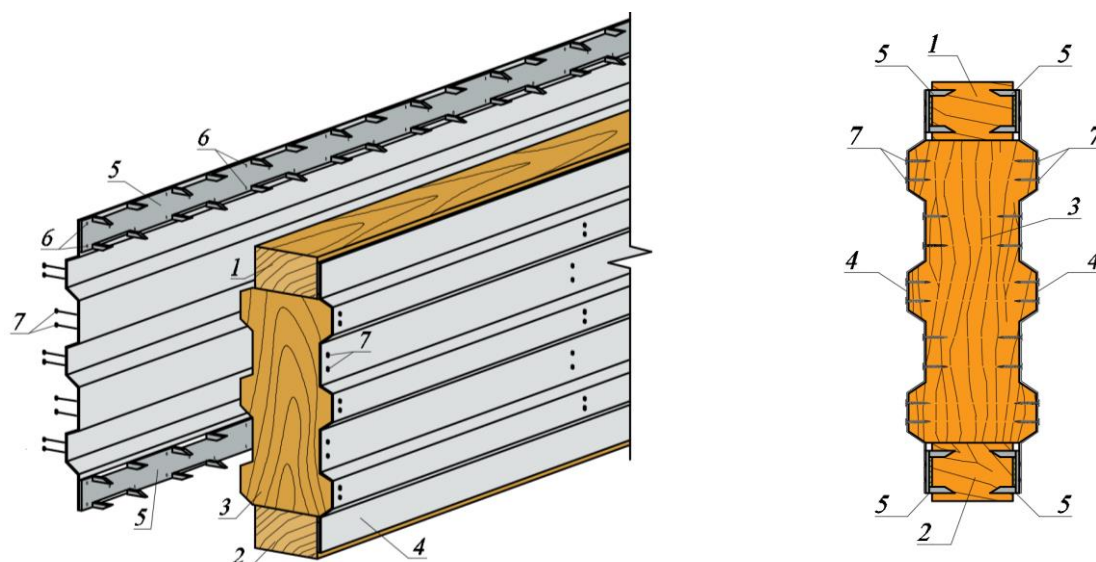


Рисунок 2.7 – Испытания «пилотных» образцов соединения тонких стальных листов с деревянными элементами: а – схема опытного образца; б - комплект для сборки образца; в - забивка дюбель-гвоздей; г – образец в процессе загрузки



1,2 – верхний и нижний деревянные пояса; 3 – ребро жесткости; 4 – профилированные стенки;
5 – П-образные профили с зубчатыми полками; 6 – точечная сварка;
7 – самонарезающие винты;

Рисунок 2.8 – Техническое решение деревометаллического ребра со стенкой, снабженной зубчатыми П-образными профилями

Множество зубьев, внедренных в древесину, обеспечивает полноценное включение металлической полосы в общую работу конструкции, а жесткая сварка гарантирует надежную связь со стальной стенкой, аналогичную соединению на саморезах. С точки зрения заводской сборки это решение является одним из наиболее технологичных, поскольку формирование узла крепления стенки к каркасу осуществляется путем запрессовки предварительно сваренного точечной сваркой пакета «зубчатый П-образный профиль - профилированный лист» в массив древесины, что исключает трудоемкие операции по вклейке стержней с выдержкой запрессованного давления в течение суток и установке многочисленных саморезов и позволяет автоматизировать процесс сборки ребра. Тем не менее, вопрос податливости зубчатого соединения в условиях длительного воздействия нагрузок и переменной влажности остается открытым и требует проведения отдельных специальных, в том числе длительных, экспериментальных исследований.

Кроме этого, в рассматриваемом варианте несущего ребра предлагается выполнить боковые грани ребер жесткости гофрированными с очертанием гофров, совпадающим с гофрами стальных гофрированных стенок с их креплением к боковым граням ребер жесткости в каждом гофре (рисунок 2.8). Такое решение в сравнении с деревометаллическим ребром, у которого такое соединение выполнено через гофр, уменьшает свободную длину между точками крепления и, соответственно, увеличивает устойчивость отсеков стенки, расположенных между ребрами жесткости, что приводит к увеличению расчетной несущей способности ребер плит в целом.

Известны и другие способы увеличения устойчивости отсеков стенки, например, за счет уменьшенного, в сравнении с рядовым, шага ребер жесткости в приопорных отсеках, применения в этих отсеках восходящих диагональных ребер жесткости или подкрепляющих элементов / 51 /.

Расход основных материалов на разработанные конструкции плит с деревометаллическими ребрами для условий строительства в VIII снеговом районе, приведен в таблице 2.3.

Таблица 2.3. Расход основных материалов на разработанные конструкции плит с деревометаллическими ребрами

Тип конструкции	Древесина, м ³	Фанера, м ³	Металл, кг	Профлист, м ²
Плита 1,5х12м по рисунку 2.5	$\frac{1,054}{0,059}$	$\frac{0,480}{0,027}$	$\frac{142,7}{7,9}$	$\frac{30,12}{1,67}$
Плита 1,5х12м по рисунку 2.6	$\frac{0,964}{0,054}$	$\frac{0,216}{0,012}$	$\frac{223,5}{12,4}$	$\frac{30,12}{1,67}$
Плита 1,5х12м по рисунку 2.6 с ребрами без армирования (аналог)	$\frac{1,571}{0,087}$	$\frac{0,216}{0,012}$	$\frac{12,5}{0,7}$	$\frac{38,22}{2,12}$
Плита 3,0х12м по рисунку 2.6	$\frac{1,862}{0,052}$	$\frac{0,432}{0,012}$	$\frac{389,3}{10,8}$	$\frac{46,08}{1,28}$

Примечания. 1. В числителе указан расход материалов на плиту, в знаменателе - расход на 1 м² конструкции.

2. Конструкции плит рассчитаны на действие нагрузок: расчетная – 6,2 кН/м², нормативная – 4,5 кН/м².

2.4 Узловые сопряжения разработанных типов конструкций

Прочность, жесткость и долговечность разрабатываемых строительных конструкций во многом определяется надежной работой их узловых соединений. Этот постулат автор реализовывал и в рассматриваемом классе несущих ребер. Кроме этого при проведении разработок узловых соединений учитывался принцип простоты выполнения сопряжения отдельных элементов с применением как традиционных, так и инновационных типов связей / 169 / с возможностью изготовления несущих ребер и совмещенных плит в целом в заводских условиях на существующих технологических линиях без существенной их переоснастки и реновации. При этом, акцент делался на необходимости обеспечения в несущих ребрах совместной работы деревянных поясов и фанерной или стальной стенки. Это реализовывали при помощи клеевых сопряжений и армирования поясов. Примеры разработанных узлов несущих ребер приведены на рисунках 2.9 и 2.10.

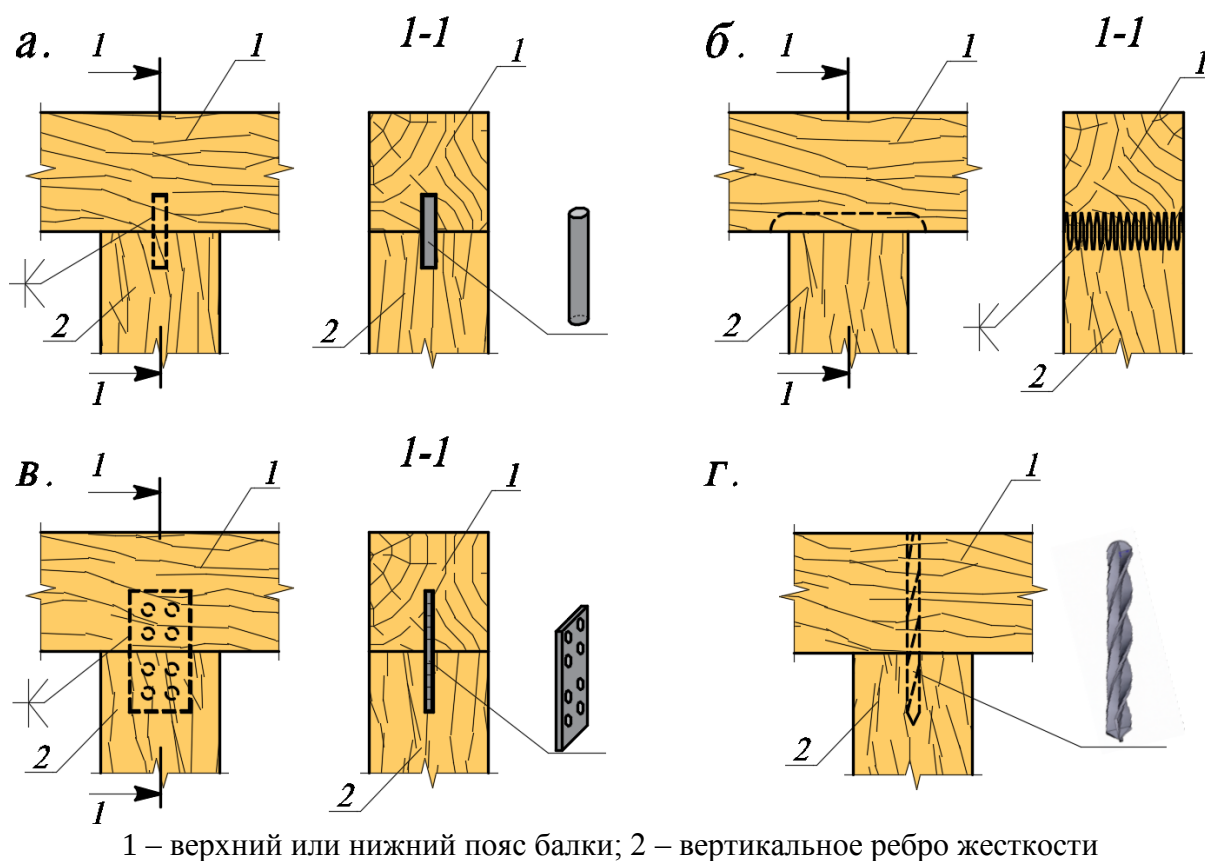


Рисунок 2.9 – Примеры узлов соединения поясов и ребер жесткости несущих ребер: а – на стальных или стеклопластиковых клеенных нагелях; б - на зубчатых шипах; в – на клеенных плоских стержнях с отверстиями; г – на витых крестообразных нагелях

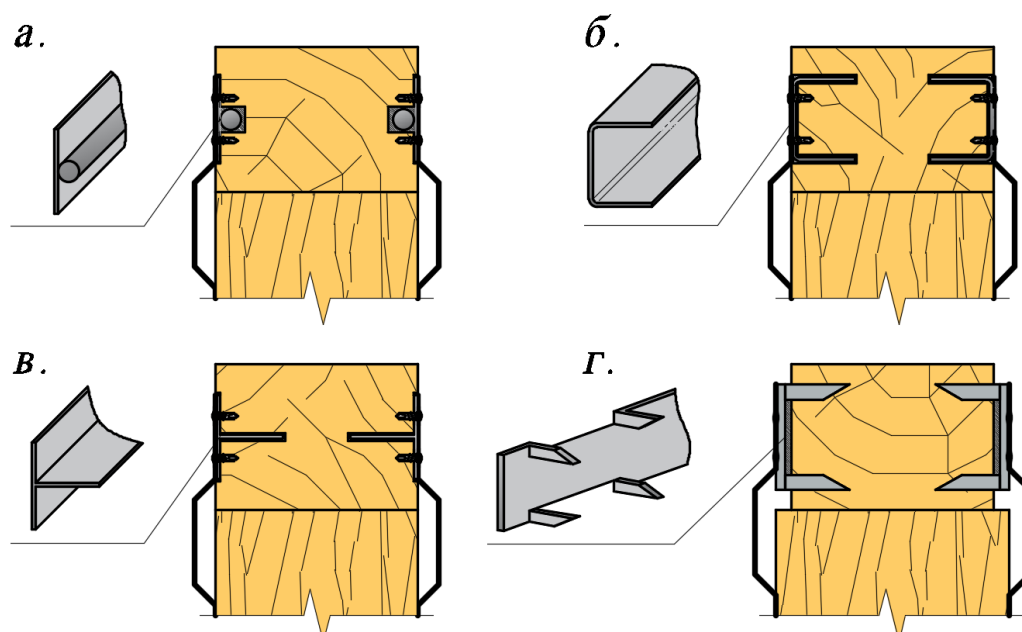


Рисунок 2.10 – Варианты схем армирования поясов деревометаллических ребер при помощи стальных клеенных полос и арматурных стержней (а), гнутых швеллеров (б), Т-образных стержней (в), зубчатых пластин (г)

Вариант узла с применением стальных или стеклопластиковых клеенных нагелей (рисунок 2.9,а) позволяет добиться надежного сопряжения, обеспечивающего несмещаемость ребра относительно пояса, что выгодно сочетается с технологической простотой изготовления. Решение на зубчатых шипах (рисунок 2.9,б) не требует установки дополнительных элементов и позволяет выполнить монолитное клеевое соединение при наличии соответствующего технологического оборудования. Вариант узла на клеенных плоских стержнях с отверстиями (рисунок 2.9,в), по существу, представляет собой развитие узла на клеенных нагелях, отличаясь более развитой геометрией. Наличие отверстий в теле стержня приводит к формированию в них клеевых шпонок / 72, 101 /, что увеличивает степень адгезии древесины с металлом. Вариант сопряжения при помощи витых крестообразных нагелей (рисунок 2.9,г) позволяет отказаться от операции склеивания, обеспечивая при этом легкое внедрение в массив древесины и плотности контакта / 95, 171 /.

Рассмотренные варианты армирования поясов (рисунок 2.10) должны удовлетворять ряду общих требований: обеспечивать выполнения двух рядов элементов крепления стальных стенок; площадь сечения армирующих стержней в пределах 2-4 % от площади пояса / 90 /; размеры пазов для вклейки, должны превышать размеры стержня на 3–4 мм для формирования клеевой прослойки-демпфера при температурно-влажностных деформациях. Армирование составным сечением по рисунку 2.10,а отличается простотой, но требует применения сварки. Клеенные гнутые швеллера (рисунок 2.10,б) имеют увеличенную площадь контакта с клеем при относительной простоте выполнения пазов. Т-образный профиль стержня (рисунок 2.10,в) представляет собой более технологичное решение, поскольку требует устройства паза без фасок. Вариант армирования с зубчатыми стальными полосами (рисунок 2.10, г) является инновационным / 168 /, не требует выполнения пазов и позволяет отказаться от выдержки конструкции в прессе до затвердевания клея, так как внедрение зубьев древесины обеспечивает необходимое прижимное давление и плотное прилегание элементов непосредственно после запрессовки.

2.5 Выводы по второй главе

1. Определены основные принципы формообразования рациональных типов несущих ребер, работающих в составе крупноразмерных плит, у которых обшивка включена в общую работу конструкции.

2. Применение в качестве несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе клеефанерных балок двутаврового или коробчатого поперечных сечений с прерывистыми фанерными стенками и с деревянными поясами различной площади обеспечивает экономию фанеры до 40% и древесины на 7-9% в сравнении с аналогичными ребрами со сплошной стенкой и поясами равной площади. Также достигается дополнительная экономия клеевой композиции и количества запрессовочных гвоздей при изготовлении каждого из несущих ребер.

3. Несущие ребра совмещенных плит, выполненные в виде армированных деревометаллических балок коробчатого поперечного сечения со стенкой из стальных профилированных листов с ориентацией гофров вдоль пролета плиты и с их креплением при помощи механических связей к клееным в массив древесины поясам стальным элементам по плоскости «металл-металл» позволяют увеличить геометрические характеристики расчетных поперечных сечений до 35% в сравнении с аналогичными ребрами без армирования или сокращение общего расхода материалов на несущие ребра на 21-28% в зависимости от величины действующих нагрузок и перекрываемого пролета.

4. Разработанные типы несущих ребер за счет изменения поперечных сечений поясов, процента их армирования, толщины стенок, простоты узловых соединений могут быть легко унифицированы по своим технологическим параметрам и изготовлены на существующих технологических линиях без какой-либо их существенной переоснастки.

5. Преимущества предложенных типов ребер в сравнении с известными конструктивными решениями определяют технико-экономическую целесообразность их использования в строительстве.

3 НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ РАЗРАБОТАННЫХ ТИПОВ НЕСУЩИХ РЕБЕР

3.1 Общее направление и цель исследований

Разработка рациональных типов несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе требует не только поиска новых технических решений, но и всестороннего анализа их действительной работы с учетом особенностей конструкции. Зачастую приведенные в соответствующих сводах правил аналитические расчеты не в полной мере отражают особенности напряженно-деформированного состояния (НДС) предлагаемых конструктивных форм и, соответственно, требуют определённой корректировки. Такую корректировку целесообразно провести с применением современных методов численного моделирования, которые базируются на методе конечных элементов и позволяют с высокой достоверностью воспроизводить НДС новых типов конструкций. Именно численный эксперимент дает возможность оперативно варьировать геометрическими и физическими параметрами исследуемого несущего элемента, анализировать эффективность предлагаемых конструктивных мероприятий и получать данные, необходимые для корректировки существующих нормативных инженерных методик расчета, приведенных в сводах правил.

Особенностью рассматриваемого класса конструкций является обязательный учет включаемой в работу ребер обшивок, которые оказывают существенное влияние на положение нейтральной оси расчетных поперечных сечений плит. При этом несущие ребра являются по своей сути элементами составного сечения, где разномодульные обшивка, пояса и стенка взаимодействуют друг с другом посредством клеевых и механических связей.

Исследования, приведенные в настоящей главе, ориентированы на совмещенные плиты с двумя несущими ребрами как наиболее рациональные в сравнении с часторебристыми конструкциями. При этом, с учетом симметрии поперечных сечений плит расчетную схему при аналитических расчетах целе-

сообразно сводить к тавровому сечению, образованному одним ребром и половиной ограждающей части, с приложением соответственно вдвое уменьшенной нагрузки. Учёт включения обшивок в общую работу при этом производится по известной методике введением приведённой ширины, принимаемой меньше фактической для отражения неравномерности распределения нормальных напряжений по полке и неполноты её включения в изгибе. Аналогичный подход реализован и в численных исследованиях, что позволило за счет симметрии сократить размерность задачи и обеспечить прямое сопоставление результатов с аналитическими расчётами. При наличии двусторонней обшивки одинаковой толщины, по аналогии с плитой по рисунку 2.5, обшивками при моделировании можно пренебречь, поскольку они не влияют на смещение как нейтральной оси, так и на общее напряженно-деформированное состояние несущего ребра. Такой прием снижает трудоёмкость вычислений без потери точности результатов.

Общей целью аналитических и численных исследований является подтверждение выдвинутых рабочих гипотез, оценка напряженно-деформированного состояния предложенных типов несущих ребер с учетом их конструктивных особенностей и работающих в составе совмещенных крупноразмерных плит, а также выработка на основе полученных результатов практических рекомендаций и корректирующих поправок к существующим методикам расчета рассматриваемого класса конструкций.

Исследования проведены для разработанных конструкций, примеры которых представлены во второй главе диссертации. В качестве вариантов рассмотрены несущие клеефанерные ребра с прерывистой стенкой и дерево-металлические ребра с армированными поясами и стенкой из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров. С учетом различных конструктивных особенностей и материалов, принятых для изготовления несущих ребер, перечень решаемых задач для достижения вышеприведенной цели, представлен ниже в соответствующих подразделах настоящей главы.

3.2 Исследование особенностей напряженно-деформированного состояния клеефанерных ребер с прерывистой стенкой

При проведении исследований расчету подлежало несущее ребро, работающее в составе совмещенной крупноразмерной плиты с параметрами, соответствующими опытному образцу, результаты экспериментальных исследований которых приведены в четвертой главе. Такой подход обеспечивал возможность сопоставления теоретических и экспериментальных данных и подтверждение адекватности разработанных конечно-элементных моделей. Также расчетам подлежали натурные конструкции плит с разработанными клеефанерными ребрами, при этом варьировали следующие основные параметры: пролет плит 9,0...15,0 м; ширина плит 1,5 м и 3,0 м; снеговая нагрузка I...VIII снеговые районы (в качестве базового принят III район с нормативной снеговой нагрузкой $1,5 \text{ кН/м}^2$).

3.2.1 Теоретические алгоритмы расчета по деформациям

Для достижения поставленной цели при исследовании клеефанерных ребер с прерывистой стенкой необходимо было решить следующие задачи:

- дать общую оценку НДС разработанных конструкций несущих ребер с учетом наличия прерывистой фанерной стенки;
- провести варианты расчеты клеефанерных ребер с прерывистой стенкой и оценить влияние проемов на деформативность конструкции;
- определить наиболее критичные проверки рассматриваемого класса ребер по прочности, жесткости и устойчивости при оценке эксплуатационной надежности несущих ребер и совмещенных крупноразмерных плит в целом;
- путем сопоставления численных результатов с данными, полученными по нормативным аналитическим методикам выявить систематические расхождения и разработать предложения по уточнению расчетных зависимостей.

Решение перечисленных задач позволит не только подтвердить справедливость выдвинутых гипотез, но и сформировать практические рекоменда-

ции для проектирования совмещенных плит с рациональными конструкциями несущих клеефанерных ребер.

Применение клеефанерных элементов с прерывистой стенкой в качестве несущих ребер совмещенных крупноразмерных плит связано с рядом специфических задач. При этом, если расчеты по первой группе предельных состояний (проверка нормальных напряжений в наиболее нагруженном поперечном сечении, расчет на восприятие касательных напряжений в опорных зонах, дополнительная проверка по прочности поперечного сечения в месте отсутствия стенки и т.д.) можно выполнить по нормативной методике, подробно изложенной в СП 64.13330.2017 / 155 /, то расчет по деформациям вызывает наибольшую сложность. Это связано с тем, что существующие методики расчета, изложенные в нормативных документах, не учитывают переменность геометрических характеристик сечения на участках без стенки. В результате традиционные методы могут давать значительные погрешности при определении прогибов. Для исследования этого вопроса определим деформации рассматриваемых ребер как балок, работающих на поперечный изгиб без учета обшивок, поскольку их наличие практически не влияет на величину изменения прогибов в зависимости от доли заполнения стенок фанерой. При этом проведем сравнение результатов теоретических расчетов, базирующихся на известных методах строительной механики, и численного эксперимента, выполненного в ПК «Лира 10.12». Такой подход позволяет, кроме определения расчетных величин прогибов, оценить адекватность разработанной числовой модели балки с применением метода конечных элементов. Для получения объективных данных и выработки обоснованных алгоритмов расчета рассматриваемых балок по деформациям, а также для определения рационального местоположения проемов в стенках и их допустимых площадей варьировали такие параметры как нагрузка, пролет, уклон верхней грани, площадь проемов прерывистой стенки. Полученные значения сравнивали с величинами прогибов для аналогичных балок со сплошной стенкой. Размеры поперечных сечений исследуемых балок с фиксированными параметрами нагрузки, пролета и

уклона верхней грани принимали по результатам расчета с учетом сплошной фанерной стенки и в дальнейшем при варьировании площади проемов их не изменяли, что обеспечивало сопоставимость получаемых данных. Кроме этого, результаты теоретических и численных расчетов прогибов сопоставляли с прогибами, определенными по методике, приведенной в СП 64.13330.2017 / 155 /. В качестве базовой конструкции принята клеефанерная балка с прерывистой стенкой, показанная на рисунке 3.1.

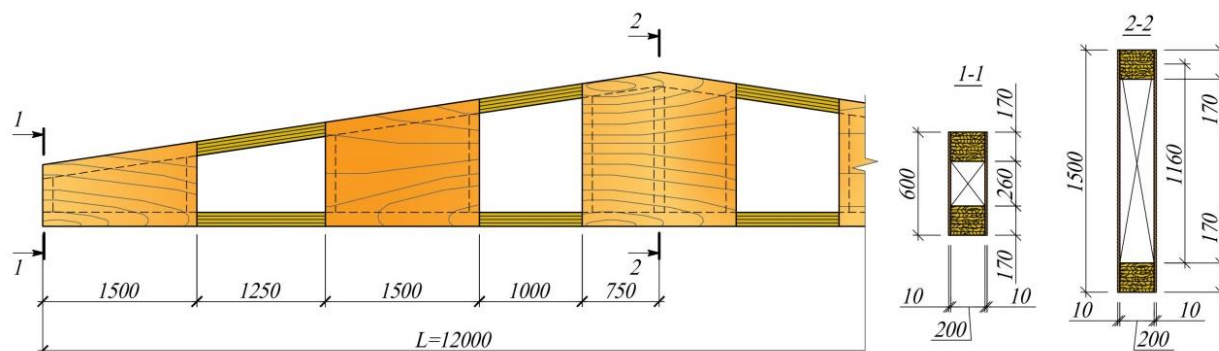


Рисунок 3.1 – Конструктивное решение клеефанерной балки с прерывистой стенкой (базовый вариант)

Рассмотрим особенности теоретического алгоритма расчета по деформациям клеефанерных балок с прерывистой стенкой, базирываясь на известных методах строительной механики и рекомендациях по расчету аналогичных конструкций, приведенных в трудах / 14, 15, 20, 55, 56, 74, 79, 92 /. Для удобства проведения расчетов приведем равномерно-распределенную нагрузку к сосредоточенным силам, приложенным к вертикальным ребрам жесткости, что также соответствует границам характерных расчетных участков. При количестве сосредоточенных сил на длине балки не менее девяти такую замену можно считать адекватной. Расчетная схема балки показана на рисунке 3.2.

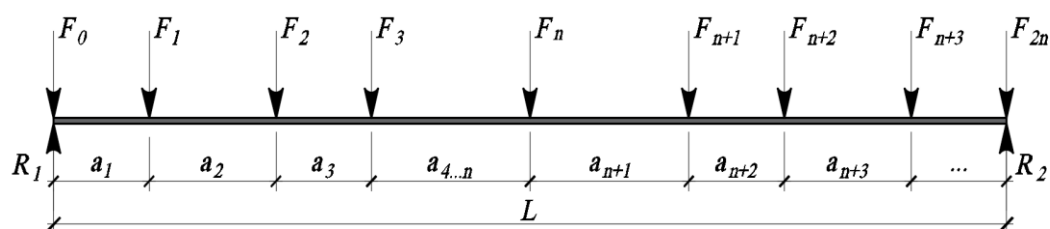


Рисунок 3.2 – Расчетная схема балки с приложением сосредоточенных сил по границам характерных участков (в местах вертикальных ребер жесткости)

Будем считать, что силы $F_0, F_1, \dots, F_n$ являются результатом действия вертикальной распределенной нагрузки q . Тогда:

$$F_0 = \frac{qa_1}{2}; F_i = \frac{q(a_1 + a_2)}{2}; F_n = qa_n. \quad (3.1)$$

В дальнейшем будем учитывать симметричной приложением нагрузки на правую половину балки. Можно принять реакции на опорах R как следующее выражение:

$$R = (R_1 - F_0) = \left(\frac{qL}{2} - \frac{qa_1}{2} \right) = \frac{q(L - a_1)}{2}. \quad (3.2)$$

Вычислим ординаты эпюр изгибающих моментов в сечениях $0, 1, 2, \dots, n$. При узловой передаче нагрузки эти эпюры будут линейными.

$$\begin{aligned} M_0 &= 0; \\ M_1 &= R \cdot a_1 = \frac{q(L - a_1)a_1}{2}; \\ M_i &= M_{i-1} + \left(R - \sum_{k=1}^i F_{i-1} \right) a_i, i = 2, \dots, n. \end{aligned} \quad (3.3)$$

Значения эпюр поперечных сил для узловой передачи нагрузки принимаются постоянными на участках:

$$\begin{aligned} Q_1 &= R = \frac{q(L - a_1)}{2} \\ Q_i &= R - \sum_{k=1}^i F_{i-1}, i = 2, \dots, n. \end{aligned} \quad (3.4)$$

Для определения перемещений используем формулу Мора, тогда необходимо определить эпюры от единичной нагрузки в сечении, перемещение которого требуется определить. Для произвольного сечения i ($i=1,2,3..n$) ордината эпюры под сечением равна:

$$\bar{M}_i = \frac{L - \sum_{k=1}^i a_k}{L} \sum_{k=1}^i a_k. \quad (3.5)$$

Для остальных сечений слева и справа от рассматриваемого ордината эпюры составит:

$$\bar{M}_j^{\text{лев}} = \frac{\sum_{k=1}^J a_k}{\sum_{k=1}^i a_k} \bar{M}_i, j = 1, 2, \dots, i-1, \quad (3.6)$$

$$\bar{M}_j^{\text{прав}} = \frac{L - \sum_{k=1}^J a_k}{L - \sum_{k=1}^i a_k} \bar{M}_i, j = i+1, \dots, 2n-1. \quad (3.7)$$

Значения эпюры поперечных сил определим по формулам:

$$\bar{Q}_j^{\text{лев}} = \frac{L - \sum_{k=1}^i a_k}{L}; \quad (3.8)$$

$$\bar{Q}_j^{\text{прав}} = \frac{\sum_{k=1}^i a_k}{L}; \quad (3.9)$$

Формула Мора для определения вертикального перемещения i -го сечения с учетом деформаций сдвига (применительно к балке со сплошной стенкой) имеет известный вид:

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^{2n} \int_{a_k} \frac{M(x) \cdot \bar{M}(x)}{EJ(x)} dx + \sum_{k=1}^{2n} \int_{a_k} \frac{\mu Q(x) \cdot \bar{Q}(x)}{GA(x)} dx. \quad (3.10)$$

В случае балки постоянного или ступенчатого сечения эта формула может быть записана в следующем виде:

$$\begin{aligned} \Delta_i = \sum_{k=1}^{2n} \frac{a_k (2M_{k-1} \bar{M}_{k-1} + 2M_k \bar{M}_k + M_{k-1} \bar{M}_k + M_k \bar{M}_{k-1})}{6EJ_k} + \\ + \sum_{k=1}^{2n} \frac{\mu \cdot a_k \cdot Q(x) \cdot \bar{Q}(x)}{GA_k}. \end{aligned} \quad (3.11)$$

Определение приведенных момента инерции и площади сечения:

$$J_{\text{пр}} = J + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E}, \quad (3.12)$$

$$A_{\text{пр}} = A + A_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E}, \quad (3.13)$$

где J, J_{ϕ}, E, E_{ϕ} – моменты инерции и модули упругости древесины и фанеры соответственно; A, A_{ϕ} – площади сечения древесины и фанеры.

Момент инерции древесины составит:

$$J = 2bh \cdot \left(\frac{h^2}{12} + \left(\frac{H-h}{2} \right)^2 \right); \quad (3.14)$$

где b, h – ширина и высота поперечного сечения деревянных поясов;
 H – высота рассматриваемого сечения.

Аналогично момент инерции фанерных стенок:

$$J_{\phi} = 2\delta \cdot \frac{H^3}{12}. \quad (3.15)$$

где δ – толщина фанеры.

Площади элементов сечения поясов A и стенок A_{ϕ} будут равны:

$$A = 2bh; \quad (3.16)$$

$$A_{\phi} = 2\delta \cdot H. \quad (3.17)$$

Высота i -го сечения:

$$H_i = H_0 + \frac{2(H_n - H_0)}{L} \sum_{k=1}^i a_k. \quad (3.18)$$

Коэффициент формы для рассматриваемого сечения коробчатого профиля можно определить по формуле:

$$\mu = \frac{A + A_{\phi}}{A'_{\phi}}; \quad (3.19)$$

где A'_{ϕ} – площадь фанеры между серединами поясов:

$$A'_{\phi} = 2\delta(H - h). \quad (3.20)$$

Упрощенный вариант расчета предусматривает ступенчатое изменение момента инерции, то есть момент инерции на участке принимается равным моменту инерции в середине участка:

$$\bar{H}_i = H_0 + \frac{2(H_n - H_0)}{L} \left(\sum_{k=1}^i a_k - \frac{a_i}{2} \right). \quad (3.21)$$

По формуле (3.11) был определен прогиб клеефанерных балок пролетами 9, 12 и 15 м, имеющих сплошную фанерную стенку, с учетом обеспечения условий прочности. Во всех случаях принималась клееная древесина для поясов с модулем упругости $E=10000$ МПа и водостойкая фанера марки ФСФ с соответствующим модулем $E_{\phi}=9000$ МПа. Толщина стенки принята 10 мм. Результаты, полученные для максимального прогиба, сравнивались с расчетом

по п.7.35 СП 64.13330.2017 / 155 /. Отметим, что во всех случаях предложенный вариант расчета дает несколько заниженные величины максимальных прогибов по сравнению с результатами расчета по / 155 /, расхождения для приведенных примеров составили 5...6%. С одной стороны, полученные результаты подтверждают адекватность и обоснованность инженерной методики определения прогибов балочных конструкций, приведенной в нормах, с другой стороны эта методика не позволяет учесть при расчете по деформациям наличие в балках участков без фанерной стенки.

Для таких балок формула (3.10) должна быть преобразована с учетом добавления компонента деформаций на участках без фанеры, связанного с изгибом поясов:

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^{2n} \int_{a_k} \frac{M(x) \cdot \bar{M}(x)}{EJ(x)} dx + \sum_{k=1}^{2n} \int_{a_k} \frac{\mu Q(x) \cdot \bar{Q}(x)}{GA(x)} dx + \Delta_i^A. \quad (3.22)$$

Последнее слагаемое представляет собой деформацию секции без подкрепления фанерой за счет действия поперечных сил (рисунок 3.3).

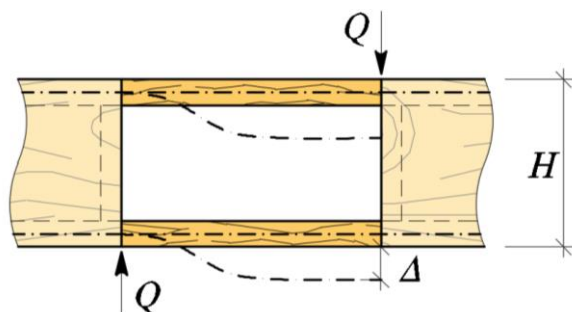


Рисунок 3.3 – Схема к определению деформаций секции без подкрепления фанерой за счет действия поперечных сил

Её можно определить, применив, например, метод перемещений для отдельной секции, тогда:

$$\Delta_i^A = \frac{Q_i l_i^3}{12EJ}. \quad (3.23)$$

При вычислении второго интеграла использовался метод Виренделя для расчета безраскосных ферм. Это позволило учесть перемещения от неравномерности распределения касательных напряжений по высоте стенки на участках, подкрепленных фанерой.

Так как параметры балки определяли исходя из обеспечения показателей жесткости и соблюдения условий по наличию подкрепления фанерой по

концам балки, в середине пролета и местах возникновения максимальных напряжений, то для практических рекомендаций по конструированию клеефанерных балок с прерывистой стенкой видится целесообразным установить зависимость между изменением прогиба и площади подкрепления фанерой.

Общая площадь стенки балки (боковая поверхность) составляет:

$$A_6 = \frac{L}{2} (H_0 + H_n). \quad (3.24)$$

Площадь подкрепления фанерой:

$$A_{6.ф} = 2 \left(H_0(a_1 + a_3 + a_5) + \frac{H_n - H_0}{L} (a_1^2 + a_3^2 + a_5^2 + + 2(a_3(a_1 + a_2) + a_5(a_1 + a_2 + a_3 + a_4))) \right) \quad (3.25)$$

Таким образом, относительная площадь заполнения (доля заполнения) стенки фанерой составит (верхний индекс «*» обозначает относительную величину):

$$A_{6.ф}^* = \frac{A_{6.ф}}{A_6}. \quad (3.26)$$

Прогиб удобно анализировать в относительной форме:

$$f^* = \frac{f_{\phi}}{f}, \quad (3.27)$$

где f_{ϕ} и f – прогибы балки при частичном и полном заполнении стенок соответственно.

На рисунке 3.4 представлена зависимость относительных прогибов балки от относительной площади заполнения стенки фанерой, при этом, для обеспечения ранее озвученных условий по установке фанеры, длины участков принимались с изменениями в диапазонах, например, для балки пролетом 12 м диапазоны составили $a_1=0,75..2,25$ м, $a_3=0,5..2,5$ м, $a_5=0,25..1,25$ м.

Как видно из графиков, представленных на рисунке 3.4, при относительной площади заполнения стенки $A_{6.ф}^*$, равной 0,6 (или 60%), влияние наличия проемов на прогиб балки минимально и, соответственно, эту величину рекомендуется считать предельной при конструировании рассматриваемого класса конструкций.

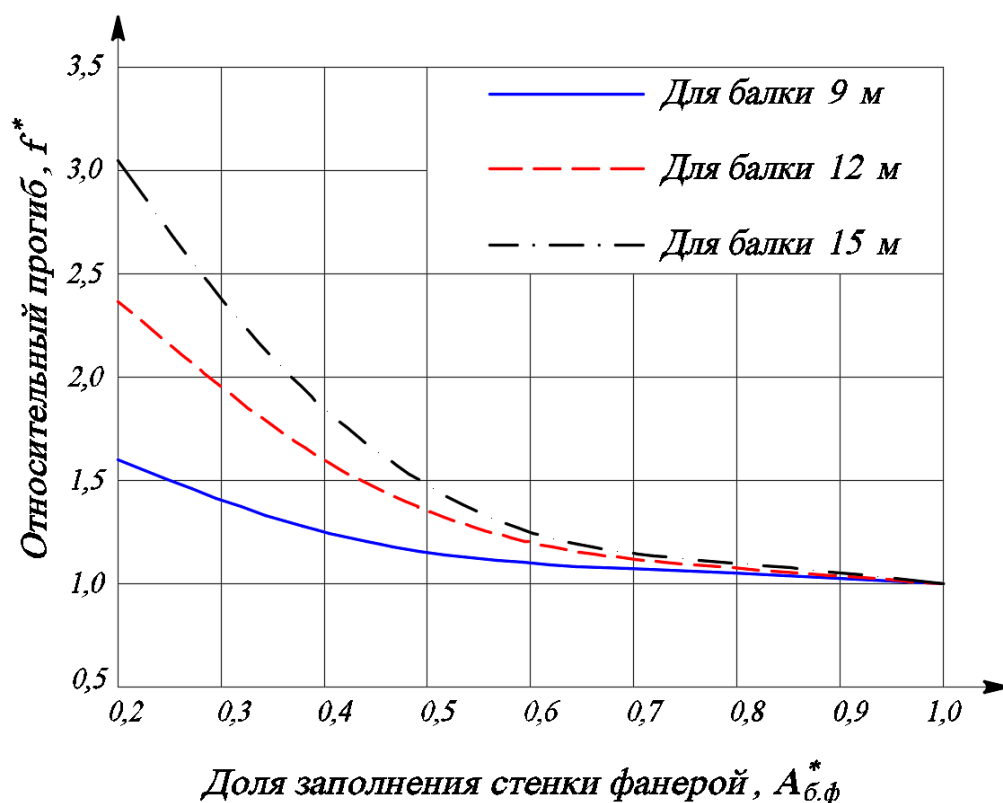


Рисунок 3.4 – Изменение относительного прогиба балки в зависимости от доли заполнения стенки фанерой

Для практических целей в качестве аппроксимирующей функции предлагается полином 2-й степени, значения коэффициентов которого зависят от пролета балки и приведены в таблице 3.1. В этом случае расчетное значение прогиба балки с частичным заполнением стенки фанерой может быть выражено через прогиб балки с полным заполнением и относительную площадь заполнения / 159 /:

$$f_{\phi} = k_1(A_{б.ф}^*(A_{б.ф}^* - 1,73) + k_2)f. \quad (3.28)$$

Таблица 3.1. Значения коэффициентов k_1 и k_2 для определения прогибов балки с прерывистой стенкой

Пролет балки, м	k_1	k_2
9	1,38	1,47
12	2,91	1,10
15	4,80	0,92

3.2.2 Численные исследования

Кроме вышеприведенных алгоритмов расчета клефанерных ребер с прерывистой стенкой по деформациям выполнены исследования их напряженно-деформированного состояния в целом при помощи численной модели, разработанной в ПК Ли́ра 10.12. Для подтверждения адекватности разработанной модели ее геометрические параметры, схема нагружения были приняты полностью аналогичными опытной конструкции, которая приведена на рисунке 4.1 в четвертой главе диссертации. Также в расчет были введены фактические модули упругости древесины и фанеры, определенные для опытных ребер, которые составили $E_d = 11900$ МПа и $E_\phi = 9120$ МПа соответственно.

Модель формировалась плоской расчетной схемой. Конечные элементы для поясов из деревянного бруса принимались стержневыми с сечением согласно рисунку 4.1, для фанерных стенок – пластинчатыми элементами с регулярной прямоугольной сеткой. Толщина элементов стенки принята 12 мм, так как в отсутствии расчета на устойчивость стенки можно объединить толщины двух фанерных стенок по 6 мм, что позволило упростить расчетную схему. В расчете размер ячейки конечно-элементной сетки принимался равным 20 мм. Соединение клеевых соединений фанерной стенки с деревянным каркасом принималось жестким, опирание самой балки моделировалось как шарнирное по концам нижнего пояса. Нагрузка принималась сосредоточенной в местах установки ребер жесткости. Задача решалась в линейной постановке. Характер деформирования ребер пролетом 3,95 м приведен на рисунке 3.5.

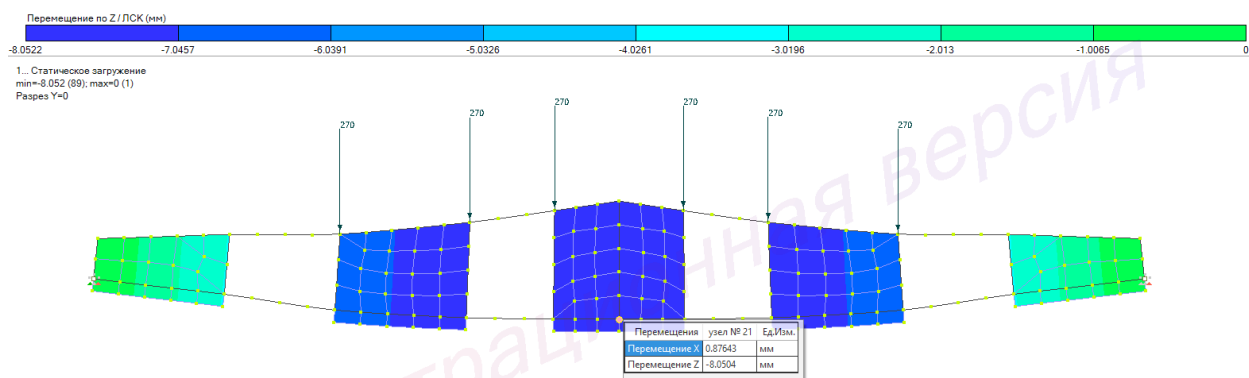


Рисунок 3.5 – Характер деформирования ребра пролетом 3,95 м и его прогибы

Максимальное значение прогиба ребра в конечно-элементной модели при действии расчетной нагрузки составило 8,05 мм, в третях пролета – 7,55 мм. Экспериментальные значения этих прогибов (смотри главу 4) были равны 8,32 мм и 7,85 мм соответственно. Отметим, что разница между теоретическими и экспериментальными данными составила 3,3-3,8%, что является одним из подтверждений адекватности разработанной численной модели.

Характер распределения нормальных и касательных напряжений в фанерной стенке, продольных усилий и изгибающих моментов в поясах, общая оценка устойчивости исследуемого ребра приведены на рисунках 3.6 - 3.10.

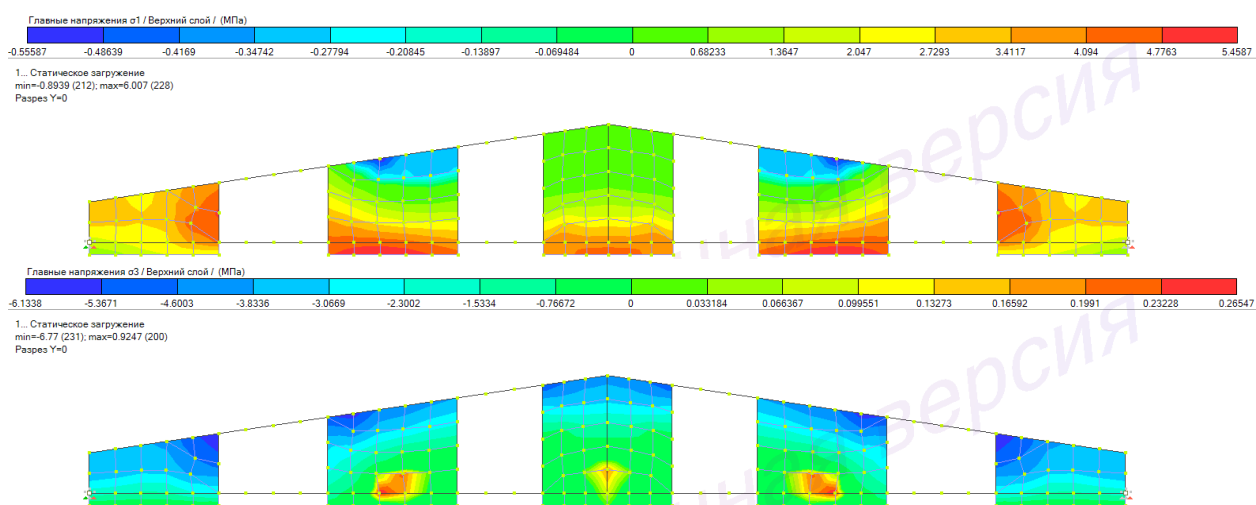


Рисунок 3.6 – Распределение главных напряжений σ_1 и σ_3 в стенке

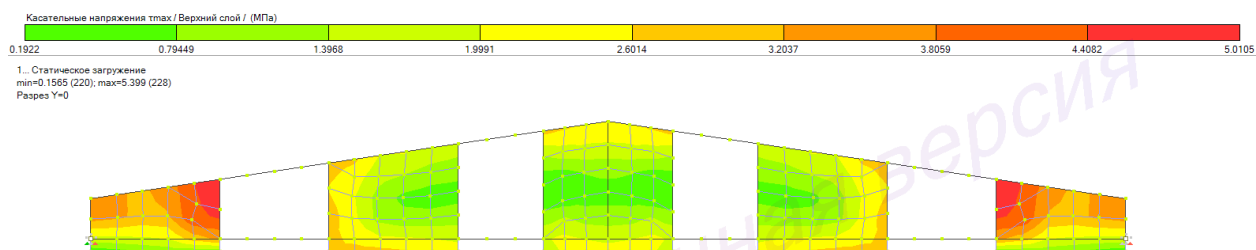


Рисунок 3.7 – Распределение касательных напряжений в стенке

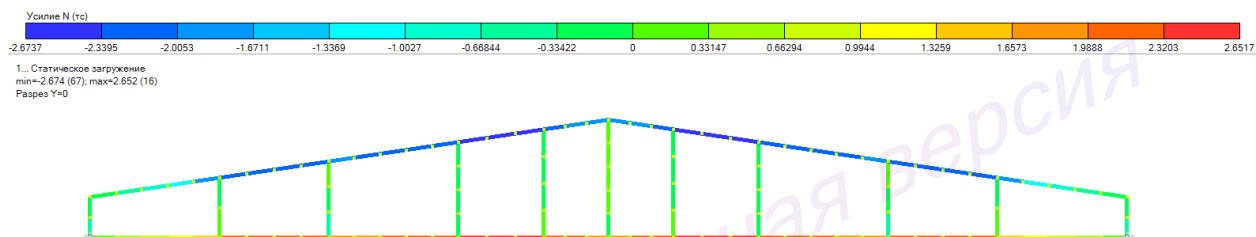


Рисунок 3.8 – Продольные усилия в стержнях



Рисунок 3.9 – Изгибающие моменты в стержнях

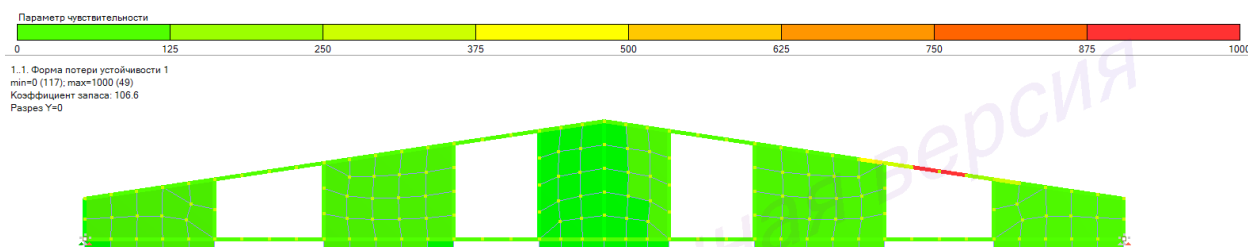


Рисунок 3.10 – Результаты оценки устойчивости исследуемого ребра

Анализируя характер особенностей напряженно-деформированного состояния исследуемой конструкции, можно констатировать следующие факты.

1. Характер распределения нормальных напряжений в стенке (рисунок 3.6) показывает, что она полноценно участвует в общей работе конструкции, при этом напряжения в ней распределены практически в полном соответствии с теорией элементарного поперечного изгиба. Максимальные напряжения на участках с фанерной стенкой находятся в сечении X , местоположение которого можно определить по известным формулам для клеефанерных балок со сплошной стенкой:

$$X = \left(\sqrt{\gamma \cdot (1 + \gamma)} - \gamma \right) L, \quad (3.29)$$

$$\gamma = \frac{h'_{\text{оп}}}{L \cdot \operatorname{tg} \beta}, \quad (3.30)$$

где L – пролет ребра;

$h'_{\text{оп}}$ – расстояние между осями поясов;

β – угол наклона верхнего пояса ребра к продольной оси.

Соответственно, эти известные формулы возможно применять и для определения местонахождения опасного расчетного сечения в ребрах с прерывистой фанерной стенкой при их проверке в инженерных расчетах на действие нормальных напряжений.

2. На участках ребра без фанерной стенки максимальные нормальные напряжения (рисунок 3.8) действуют в поясах в сечениях, примыкающих к наиболее напряженным стенкам, при этом они превышают напряжения на участках с фанерой, что соответственно, требует выполнения дополнительного поверочного расчета и может привести к повышению материалоемкости конструкции. Для устранения этого недостатка автором предложено высоту верхнего и нижнего поясов несущих ребер в зонах отсутствия фанерных стенок (в проемах) увеличивать за счет применения дополнительных деревянных накладок. Такая конструкция представлена на рисунке 2.4.

3. В соответствии с требованиями СП 64.13330.2017 / 155 / в клеефанерных балках требуется проверка стенки в опасном сечении на совместное действие нормальных растягивающих и касательных напряжений по формуле:

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2}\right)^2 + \tau_{\text{ст}}^2} \leq R_{\text{ф.р.}\alpha} , \quad (3.31)$$

где $\sigma_{\text{ст}}$ – нормальное напряжение в стенке от изгиба на уровне внутренней кромки поясов; $\tau_{\text{ст}}$ – касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки поясов; $R_{\text{ф.р.}\alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяемое по приложению Д СП 64.13330.2017 / 155 /.

Следует отметить, что, выполняя такую проверку с введением величин напряжений, полученных в результате численного расчета, в сравнении с максимальными нормальными растягивающими напряжениями, действующими в уровне нижней грани пояса, запас по прочности составил 32%. Это позволяет рассмотреть вопрос о целесообразности такой проверки при проведении инженерных расчетов натурных конструкций, параметры которых назначены в рекомендуемом диапазоне по конструктивным соображениям.

4. Выполненная оценка устойчивости исследуемого ребра в целом и стенки в частности показала, что при принятых параметрах исследуемой конструкции (высота стенки между внутренними гранями поясов в середине опорного отсека $h_{\text{см}} = 104$ мм, толщина стенки $\delta = 6$ мм) коэффициент запаса по устойчивости стенки составил 28, т.е. устойчивость фанерной стенки обес-

печена. Такой результат хорошо коррелирует с рекомендациями / 155 /, где в п. 7.32 указано, что при отношении h_{cm} / δ не более 50 проверка стенки на устойчивость не требуется (в исследуемой конструкции $h_{cm} / \delta = 17,3$).

Кроме этого, по аналогии с вышеприведенной расчетной схемой был выполнен численный расчет ребра пролетом 12,0 м, работающего в составе совмещенной плиты размером в плане 3,0x12,0 м при действии на него равномерно-распределенной нагрузки, соответствующей VIII снеговому району. Исследуемая конструкция ребра соответствовала рисунку 2.3. Аналогичный расчет выполнен для такого же ребра, но со сплошной фанерной стенкой, что позволяет оценить правильность предложенной автором приближенной формулы (3.28), предназначенной для инженерных расчетов. Характер деформирования ребер пролетом 12,0 м со сплошной и прерывистой стенками приведен на рисунке 3.11.

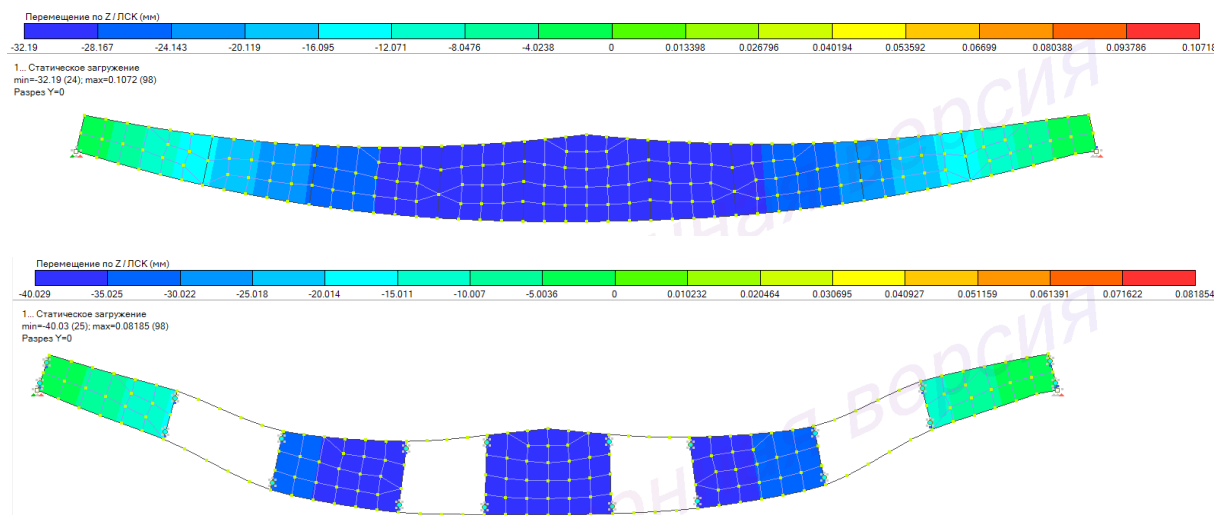


Рисунок 3.11 – Моделирование деформаций ребер пролетом 12 м со сплошной и прерывистой стенкой

При рекомендуемой доле заполнения стенки 60% величины прогибов составили: при сплошной стенке – 32 мм, прерывистая стенка – 40 мм, по формуле (3.28) – 39,3 мм. Величина расхождения не превышает 2%, что подтверждает адекватность предложенной инженерной методики расчета ребер с прерывистой стенкой по деформациям, при этом величину прогиба f в формуле (3.28) допускается определять по рекомендациям СП 64.13330. 2017 / 155 / как для балок со сплошной фанерной стенкой.

3.3 Особенности НДС деревометаллических ребер с армированными поясами и стенкой из стальных профилированных листов

При проведении исследований, по аналогии с клефанерными ребрами, расчету подлежало деревометаллическое ребро с армированными поясами и стенкой из стальных профилированных листов, работающее в составе совмещенной крупноразмерной плиты с параметрами экспериментальной конструкции, результаты испытаний которой приведены в четвертой главе. При этом при выполнении теоретических расчетов и численных исследований решали следующие задачи:

- дать общую оценку напряженно-деформированного состояния разработанных типов деревометаллических ребер с учетом наличия армирования поясов и включения стенки с продольной ориентацией гофров профилированного листа в общую работу конструкции;
- оценить степень податливости стенок на величину краевых нормальных напряжений и на деформативность исследуемого ребра;
- выполнить анализ жесткости профилированного стального листа опорного отсека ребра с оценкой влияния его толщины на сдвиговую жесткость, в том числе экспериментальными методами;
- путем сопоставления численных результатов с данными, полученными по нормативным аналитическим методикам и с экспериментальными данными выявить систематические расхождения и разработать предложения по уточнению расчетных зависимостей.

3.3.1 Методика и результаты численных исследований

Для расчета деревометаллического ребра с параметрами экспериментальной конструкции применялся российский расчетный программный комплекс АРМ WinMachine 21. Программа включает в себя множество модулей, позволяющих выполнять расчеты различного назначения. Для построения

твердотельной модели, и дальнейшего ее расчета, был использован модуль Studio. Сначала с помощью простых контуров выполнялось выдавливание основных частей ребра, которые включают в себя стойки, пояса, стальные закладные элементы поясов и стоек, а также стенки из профлиста. В результате выдавливания на необходимую длину получаются как объемные элементы (пояса, стойки, закладные элементы) так и пластинчатые элементы (стенки из профлиста). Внешний вид деталей представлен на рисунке 3.12.

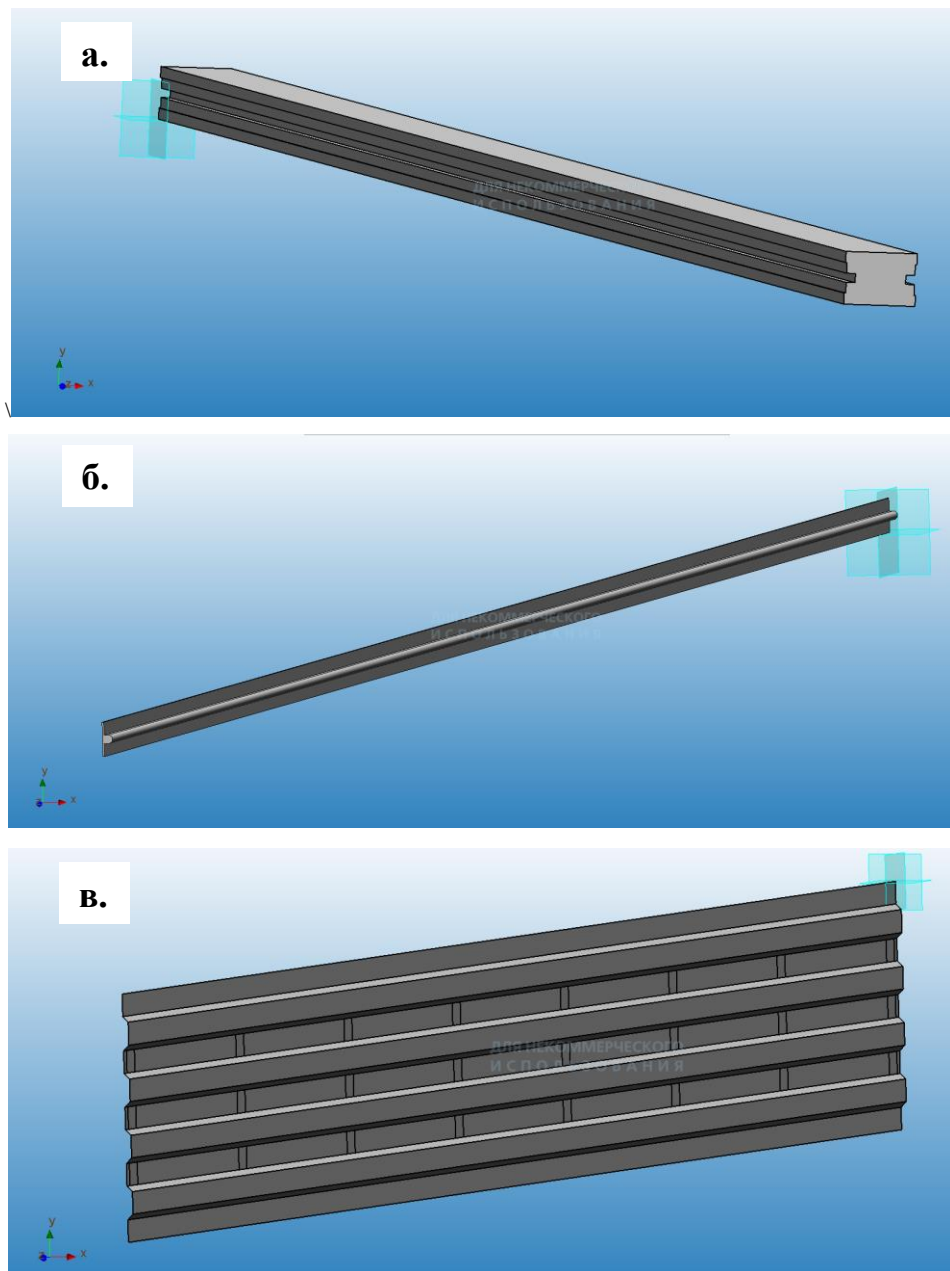


Рисунок 3.12 – Объемные детали расчетной модели ребра: а - пояс ребра
б - закладной элемент пояса; в - стенка из профлиста

Все детали были созданы с учетом направления общей системы координат ребра, для дальнейшего корректного вывода результатов расчета. Так же на элементах были созданы отдельные контуры для дальнейшего использования их при создании контактов между деталями. Так же контуры были созданы в местах приложения нагрузок, для моделирования ее распределения по аналогии с экспериментом.

Затем создавали общую расчетную модель, куда заносили все ранее созданные детали с помощью дерева операций программы, с копированием и выставлением в нужное положение. В результате получили объемную модель деревометаллического ребра, представленную на рисунке 3.13.

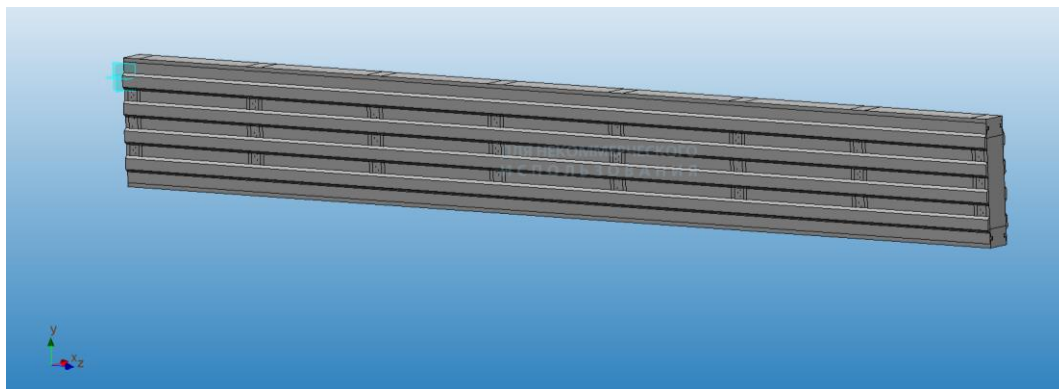


Рисунок 3.13 – Объемная модель ребра

После сборки общей модели были созданы контактные поверхности с помощью команды «Контакты» (рисунок 3.14). Детали были соединены между собой по аналогии с реальной конструкцией. Создание контактов на поверхностях деталей влияет на конечно-элементную сетку деталей, позволяя создавать жесткие соединения в контактных поверхностях.

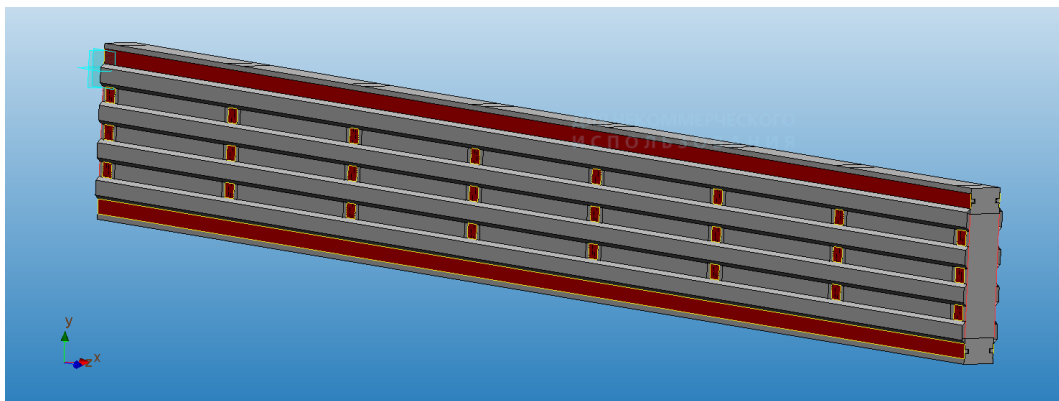


Рисунок 3.14 – Контактные поверхности деталей ребра

Также деталям были назначены соответствующие материалы с жесткостными и прочностными характеристиками, которые соответствовали в полной мере опытной конструкции и были определены стандартными испытаниями (смотри главу 4) или приняты по справочным данным. Для стоек и поясов - сосна 2-го сорта: модуль упругости вдоль волокон – 11 900 МПа; в направлении поперек волокон – 400 МПа; коэффициент Пуассона поперек волокон (усилие вдоль волокон) – 0,45; вдоль волокон (усилие поперек волокон) – 0,018; модуль сдвига вдоль и поперек волокон – 500 МПа; расчетное сопротивление растяжению – 6,9 МПа; сжатию – 12,9 МПа (с учетом коэффициента длительной прочности $m_{dl}=0,66$); скалыванию вдоль волокон при изгибе – 1,6 МПа, местное скалывание – 2,1 МПа. Для стальных элементов ребра – сталь С250: модуль упругости – 214010 МПа, коэффициент Пуассона – 0,3, модуль сдвига – 81000 МПа, расчетное сопротивление растяжению – 245 МПа.

В качестве конечных элементов для объемных деталей были использованы десятиузловые тетраэдры второго порядка, а для оболочек (стенок из профлиста) использованы 3-х узловые (для более равномерного разбиения сетки). В результате разбиения модели получили конечно-элементная модель, представленную на рисунке 3.15.

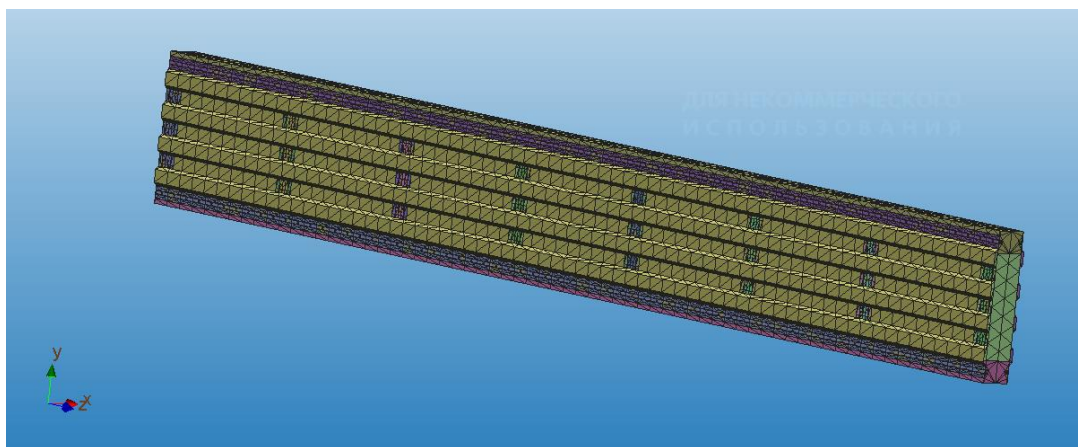


Рисунок 3.15 – Конечно-элементная сетка модели

Расчет разработанной модели проведен на нагрузку 13,23 кН/м, что соответствовало значению расчетной нагрузки на экспериментальное ребро. Полученные характерные карты результатов приведены на рисунке 3.16.

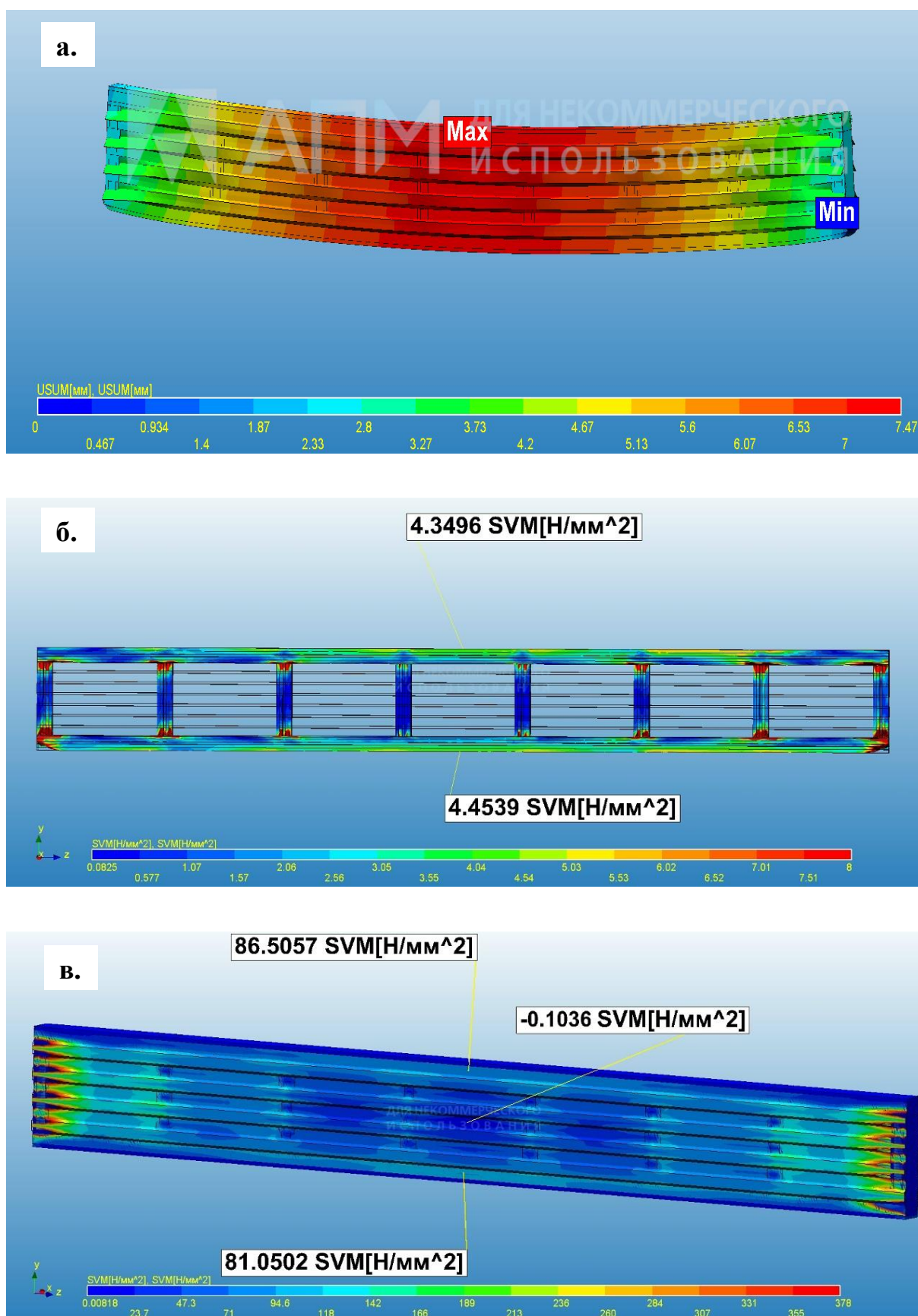


Рисунок 3.16 – Характерные карты полученных результатов:
 а – общий характер деформирования исследуемого ребра; б – распределение напряжений в деревянном каркасе; в – то же, в профилированной стенке

Для подтверждения адекватности разработанной конечно-элементной модели и полученных результатов проведено сравнение данных численного расчета, экспериментальных величин и соответствующих теоретических значений. При выполнении теоретических расчетов автор считает целесообразным предпринять попытку адаптации алгоритмов расчета деревянных и клеено-деревянных несущих элементов, приведенных в СП 64.13330.2017 / 155 / к методики расчета предлагаемых конструктивных форм деревометаллических ребер с армированными поясами и со стенкой из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров. В этом случае приведенный момент инерции разномодульного исследуемого ребра $J_{пр}$, используемый в стандартных формулах расчета нормальных напряжений в опасных сечениях и максимальных прогибов определен по формуле:

$$J_{пр} = J_d + J_{ст} \cdot \frac{E_{ст}}{E_d} + J_{арм} \cdot \frac{E_{арм}}{E_d}, \quad (3.32)$$

где J_d – момент инерции деревянных поясов;

$J_{ст}$ – момент инерции стальных профилированных стенок;

$J_{арм}$ – момент инерции армирующих пояса элементов;

$E_d, E_{ст}, E_{арм}$ – модули упругости древесины, стали стенок, материала армирующих пояса элементов соответственно.

При определении момента инерции стенки $J_{ст}$ в расчете было принято, что она полноценно участвует в общей работе ребра на восприятие расчетных нагрузок, т.е. на величину её участия не влияют как податливость шва сопряжения стенки с армирующими пояса элементами, так и сама податливость стенки в собственной плоскости, определяемая её малой толщиной. Для определения величин нормальных напряжений, действующих в поясах и стенках применены стандартные формулы сопромата с учетом соответствующих коэффициентов приведения, равных отношению модулей упругости стали стенок и армирующих элементов к модулю упругости древесины, по аналогии с формулой (3.32).

Расчет прогибов выполнен с использованием формулы, учитывающей влияние касательных напряжений на их величину и приведенной в п. 7.35 свода правил / 155 /:

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{cp}}{l} \right)^2 \right], \quad (3.33)$$

где f_0 – прогиб без учета переменности сечения и деформаций сдвига;

k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, определяется согласно таблице Е.4 приложения Е / 155 /, для ребер с постоянной высотой поперечного сечения $k = 1$;

c – коэффициент, учитывающий деформации сдвига согласно таблице Е.4 приложения Е / 155 /.

Полученные данные для проведения сравнения сведены в таблицу 3.2.

Таблица 3.2. Сравнительные величины теоретических и экспериментальных результатов исследования деревометаллического ребра

Показатель	Численные исследования	Аналитические расчеты по СП	Экспериментальные данные
Напряжения на верхней грани верхнего пояса, МПа	4,35 (5,3%)	4,51 (9,2%)	4,13 (100%)
Напряжения на нижней грани нижнего пояса, МПа	4,45 (6,7%)	4,51 (8,2%)	4,17 (100%)
Напряжения в профлисте на уровне середины верхнего пояса, МПа	86,51 (2,0%)	80,79 (4,7%)	84,81 (100%)
Напряжения в профлисте на уровне середины высоты ребра, МПа	0,10 $\approx$ 0	0	0,14 $\approx$ 0
Напряжения в профлисте на уровне середины нижнего пояса, МПа	81,05 (4,5%)	80,79 (4,8%)	84,90 (100%)
Прогиб ребра в середине пролета, мм	7,47-2,12=5,35 (4,6%)	3,37 (39,9%)	5,61 (100%)

Примечания. 1. В скобках приведены проценты расхождения полученных теоретических данных с экспериментальными величинами.

2. Численное значение величины прогиба ребра в середине пролета определено с учетом осадки опор, которая в результате расчета составила 2,12 мм.

Анализ величин напряжений и деформаций, приведенных в таблице 3.2, а также карт распределения напряжений в элементах деревометаллического ребра позволил констатировать следующие факты.

1. Характер распределения нормальных напряжений в стенке показывает, что она при продольной ориентации гофров полноценно участвует в общей работе конструкции, при этом напряжения в ней распределены в полном соответствии с теорией элементарного поперечного изгиба. Сравнение величин этих напряжений с нормальными напряжениями, действующими в деревянных поясах, как по экспериментальным и численным данным, так и по аналитическому расчету, показывают, что податливость соединения стальной стенки с армирующими поясами элементами практически отсутствует, что позволяет определять геометрические характеристики поперечного сечения без учета податливости связей как для сплошного сечения. Это является принципиальным отличием предложенного типа ребра от балки-аналога, исследованной в работах / 51, 52 /, в которой стенка прикреплена к поясам при помощи гвоздей, внедренных непосредственно в древесину поясов. Для балки-аналога приведенный момент сопротивления определяется по формуле для составного элемента:

$$W_{\text{расч}} = W_{\text{нт}} \cdot k_w, \quad (3.34)$$

где k_w – снижающий коэффициент, учитывающий податливость связей в составных конструкциях, равный по результатам вышеназванных исследований 0,80 – 0,85.

Для нашего случая, с учетом полученных данных, этот коэффициент равен 1, т.е. степень участия стенки в общей работе конструкции при расчетах на прочность по нормальным напряжениям увеличена на 15-20%, что, соответственно, обеспечивает снижение материалоемкости как несущих ребер, так и совмещенных плит в целом.

Отметим, что в результате проведенных расчетов разница в величинах нормальных напряжений как в стенке, так и в поясах, полученных в результате численных исследований и аналитических расчетов по рекомендациям

СП 64.13330.2017 / 155 / с учетом коэффициента $k_w = 1$, в сравнении с экспериментальными данными, составила 2,0...9,2%, что для условий испытаний крупноразмерных аналогов натуральных конструкций можно считать вполне удовлетворительным совпадением.

2. В результате выполненных численных расчетов максимальный прогиб исследуемого ребра с учетом осадки опор составил 5,35 мм (таблица 3.2). Аналогичная экспериментальная величина равна 5,61 мм, что практически совпадает с численными данными (разница 4,6%). Это подтверждает адекватность разработанной конечно-элементной модели. При этом, разница экспериментальных замеров с величиной прогиба, определенного по рекомендациям СП 64.13330.2017 / 155 / весьма существенна (39,9%). Этот факт подтолкнул автора к идее определения прогибов предложенного класса конструкций в инженерных расчетах как составного разномодульного элемента, когда приведенный момент инерции определяется с учетом коэффициента $k_{ж}$, учитывающего сдвиг верхнего пояса ребра относительно нижнего. Такой сдвиг наблюдался как при проведении испытаний опытной конструкции (смотри главу 4), так и при исследовании опорных отсеков ребер на устойчивость (смотри ниже п. 3.3.2). Было выявлено, что при сохранении общей устойчивости стенки с увеличением прикладываемой нагрузки происходит локальная деформация гофров, особенно в зонах сопряжения стенок с поясами, что и предопределяет этот сдвиг. С учетом полученных данных по прогибам для экспериментального образца и результатам аналитического расчета по СП коэффициент $k_{ж}$ необходимо принять равным 0,60, что обеспечивает практически 100-процентное совпадение результатов и делает возможным применение нормативной методики определения прогибов по своду правил к рассматриваемому классу конструкций, например, в инженерных расчетах. При этом автор отмечает, что для реальных конструкций совмещенных плит с дерево-металлическими ребрами пролетами от 9,0 до 15,0 м значения этого коэффициента будет иным и его требуется определять в зависимости от величины пролета, что соответствует теории расчета составных деревянных элементов

на податливых связях. В частности, выполненные численные расчеты конечно-элементных моделей деревометаллических ребер по аналогии с вышеприведенной методикой для пролетов 9,0 м, 12,0 м, 15,0 м показали, что для адаптации нормативной методики определения прогибов с применением формулы (3.33) необходимо момент инерции ребер определять с учетом коэффициента $k_{ж}$, равного для пролетов: 9,0 м – 0,74; 12,0 м – 0,80; 15,0 м – 0,85.

3.3.2 Особенности расчета стенки на устойчивость

Одной из особенностей предложенных конструктивных форм деревометаллических несущих ребер для совмещенных крупноразмерных плит является применение в качестве стенки тонких профилированных листов с продольной ориентацией гофров. Использование такого типа стенок ребер неизбежно вызывает необходимость их расчета на устойчивость. С учетом опыта ранее проведенных исследований аналогичных по типу конструкций / 51 / автор счел целесообразным выполнение такого расчета по методике, приведенной в «Рекомендации по учету жесткости диафрагм из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках» / 146 /, адаптируя её к разработанным конструкциям, работающим на поперечный изгиб, в которых стенка воспринимает сдвигающие усилия аналогично профилированному настилу в покрытиях зданий. При этом автор исходил из условия обеспечения применения разрабатываемой методики ко всем типам предложенных конструктивных форм деревометаллических ребер при условии изменения их пролета, высоты поперечного сечения, шага ребер жесткости, типа и толщины примененного профилированного листа.

Суть этой методики с учетом её адаптации к рассматриваемым несущим деревометаллическим ребрам заключается в сравнении максимального сдвигающего усилия $T_{пан}$, действующего в расчетном отсеке (как правило, в опорном) между ребрами жесткости, с предельно допустимой сдвиговой жесткостью этого отсека $C_{сд}$, равной предельному значению сдвиговой силы, при

котором происходит потеря устойчивости профилированной стенки. Такое сравнение-проверка выполняется по формуле:

$$T_{\text{пан}} \leq C_{\text{сд}} . \quad (3.35)$$

Максимальное сдвигающее усилия $T_{\text{пан}}$ можно определить по стандартным формулам:

$$T_{\text{пан}} = T_{\text{сд}} \cdot a , \quad (3.36)$$

$$T_{\text{сд}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_{\text{пр}}^{\text{в.п}}}{J_{\text{пр}}} , \quad (3.37)$$

$$S_{\text{пр}}^{\text{в.п}} = F_{\text{пр}}^{\text{в.п}} \cdot \frac{h_0}{2} . \quad (3.38)$$

$$F_{\text{пр}}^{\text{в.п}} = F_{\text{в.п}} + F_{\text{арм}} \frac{E_{\text{арм}}}{E_{\text{д}}} . \quad (3.39)$$

где $T_{\text{сд}}$ - максимальное сдвигающее усилие на единицу длины ребра;

a – расстояние между осями ребер жесткости опорной панели;

Q_{max} – значение максимальной поперечной силы;

$S_{\text{пр}}^{\text{в.п}}$ – приведенный статический момент верхнего армированного пояса относительно нейтральной оси:

$F_{\text{пр}}^{\text{в.п}}$ – приведенная площадь поперечного сечения верхнего пояса;

h_0 – высота опорного сечения ребра в осях поясов.

По определенному сдвигающему усилию $T_{\text{пан}}$ также определяем количество связей n , которое необходимо для крепления профилированной стенки к армирующим элементам пояса в пределах длины одной панели:

$$n = \frac{T_{\text{пан}}}{T_{\text{св}}} , \quad (3.40)$$

где $T_{\text{св}}$ – расчетная несущая способность одной связи.

Сдвиговая жесткость отсека $C_{\text{сд}}$ ребра, ограниченного продольными поясами и поперечными ребрами жесткости, может быть определена по формуле, рекомендованной вышеназванными рекомендациями / 146 /:

$$C_{\text{сд}} = K_0 \cdot \beta_0 \cdot C_0 \cdot \frac{h}{a} \cdot \frac{a_0}{h_0} \quad (3.41)$$

где C_0 - сдвиговая жесткость отсека-эталона из профилированных листов, применяемого при конструировании ребра, определенная экспериментально;

h_0 и a_0 - высота и ширина эталонного отсека с применяемым типом профилированного листа;

h и a - расчетные размеры рассматриваемого отсека ребра, полученные в результате конструирования проектируемой конструкции, параллельные сторонам отсека-эталона h_0 и a_0 соответственно;

K_0 - коэффициент, учитывающий тип примененных связей (саморезы, дюбели, пороховые гвозди и т.п.);

β_0 - коэффициент, учитывающий конструктивные особенности исследуемого отсека (наличие диагонального ребра жесткости, профилированных ребер жесткости и т.п.), определяется экспериментальным способом на эталонных отсеках по методике, аналогичной для определения C_0 .

Формула (3.41) основана на ряде допущений, справедливость которых доказана как в работе / 146 /, так и в исследованиях С.В. Калинина / 51 /, в частности:

- значение $C_{\text{сд}}$ изменяется прямо пропорционально высоте рассматриваемого отсека, равной высоте ребра между осями поясов h_0 , и обратно пропорционально шагу ребер жесткости a ;

- деревянные пояса и ребра жесткости, стальные профилированные стенки и их сопряжения работают упруго до достижения отсеком предельного состояния (потеря устойчивости стенки).

Для определения числовых значений C_0 , влияния на эту величину толщины и высоты гофра листов, а также для подтверждения адекватности предложенного метода оценки устойчивости профилированных стенок проведены экспериментальные исследования отсеков-эталонов со стальным профилированным листом, примененным в экспериментальных конструкциях (глава 4), а

также с профилированным листом типа С-21, толщина которых была принята 0,5 мм и 0,7 мм. Отметим, что в аналогичных испытаниях, приведенных в работе / 52 /, сопряжения стенок с массивом древесины поясов выполнены на податливых связях (гвоздях), что не позволяет распространить их данные для нашего случая, в котором стенка соединена жестко при помощи саморезов с армирующими пояса стальными элементами, вклеенными в эти пояса.

Эксперимент выполнен на жесткой Г-образной силовой раме индивидуального изготовления, выполненной из прокатных швеллеров и закрепленной нижним поясом на болтах к силовому стенду. Отклонение верхней грани вертикальной стойки, к которой неподвижно закреплен при помощи болтового соединения один из деревянных поясов, было исключено при помощи распорки из бруса, упертого в стойку рамы и стойку силового стенда (рисунок 3.17). Продольная нагрузка передается по оси второго деревянного пояса через распределительную пластину при помощи гидравлического домкрата с контролем прикладываемого усилия при помощи динамометра ДОС-5.

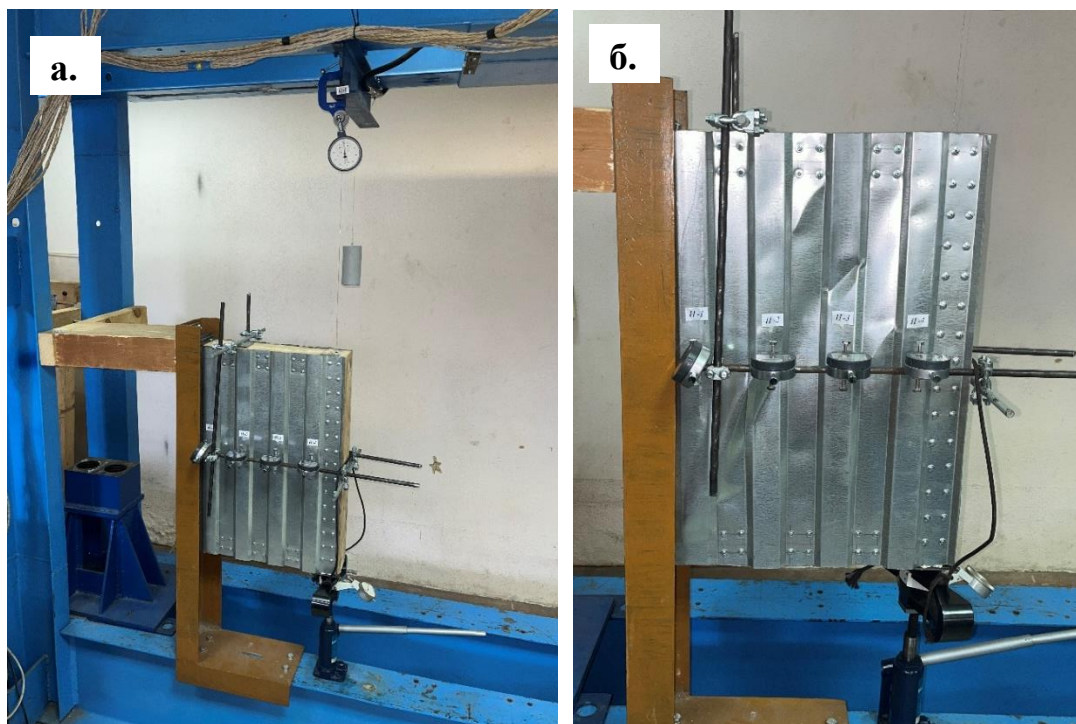


Рисунок 3.17 – Определение сдвиговой жесткости прямоугольного отсека-эталоны из профилированных листов: а – общий вид отсека-эталоны, подготовленного к испытаниям; б – характер потери устойчивости гофр стенки

Габаритные размеры (470х625 мм), поперечные сечения поясов и схема их армирования, шаг соединительных саморезов полностью соответствовали экспериментальной конструкции ребра, результаты испытаний которого приведены в четвертой главе. Всего было испытано 12 отсеков-эталонов с равными габаритными размерами по три в каждой серии, которые отличались толщиной профилированного листа (0,5 мм или 0,7 мм) и высотой гофра (10 мм или 21 мм). При проведении испытаний измеряли:

- взаимный сдвиг поясов при помощи прогибомера 6ПАО-ЛИСИ;
- отклонение гофров профилированного листа от горизонтали в середине высоты отсека при помощи 6 индикаторов с ценой деления 0,01 мм, установленных симметрично с двух сторон отсека;
- значение нагрузки, прикладываемой к поясу отсека.

Испытания проводили согласно рекомендациям / 146 / до потери устойчивости стенок отсека-эталона. Результаты определения величины сдвиговой жесткости отсеков-эталонов приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3. Экспериментальные величины сдвиговой жесткости отсеков-эталонов со стенкой из профилированных листов

Тип профлиста	Толщина профлиста, δ , мм	Сдвиговая жесткость C_o , кН
С-10	0,5	28,1
	0,7	47,7
С-21	0,5	30,9
	0,7	51,1

Примечание. В таблице приведены результаты, полученные как среднеарифметические величины по результатам испытаний трех однотипных отсеков.

Проведенные испытания экспериментального ребра до разрушения (смотри главу 4), у которого толщина стенки составляла 0,5 мм, показало, что это разрушение было связано с потерей устойчивости стенки в опорных отсеках. При этом величина критического суммарного сдвигающего усилия в этом отсеке составила 30,0 кН. При принятых параметрах отсека-эталона сдвиговая жесткость (таблица 3.3) равна 28,1 кН, что дает расхождение в значениях кри-

тических нагрузок 6,4%, что вполне приемлемо для экспериментальных данных и подтверждает адекватность предложенной методики проверки стальной профилированной стенки разработанных типов ребер на устойчивость.

Отметим, что потеря устойчивости стенки опытного ребра произошла при эквивалентной равномерно-распределенной нагрузке 15,87 кН/м, при которой значения максимальных растягивающих напряжений в деревянном поясе и в стальной профилированной стенке составили 4,9 МПа и 102 МПа соответственно. Эти значения на 29% и 55% меньше расчетных сопротивлений древесины и стали растяжению, т.е. потенциал работы материалов поперечного сечения ребра использован далеко не полностью. Этот недостаток достаточно легко устранить, если в качестве стенок принять профилированный лист толщиной не 0,5 мм, а 0,7 мм. В этом случае сдвиговая жесткость наиболее напряженного опорного отсека увеличивается с 28,1 кН до 47,7 кН или в 1,7 раза (смотри таблицу 3.3) и в этом случае материал поясов и стенок будет работать наиболее эффективно.

На рисунке 3.18 приведен график деформации отсеков-эталонов со стенками из профилированного листа С-10 и С-21 толщиной 0,5 мм.

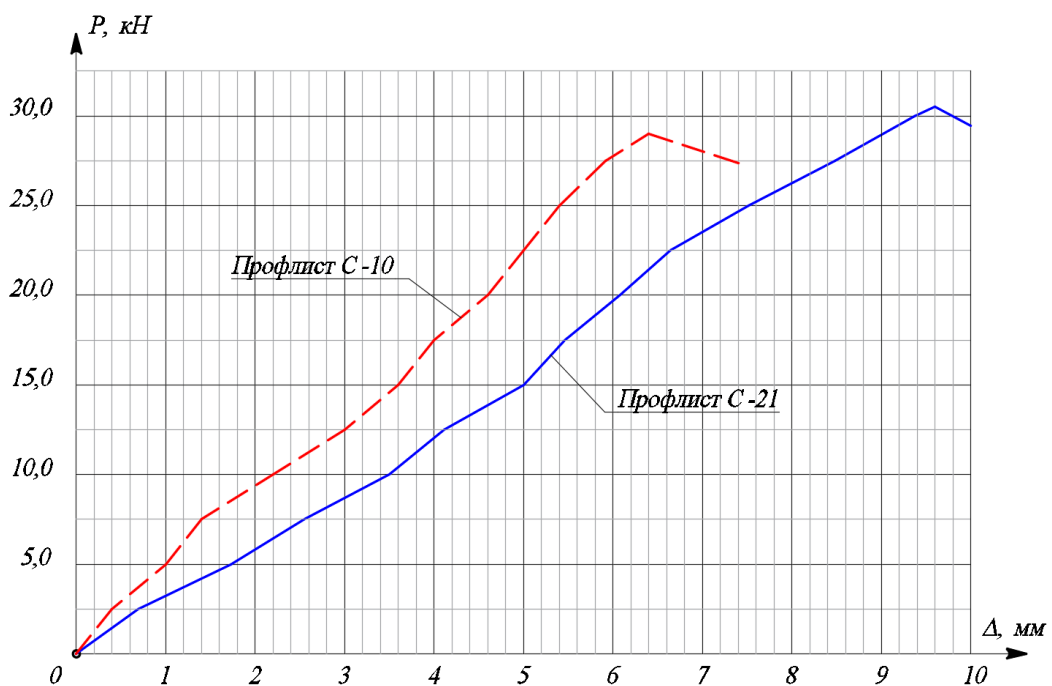


Рисунок 3.18 – График деформации отсеков-эталонов со стенками из профлиста С-10 и С-21 толщиной 0,5 мм

Обращает на себя внимание тот факт, что в случае применения для стенок профилированного листа с высотой гофра 21 мм приводит к незначительному увеличению сдвиговой жесткости отсека-эталона (на 8,5%). Однако, при критическом значении нагрузки для профлиста С-10, равной 28,1 кН сдвиг деревянных поясов относительно друг друга составляет 6,4 мм, а при этой же нагрузке для листа С-21 уже 9,1 мм. Величина увеличения равна 42%. Это явление объясняется наличием локальных зон изменения геометрии стенок и полок гофр профилированного листа, особенно в зонах его сопряжения с поясами, что и было выявлено при проведении испытаний отсеков-эталонов.

Увеличение величины горизонтального сдвига поясов относительно друг друга неизбежно приводит к уменьшению значения коэффициента $k_{ж}$, который, как отмечалось выше, вводится к приведенному моменту инерции расчётного поперечного сечения ребра при определении прогибов совмещенных плит. В связи с этим в качестве рекомендации целесообразно для стенок рассматриваемого типа ребер принимать профилированный лист с минимальной высотой гофров типа С-10 или, при необходимости, не более С-15.

Отметим, что в случае необходимости дополнительно увеличить сдвиговую жесткость (устойчивость) стенок расчетных отсеков возможно за счет ряда конструктивных мероприятий, в частности:

- уменьшение шага поперечных ребер жесткости в опорных зонах;
- оптимизация формы гофров профилированного листа (в виде треугольников, волнообразный и т.п.);
- устройство в опорных отсеках диагональных ребер, которые, по аналогии с клефанерными балками, уменьшают на 2/3 расчетную длину отсека;
- использование профилированных наружных граней ребер жесткости, очертание которых повторяют очертание гофров профлиста / 168 /.

Несомненно, что применение в проектируемых конструкциях вышеперечисленных конструктивных мероприятий и соответствующих методик расчета требует как теоретического, так и экспериментального обоснования, что является темой отдельного специального исследования.

3.4 Выводы по третьей главе

1. Аналитическими и численными методами исследованы особенности напряженно-деформированного состояния разработанных типов несущих ребер совмещенных плит в виде клеефанерных элементов с прерывистой стенкой и деревометаллических балок с армированными поясами и стенкой из стальных профилированных листов с продольной ориентацией гофров.

2. Предложенные теоретические алгоритмы расчета клеефанерных ребер с прерывистой стенкой позволяют вести их расчет по прочности на основе нормативной методики, изложенной в СП 64.13330.2017, а величины прогибов определять с учетом упругих характеристик примененных материалов и соотношения площади проемов в фанерной стенке к её общей площади, причем это соотношение рекомендуется принимать не менее 0,6 с обязательным расположением сплошной стенки на опорах, в середине пролета и в зоне местоположения опасного сечения при расчете по нормальным напряжениям.

3. Проведенные численные исследования показали, что арматура поясов и стенка с горизонтальной ориентации гофров профилированного настила включаются в общую работу ребра, увеличивая ее прочность и жесткость.

4. Определено, что геометрические характеристики расчетных поперечных сечений в практических расчетах предложенных деревометаллических ребер необходимо определять по методу приведенного сечения, при этом при расчете по прочности эти ребра следует рассматривать как цельные элементы и при расчете по деформациям как составные элементы с определением приведенного момента инерции J_{np} с коэффициентом $k_{жс} = 0,6$, учитывающим податливость гофров профилированного листа стенки.

5. В зависимости от типа примененного профилированного листа стенок и его толщины определены значения сдвиговой жесткости отсеков деревометаллических ребер, позволяющие выполнять расчет стенок на устойчивость и обосновывающие применение в разработанных типах ребер профилированных листов толщиной 0,7 мм с высотой гофров не более 15 мм.

4 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРЕДЛОЖЕННЫХ ТИПОВ РЕБЕР, РАБОТАЮЩИХ В СОСТАВЕ СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ

4.1 Цель и задачи исследований

Целью экспериментальных исследований предложенных типов несущих ребер крупноразмерных совмещенных плит была оценка их фактического напряженно-деформированного состояния при работе на поперечный изгиб, а также подтверждение адекватности выполненных численных расчетов предложенных конструктивных решений.

Кратковременным статическим испытаниям подлежали два двускатных клеефанерных ребра с прерывистой стенкой и два деревометаллических ребра постоянной высотой поперечного сечения с армированными деревянными поясами и стенкой из стальных профилированных листов. Длина всех ребер принята 4,0 м. Длительным испытаниям были подвергнуты по одному из каждого типа изготовленных ребер после проведения кратковременных испытаний и соответствующей временной выдержки.

В перечень задач, решаемых при проведении экспериментальных исследований для достижения поставленной цели, входили:

- при работе на поперечный изгиб исследовать напряженно-деформированное состояние каждого составного элемента клеефанерного и деревометаллического ребра;
- оценка влияния прерывистости фанерной стенки на величины расчетных максимальных нормальных напряжений и общей деформативности клеефанерного ребра, в том числе при действии длительных нагрузок;
- исследование степени включения стенки из стального профилированного листа в общую работу деревометаллического ребра при ее соединении механическими связями к армирующим стальным пластинам с определением величины податливости соединения, в том числе при длительных нагрузках;

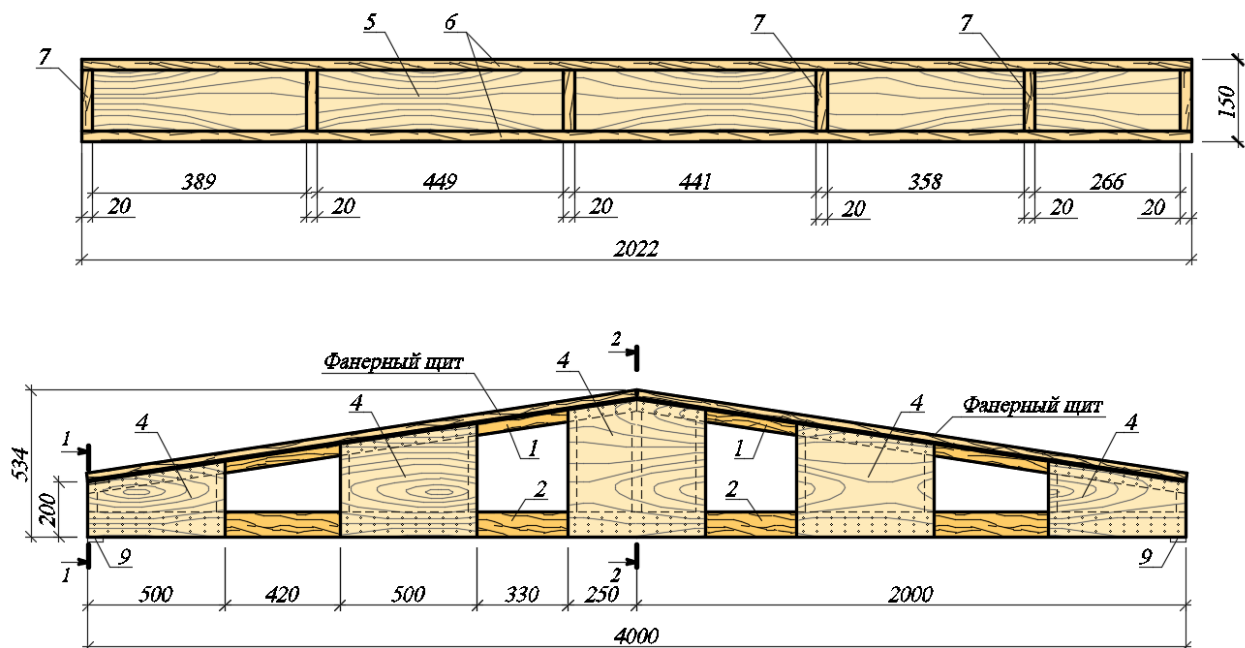
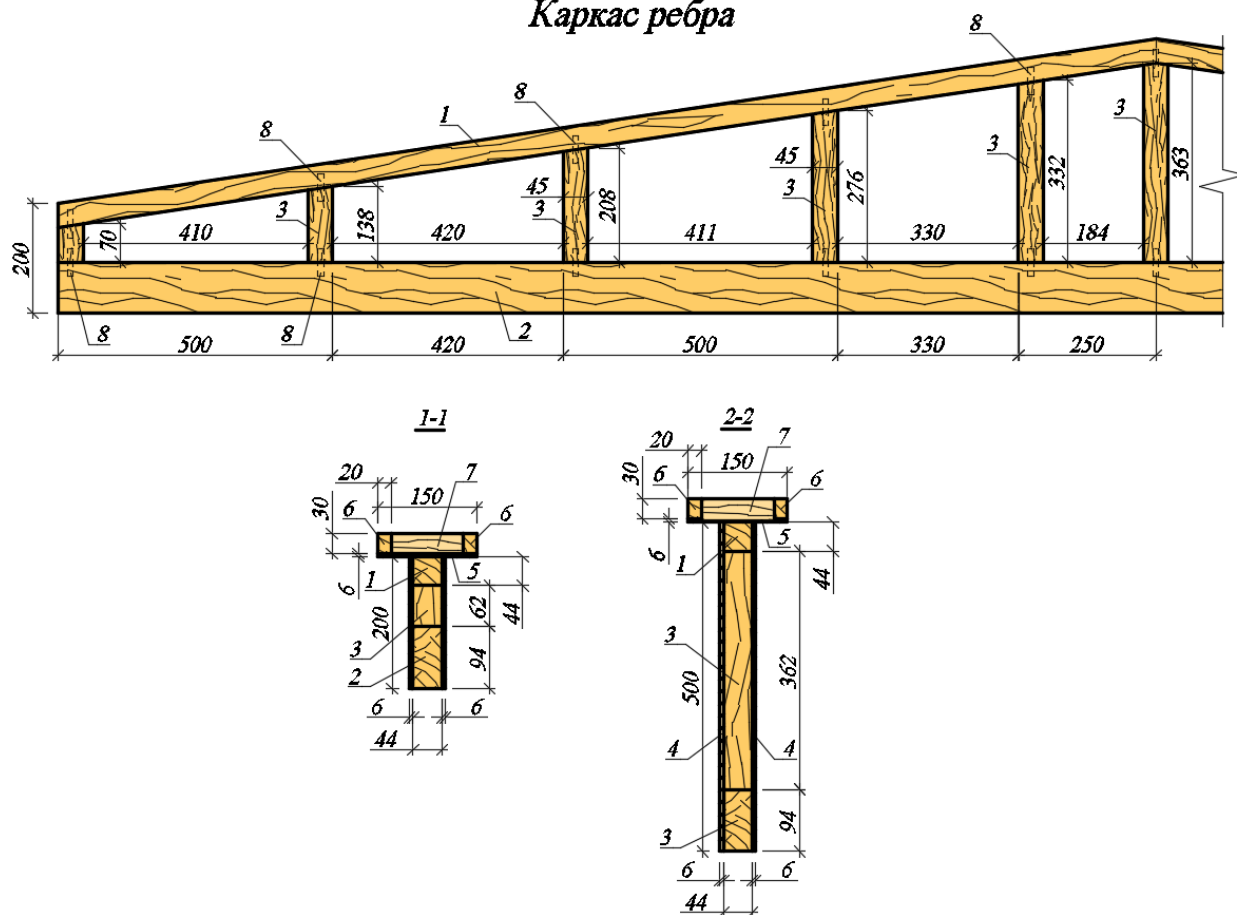
- проверка величин расхождения экспериментальных и численных результатов для оценки возможности и условий использования известных программных вычислительных комплексов, а также усовершенствования практических методик расчета для применения в инженерном проектировании.

4.2 Методика испытания опытных конструкций

Экспериментальные исследования были проведены на двух одинаковых клеефанерных ребрах с прерывистой фанерной стенкой и двух идентичных деревометаллических ребрах с армированными поясами. При этом клеефанерные ребра имитировали их работу в составе совмещенных плит покрытия с односторонней верхней обшивкой, когда нейтральная ось поперечного сечения плиты смещена вверх относительно середины высоты ребра, а деревометаллические ребра рассматривались как несущие элементы плит перекрытий с двухсторонними (верхняя и нижняя) обшивками одинаковой толщины, т.е. местоположение нейтральной оси поперечного сечения плиты совпадало с серединой высоты ребра.

4.2.1 Клеефанерные ребра с прерывистой стенкой

Для имитации работы клеефанерного ребра в составе совмещенных плит с односторонней верхней обшивкой к его верхней грани был приклеен фанерный щит, состоящий из обшивки, обрамляющих и поперечных ребер (рисунок 4.1). Принятое конструктивное решение опытного ребра фактически имитировало его работу в крупноразмерной плите ТТ-образного поперечного сечения с двумя несущими ребрами, показанной в главе 2 на рисунке 2.3. Расчетная равномерно-распределенная погонная нагрузка на экспериментальную конструкцию, как и на натурную, составила 4,54 кН/м при нормативной нагрузке 3,40 кН/м. Для проведения исследований было изготовлено два идентичных ребра, испытанных на первом этапе до расчетного значения нагрузки (трехкратные нагружения с соответствующими выдержками после каждого испытания).

Фанерный щит**Каркас ребра**

1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – ребра жесткости; 4 – фанерная стенка
 5 – фанерная обшивка; 6 – обрамляющие элементы; 7 – поперечные ребра щита;
 8 – деревянные шканты; 9 – опорная стальная пластина

Рисунок 4.1 – Экспериментальная конструкция клеефанерного ребра

Затем первая конструкция была доведена до разрушения при третьем нагружении, вторая исследовалась на действие длительных нагрузок.

При изготовлении опытных ребер учитывались требования и рекомендации, приведенные в / 148 /. Сборка велась в следующем порядке:

- изготовление деталей клеефанерного ребра и фанерного щита по рабочим чертежам (пояса, ребра жесткости, обрамляющие и поперечные элементы, соединительные шканты из цельной древесины, фанерные листы);
- соединение верхнего и нижнего поясов с ребрами жесткости на вклеенных деревянных шкантах диаметром 8,0 мм;
- приклеивание фанерных стенок к каркасу с гвоздевой запрессовкой с образованием коробчатого поперечного сечения;
- сборка каркасов клеефанерных щитов с применением деревянных шкантов и клея;
- соединение клеефанерных щитов с верхними гранями ребра с помощью клея с гвоздевой запрессовкой;
- крепление на гвоздях к нижней грани нижнего пояса опорных стальных пластин.

Этапы изготовления опытной конструкции показаны на рисунке 4.2.



Рисунок 4.2 – Этапы изготовления опытной конструкции клеефанерного ребра

Для изготовления элементов экспериментальной конструкции была использована древесина сосны второго сорта и фанера марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной 6,0 мм. Характерные геометрические размеры изготовленных кле-ефанерных ребер показаны на рисунке 4.1. В процессе выполненных работ по сборке в условиях обычной столярной мастерской подтверждена технологичность и простота изготовления предложенного технического решения.

Экспериментальное клеефанерное ребро, подготовленное к испытаниям на силовом лабораторном стенде, показано на рисунке 4.3.



Рисунок 4.3 – Опытная конструкция, подготовленная к испытаниям

В расчетном отношении опытное ребро являлось однопролетной балкой с шарнирно опёртыми концами, при этом опора с одного конца была шарнирно-неподвижной, с другого - шарнирно-подвижной, что соответствовало условиям опирания ребер натуральных плит. Пространственное раскрепление практически плоской конструкции обеспечивали раскреплением вертикальных граней ребра при помощи прижимных планок, которые примыкали к этим граням, но их не подтягивали для исключения влияния раскрепляющих элементов свободному деформированию экспериментального образца. При испытаниях до разрушения в зоне расположения опасных сечений (предполагаемых мест разрушения) выставляли страховочные опоры.

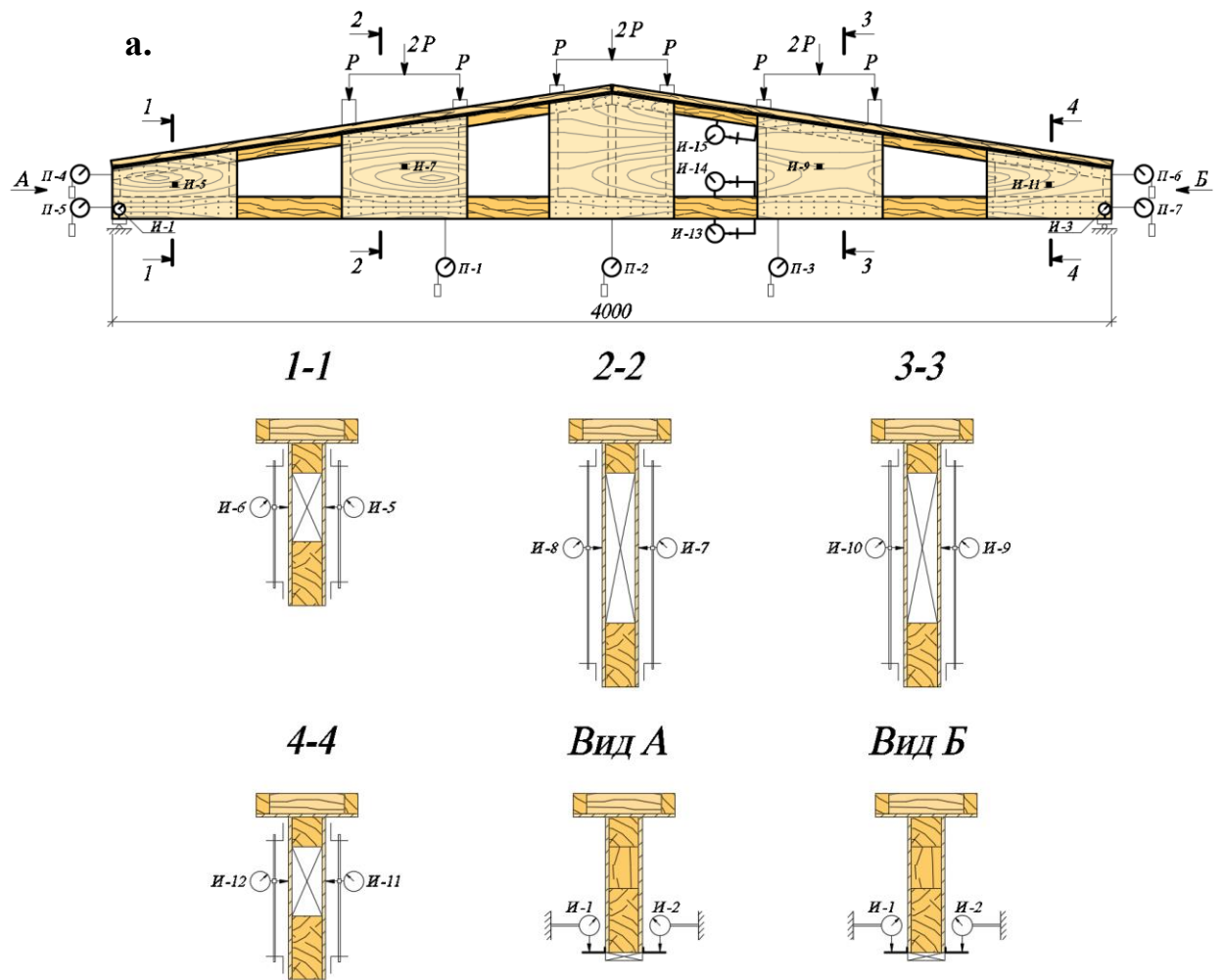
При помощи распределительных стальных пластин размером 50x100 мм при их толщине 10 мм опорные реакции передавали на нижнюю грань нижнего пояса ребра. Такие же пластины обеспечивали передачу нагрузки от домкратов в виде сосредоточенных сил на верхнюю грань ребра.

Опытные конструкции перед началом испытаний тщательно проверяли на предмет соответствия рабочим чертежам и качеству изготовления. Влажность воздуха в лаборатории, а также древесины, контролировали гигрометром и электронным влагомером ADA ZHM 125B соответственно. Методика проведения испытаний в целом учитывала указания и рекомендации по испытанию деревянных конструкций, приведенные в / 138, 144 /.

При проведении испытаний клеефанерных ребер, работающих в составе совмещенных крупноразмерных плит, для оценки их фактического напряженно-деформированного состояния при действии экспериментальных нагрузок измеряли механическими приборами прогибы ребра в середине и третях пролета, осадки опор, деформации фанерных стенок в горизонтальной плоскости в опорном и соседнем отсеках, изменение длины пролета конструкции в уровне верхнего и нижнего поясов (основные деформации), а также при помощи тензометрирования фибровые деформации: деревянных поясов ребра, фанерных стенок и обшивки, продольных вспомогательных ребер в зоне опасного сечения (исходя из расчета по нормальным напряжениям) во втором от опоры отсеке с фанерными стенками: деревянных поясов у зон прерывания фанерных стенок вблизи опасного сечения.

Для определения вышеуказанных деформаций приборы были установлены на опытные конструкции согласно рисункам 4.4 и 4.5.

Прогибы конструкции в середине и третях пролета, изменение длины пролета в уровне верхнего и нижнего поясов балки замеряли прогибомерами 6ПАО-ЛИСИ с ценой деления 0,01 мм, величины осадок опор и горизонтальные деформации фанерных листов стенок в середине отсеков контролировали индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм, контроль показаний тензорезисторов - индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм.



а – схема расстановки механических приборов на опытной конструкции;
 б, в - прогибомеры 6ПАО-ЛИСИ; г, д – электронные индикаторы с точностью 0,01 мм;
 е, ж – то же, с точностью 0,001 мм

Рисунок 4.4 – Схема и общие виды расположения механических приборов на клефанерном ребре

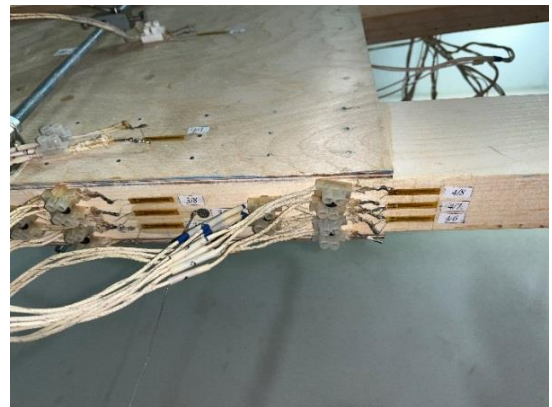
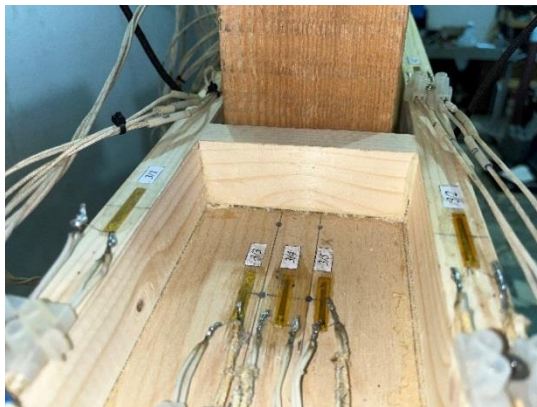
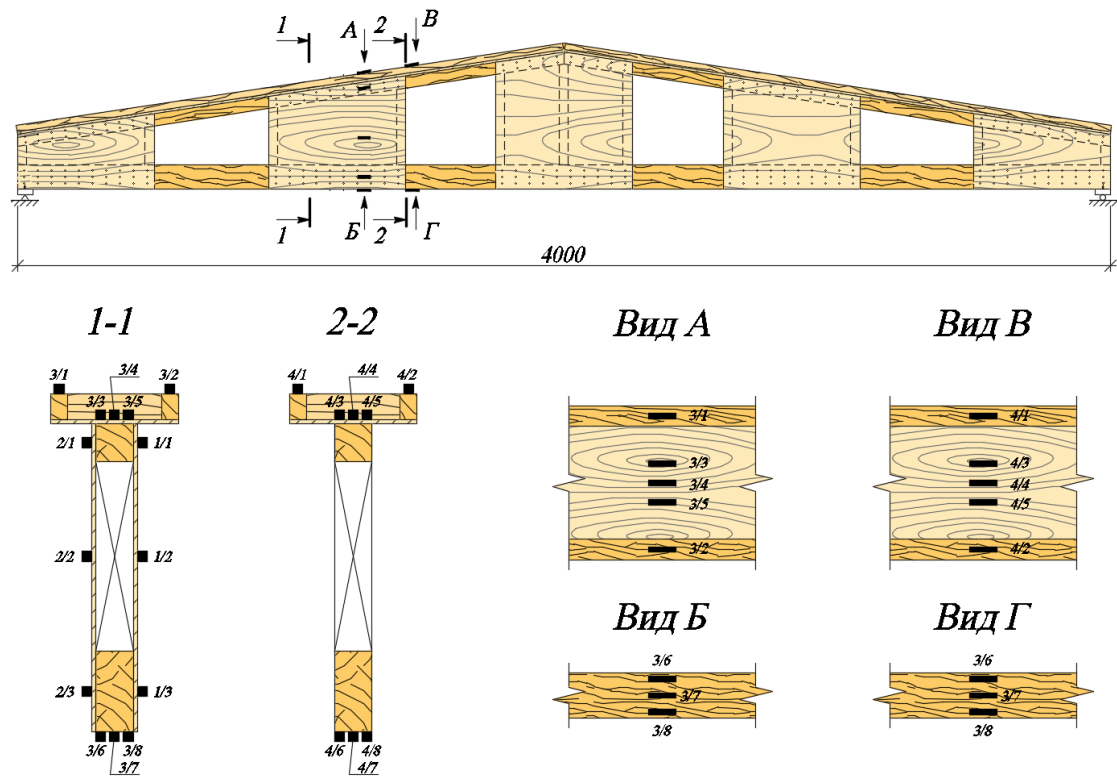


Рисунок 4.5 – Расположение тензорезисторов на клеефанерном ребре

Для тензометрирования была применена многоканальная микропроцессорная тензометрическая система ММТС-64.01 (рисунок 4.6, а) и тензорезисторы с базой 20 мм с номинальным сопротивлением 200 Ом. Тензометрическая система после обработки данных на компьютере выдавала результаты в виде напряжений. Нагрузка на ребро передавалась посредством гидравлических домкратов $Q = 12,0$ т и траверсами, от которых усилие передали в виде сосредоточенных сил (рисунок 4.6, б). Величину прилагаемой нагрузки контролировали динамометром ДОС-5, а также манометром на насосной станции.



а - микропроцессорная многоканальная тензометрическая система ММТС-64.01;
 б – механический домкрат $Q = 12,0$ т и динамометр ДОС-5 на центральной траверсе

Рисунок 4.6 – Приборы, использованные при проведении испытаний

Нагружение экспериментальных ребер для наиболее точного определения момента появления пластических деформаций производили до расчетных нагрузок ступенями, равными $\approx 0,2 P_{\text{расч}}$ (таблица 4.1).

Таблица 4.1. Ступени загрузки и величины нагрузок для клеефанерного ребра

Номер ступени нагружения	Равномерно-распределенная нагрузка, кН/м	Эквивалентная сосредоточенная нагрузка P , кН	Примечание
1	0,91	0,44	Нормативная нагрузка – 3,40 кН/м или $P=1,66$ кН
2	1,81	0,88	
3	2,73	1,32	
4	3,63	1,76	
5	4,54	2,21	Расчетная нагрузка

Трехкратные испытания каждого из двух клеефанерных ребер вели с соблюдением следующих правил:

- время приложения нагрузки на каждой ступени было постоянным и составляло примерно одну минуту;
- на каждой ступени время выдержки составляло ≈ 3 минуты, что было достаточно для снятия всех необходимых отсчетов и контроля стабилизации деформаций, для чего отсчеты брали сразу после нагружения и перед приложением нагрузки следующей ступени;

- последовательность снятия отсчетов с приборов на каждой ступени не изменялась;
- осуществление постоянного контроля за опытной конструкцией для фиксации особенностей ее поведения под нагрузкой (моменты появления дефектов, отклонений от проектного положения и т.п.);
- после завершения первых испытаний балку разгружали и выдерживали перед проведением последующих не менее трех суток.

Всего на каждом испытываемом ребре было установлено 22 тензорезистора, 7 прогибомеров, 12 индикаторов с ценой деления 0,01 мм, 3 индикатора с ценой деления 0,001 мм.

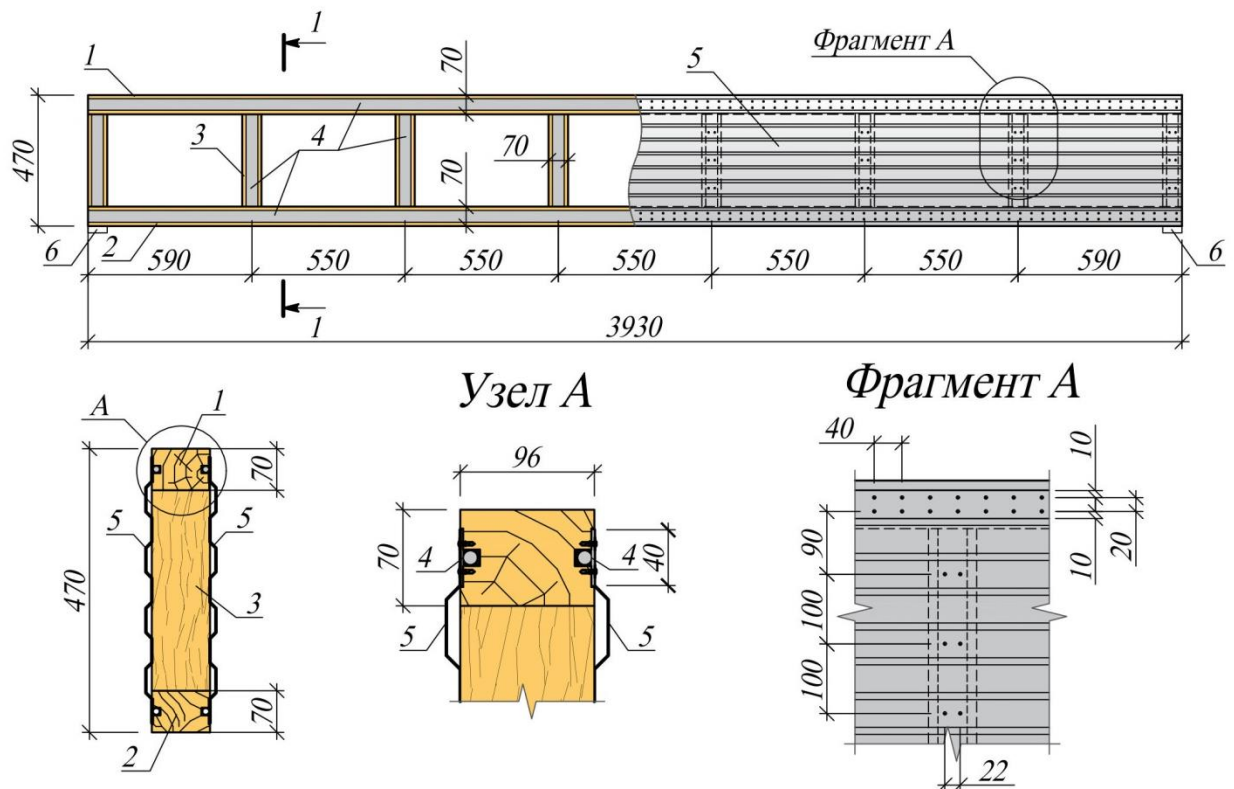
До проведения испытаний для получения объективных данных в соответствии со стандартными методиками / 128, 129 / из остатков примененных материалов (древесина и фанера) отбирали образцы для определения их прочностных и упругих свойств. Влажность деревянных элементов устанавливали с помощью электронного влагомера ADA ZHM 125B.

4.2.2 Деревометаллические ребра с армированными поясами

Экспериментальный образец деревометаллического ребра с армированными поясами и стенками из стального профилированного листа имитировал его работу в составе совмещенной плиты с верхней и нижней обшивками равной толщины. Это позволило отказаться от выполнения обшивок и изготовить опытный образец как самостоятельную балку с нейтральной осью, проходящей через середину высоты поперечного сечения, что полностью соответствовало условиям работы ребер в составе совмещенной плиты по рисунку 2.5, приведенному во второй главе диссертации. Расчетная равномерно-распределенная погонная нагрузка на экспериментальную конструкцию составила 13,23 кН/м при нормативной нагрузке 9,95 кН/м. Для проведения исследований было изготовлено два идентичных ребра, испытанных на первом этапе, как и клеефанерные ребра, до расчетного значения нагрузки (трехкратные нагружения с соответствующими выдержками после каждого испытания). Затем одну из кон-

струкций довели до разрушения, вторую исследовали на действие длительных нагрузок.

Деревометаллическое ребро (рисунок 4.7) состоит из верхнего и нижнего поясов поперечным сечением 70х96 мм, выполненных из цельной древесины сосны 2 сорта. Пояса раскреплены вертикальными ребрами жесткости аналогичного поперечного сечения с шагом 550 мм с их клеевым соединением на одинарный шип прямоугольного поперечного сечения (30х40 мм). В качестве армирующих элементов поясов и ребер жесткости приняты Т-образные элементы, состоящие из арматурных стержней класса А240 диаметром 10 мм, приваренных к полосам из стали С245 поперечным сечением 2,0х40 мм. Стенки из профилированных листов (сталь С250) толщиной 0,5 мм и высотой гофров 10 мм соединены со стальными полосами поясов и ребер жесткости при помощи саморезов 4,2х13мм поставленные по длине поясов с шагом 40 мм, что обеспечивало восприятие сдвигающих усилий и местную устойчивость тонкой стенки по линии соединения / 160 /.



- 1, 2 – верхний и нижний пояса; 3 – ребра жесткости; 4 – армирующий Т-образный элемент;
5 – стенка из профилированного листа; 6 – опорная пластина

Рисунок 4.7 – Опытная конструкция деревометаллического ребра

Этапы изготовления опытной конструкции показаны на рисунке 4.8, а ее общий вид при подготовке к испытаниям на силовом стенде на рисунке 4.9.



Рисунок 4.8 – Этапы изготовления конструкции армированного ребра



Рисунок 4.9 – Деревометаллическое ребро, подготовленное к испытаниям на силовом стенде

В целом, экспериментальные исследования кратковременными нагрузками деревометаллических ребер с армированными поясами и стенками из стальных профилированных листов проведены по методике, приведенной в разделе 4.2.1.

Для получения объективной картины напряженно-деформированного состояния исследуемых ребер проводили замеры следующих величин:

- прогибы ребер в середине и третях пролета; осадки опор; отклонения от вертикальной плоскости стенок в середине длины опорного и соседнего отсеков в трех наиболее характерных точках по высоте, сдвиг стенки относительно верхнего деревянного пояса ребра в приопорных зонах;
- напряжения (фибровые деформации) верхней и нижней граней деревянных поясов ребра, а также профилированной стенки в середине пролета с симметричной схемой расположения тензорезисторов.

Расстановка приборов на балке показана на рисунках 4.10 и 4.11.

Для имитации равномерно распределенной нагрузки использовали систему из трех гидравлических домкратов (рисунок 4.9), которые были объединены в общую систему и через три траверсы обеспечивали передачу нагрузки на ребро в шести точках. В состав гидравлической насосной станции входил тарированный манометр, который дополнительно позволял контролировать величину передаваемой на ребро нагрузки.

Всего на каждом деревометаллическом ребре установлено: 14 тензорезисторов, 7 прогибомеров, 28 индикаторов с ценой деления 0,01 мм, 3 индикатора с ценой деления 0,001 мм.

Каждая конструкция была подвергнута трехкратному испытанию до расчетных величин нагрузок с временной выдержкой после каждого эксперимента не менее трех суток.

Из остатков примененных для изготовления ребер материалов (древесина и стальной лист) до проведения испытаний отбирали образцы для определения их прочностных и упругих свойств путем соответствующих испытаний по стандартным методикам / 127, 128, 130 /.

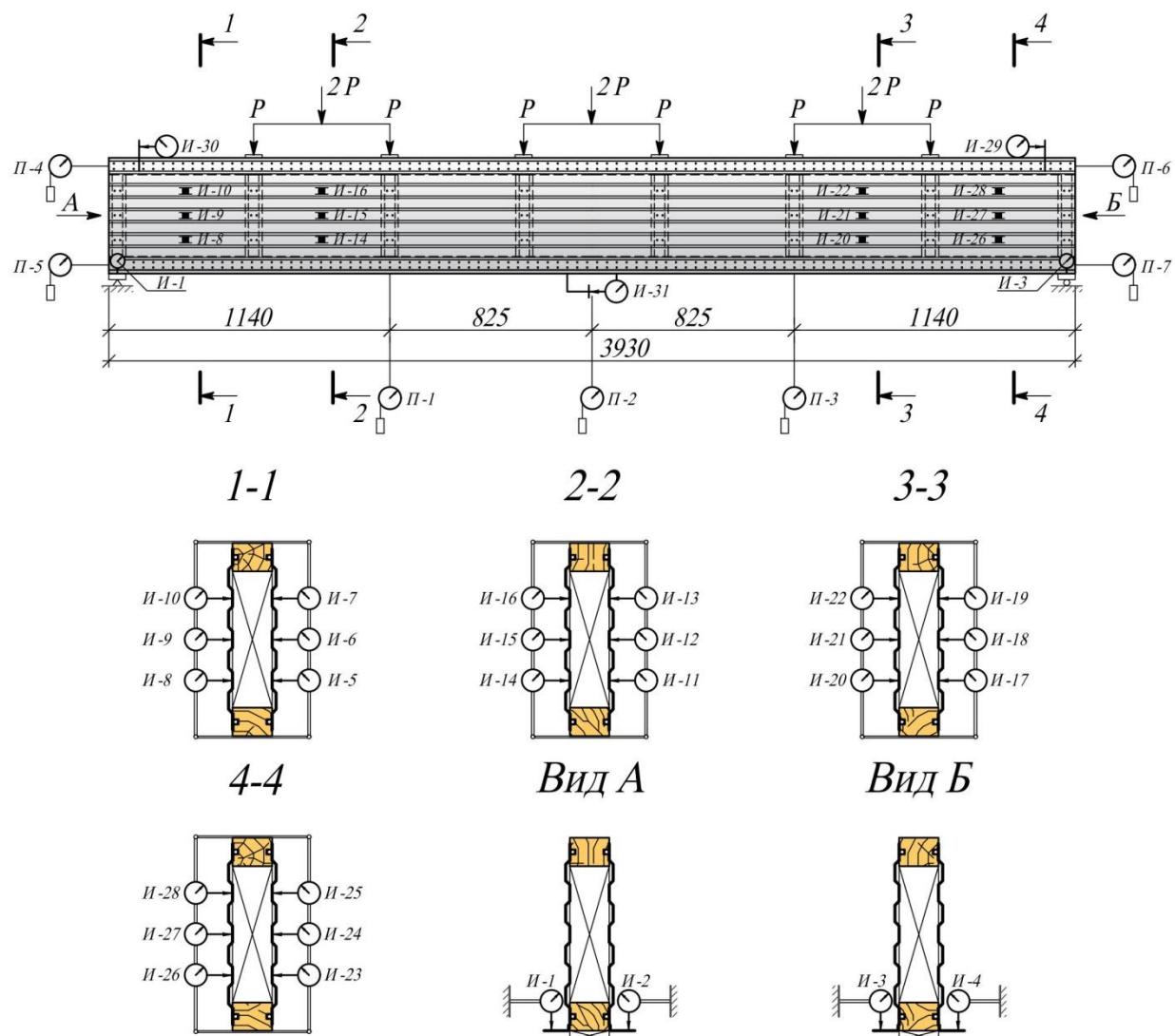
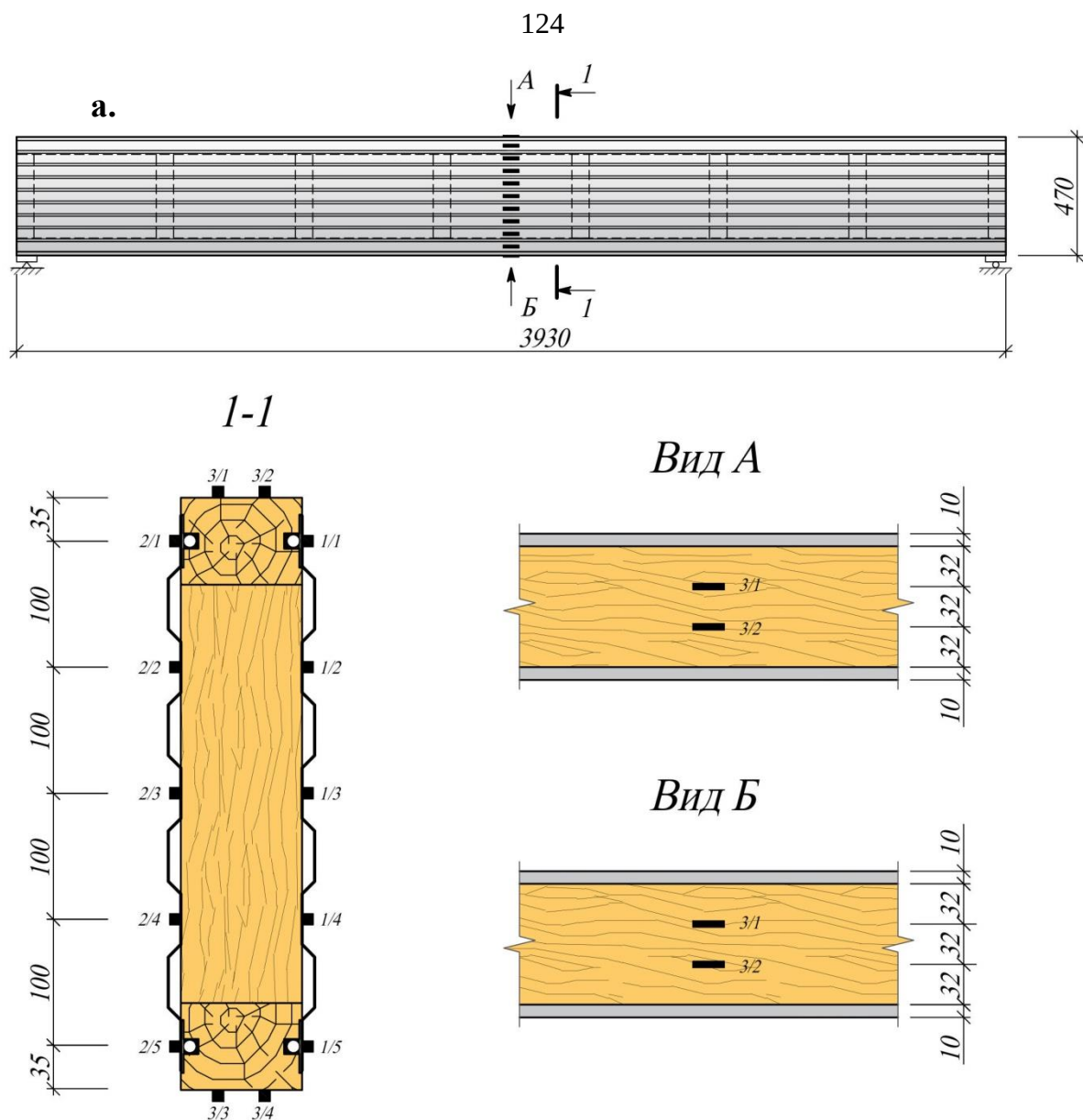


Рисунок 4.10 – Расположение механических приборов на армированном деревометаллическом ребре



а – схема расстановки тензорезисторов на экспериментальном ребре; б – общий вид тензорезисторов, установленных на стальной профилированной стенке в середине пролета; в – тензорезисторы на деревянном поясе ребра с установкой дублирующего индикатора с ценой деления 0,001 мм на базе 200 мм

Рисунок 4.11 – Схема и общие виды расположения тензорезисторов на деревометаллическом ребре

Нагружение деревометаллических ребер, для определения более точного момента появления в конструкции пластических деформаций, осуществляли до расчетных нагрузок ступенями, равными $\approx 0,1 P_{\text{расч}}$ (таблица 4.2).

Таблица 4.2. Ступени загрузки и величины нагрузок для деревометаллического ребра

Номер ступени нагружения	Равномерно-распределенная нагрузка, кН/м	Эквивалентная сосредоточенная нагрузка P , кН	Примечание
2	2,65	1,50	
4	5,30	2,98	Нормативная нагрузка – 9,95 кН/м или $P=5,57$ кН
6	7,94	4,46	
8	10,59	5,94	
10	13,23	7,42	Расчетная нагрузка

4.2.3 Длительные испытания

На действие нормативных длительных нагрузок были проведены испытания клефанерного и армированного деревометаллического ребер, которые ранее были испытаны кратковременными нагрузками до их расчетных величин. Опытные ребра перед приложением длительных нагрузок «отдыхали» в течение не менее 20 суток. Экспериментальные конструкции перед соответствующими загрузками детально осматривали для подтверждения их работоспособного состояния (отсутствие дефектов, механических повреждений).

При проведении длительных испытаний количество механических приборов и их расстановка полностью соответствовали схемам, принятым при проведении экспериментов на кратковременные нагрузки (рисунок 4.3, 4.7). Также схема приложения нагрузки к ребрам для обеспечения сопоставимости результатов полностью соответствовала схемам загрузки, принятым для кратковременных испытаний. Фибровые деформации элементов ребер не контролировались в связи с изменением модулей упругости древесины и фанеры во времени и невозможности обеспечения стабильной работы примененной при кратковременных испытаниях тензометрической системы ММТС-64.01.

Таким образом, при длительных испытаниях контролировали: прогибы ребер в третях и в середине пролета, осадки опор, горизонтальные деформации стенок, а также в армированном деревометаллическом ребре величину смещения стальной стенки из профилированного листа относительно верхнего деревянного пояса.

Длительные испытания проводили с соблюдением следующих режимов:

- до значения нормативной нагрузки нагружение ребра вели непрерывно в течении 1,5-2,0 минут после снятия нулевых отсчетов:

- первые трое суток снятие отсчетов с приборов проводили каждый час;

- в следующие три недели отсчеты снимали через 24 часа в одно и то же время и затем через 72 часа до завершения испытаний;

- заданная величина нормативной нагрузки с ограничением величины ее падения до 5% обеспечивалась постоянным контролем за величиной давления в насосной станции с соответствующей подкачкой в течении первых трех дней, в следующие десять дней – через каждые шесть часов, в последующие дни до завершения испытаний – через каждые 12 часов;

- в аналогичные интервалы времени осуществляли контроль за температурно-влажностным режимом в помещении лаборатории.

Эксперимент на действие длительных нагрузок проведен на том же силовом стенде, что и для кратковременных испытаний (рисунок 4.12).



Рисунок 4.12 – Общий вид длительных испытаний клефанерного ребра на силовом стенде

4.3 Анализ результатов кратковременных испытаний

Методика проведения кратковременных испытаний клеефанерных ребер с прерывистой стенкой и с поясами различной площади, а также ребер на деревянном армированном каркасе со стенкой из стальных профилированных листов с горизонтальной ориентацией гофров коробчатого поперечного сечения полностью соответствовала с вышеприведенным положениям. В условиях лаборатории кафедры строительных конструкций ОГУ было испытано по две конструкции каждого из типов ребер. Как было выше отмечено, каждая из конструкций подлежала трехкратному нагружению до расчетных нагрузок с соответствующими выдержками после каждого испытания (не менее трех суток). После этого одно из каждого типа ребро доводилось до разрушения, а второе испытывали на действие длительных нагрузок.

До проведения испытаний из остатков закупленных материалов путем проведения стандартных испытаний / 127, 128, 129, 141 / определяли значения упругих характеристик древесины каркасов, а также фанеры и стальных профилированных листов, выполняющих роль стенок ребер. Из каждого элемента вырезали по шесть деревянных, фанерных и стальных образцов. Для определения модуля упругости испытание деревянных образцов проводили на поперечный изгиб и сжатие, стальных образцов – на растяжение. Среднее значение модуля упругости древесины составило $E_d=11900$ МПа, фанеры $E_{\phi}=9120$ МПа, стали профилированных листов – 214010 МПа, что практически соответствовало справочным данным. Влажность стандартных образцов, также как и влажность древесины элементов каркаса на момент начала испытания балок, определялась электронным влагомером ADA ZHM 125B и составила $10,2...12,0\%$, при этом изменение влажности за период кратковременных испытаний в каждой контролируемой точке не превысило 6% .

Приведенные результаты кратковременных испытаний двух типов ребер получены как средние арифметические значения шести соответствующих показаний по данным трехкратных испытаний двух идентичных конструкций (два клеефанерных ребра и два деревометаллических ребра).

4.3.1 Клеефанерные ребра

Испытания двух одинаковых клеефанерных ребер (КФР-1 и КФР-2) показали идентичные результаты по всем контролируемым параметрам. Например, разница в величинах прогибов не превышала 7%, что является допустимой величиной в условиях натурального эксперимента (таблица 4.3). В связи с этим в настоящем разделе полученные результаты приведены как среднеарифметические значения исследуемых параметров.

Таблица 4.3. Величины прогибов и расхождений для клеефанерных ребер КФР-1 и КФР-2

Номер ступени нагружения	Величины прогибов, мм			Величина расхождения, %
	КФР-1	КФР-2	Среднее значение	
1	2	3	4	5
1	1,81	1,91	1,86	5,2
2	3,11	3,34	3,23	7,0
3	4,69	5,01	4,85	6,4
4	6,42	6,74	6,58	4,7
5	8,15	8,49	8,32	4,0

Примечание: Величины прогибов, показанных в графах 2, 3 определены как среднеарифметические значения по результатам трех дублирующих испытаний.

Контролируемые прогибомерами П-1, П-2, П-3 величины прогибов ребер КФР-1 и КФР-2 в середине и в третях пролета нарастают пропорционально росту нагрузки (рисунок 4.13). При расчетной нагрузке (4,54 кН/м) в середине пролета прогиб клеефанерного ребра составил 8,32 мм или 1/475 от расчетного пролета (рисунок 4.13). При нормативной нагрузке (3,40 кН/м) эти величины соответственно были равны 6,13 мм и 1/644 L. Отметим, что пропорциональный рост прогибов наблюдался даже до нагрузки 6,36 кН/м (7-я ступень), что составляло 1,4 $P_{расч}$. После приложения седьмой ступени все механические приборы с опытной конструкции, в целях их сохранности, были сняты.

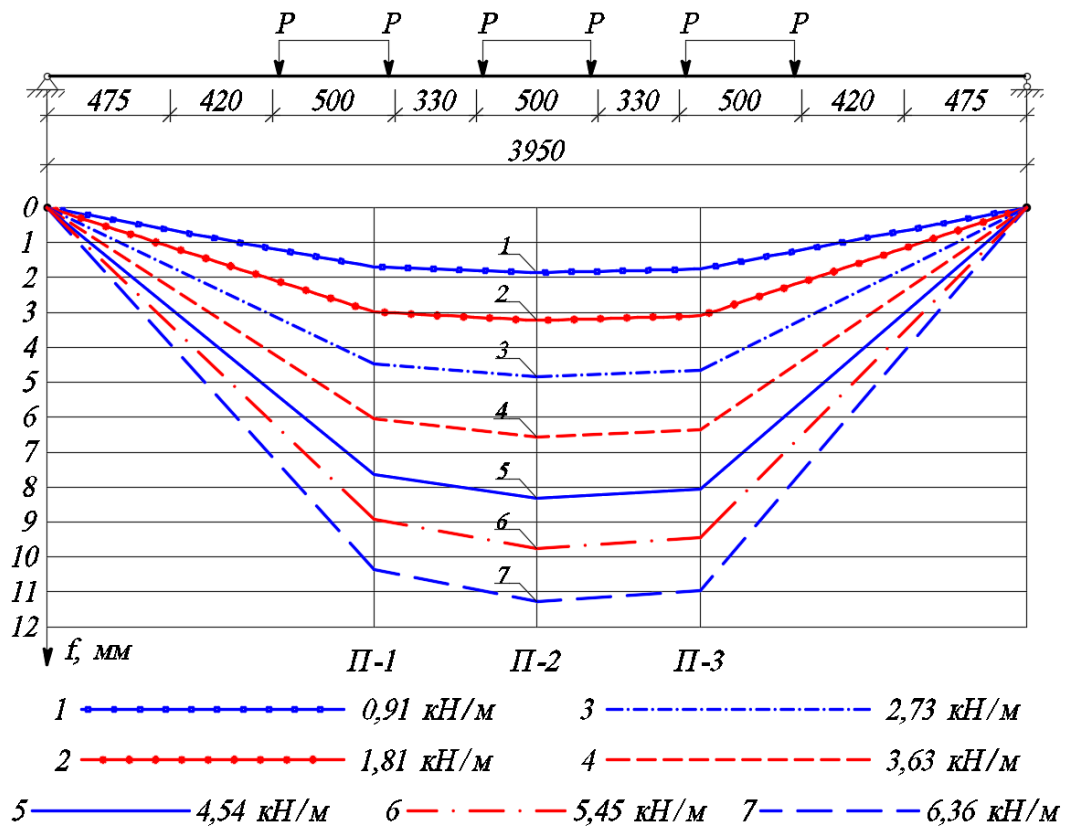


Рисунок 4.13 – Графики прогибов клефанерных ребер по ступеням загрузки

При определении значений прогибов из показаний прогибомеров вычитали величины осадок опор, принимая их среднеарифметическое значение по показаниям четырех индикаторов (по два на каждой опоре).

Кроме показаний прогибов упругий характер работы балки до расчетных величин нагрузки подтверждают результаты контроля изменения длины пролета верхнего и нижнего поясов, а также осадок опор (рисунок 4.14).

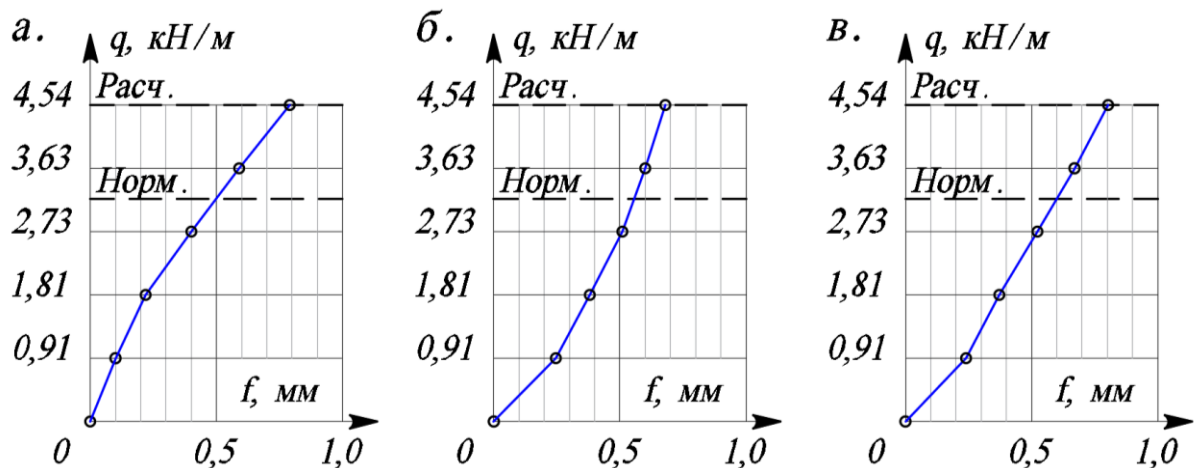


Рисунок 4.14 – Графики изменения пролета верхнего пояса (а), нижнего пояса (б) и график осадки опор (в)

Отметим, что до снятия приборов с опытной конструкции ($1,5 P_{расч}$) отклонений фанерных стенок от горизонтали в контролируемых отсеках не выявлено. Это свидетельствует об обеспечении ее устойчивости при принятых параметрах запроектированного клеефанерного ребра ($h_{см}/\delta = 34$), что соответствует рекомендациям / 155 /, по которым при отношении высоты стенки в расчетном сечении между внутренними гранями полок $h_{см}$ к толщине фанеры стенок δ с продольным по отношению к оси ребра расположением волокон наружных слоев меньше, чем 50, расчет стенок на устойчивость не выполняют.

Теоретическое значение прогиба в середине пролета, определенное по программе «ЛИРА-10.12» для экспериментальной конструкции с учетом фактических физико-механических характеристик примененных материалов при действии расчетной нагрузки составило 8,05 мм (смотри главу 3), что на 3,2% меньше соответствующей экспериментальной величины. Этот факт подтверждает адекватность разработанной расчетной конечно-элементной модели с учетом прерывистой фанерной стенки. Отметим, что практически такой же теоретический результат получен и при расчете опытной конструкции по методике, разработанной автором с определением прогиба по полиному второй степени, общий вид которого представлен в виде формулы (3.29) в главе 3.

Характер распределения нормальных напряжений в расчетных поперечных сечениях с фанерной стенкой по ступеням и в сечении без стенки при расчетной нагрузке показан на рисунке 4.15. Этот характер полностью соответствует теории поперечного изгиба, когда деревянные пояса работают совместно с фанерной стенкой на восприятие внешних нагрузок. Также в общей работе конструкции участвует фанерная обшивка и деревянные обрамляющие элементы (рисунок 4.1), жестко соединенные между собой и с верхней гранью несущего ребра на клею и имитирующие участие в работе крупноразмерной плиты ограждающих щитов, которые практически всегда предусматриваются в таких плитах (рисунок 2.2, 2.3). Несомненно, что такое участие повышает прочность и жесткость несущих ребер проектируемой конструкции.

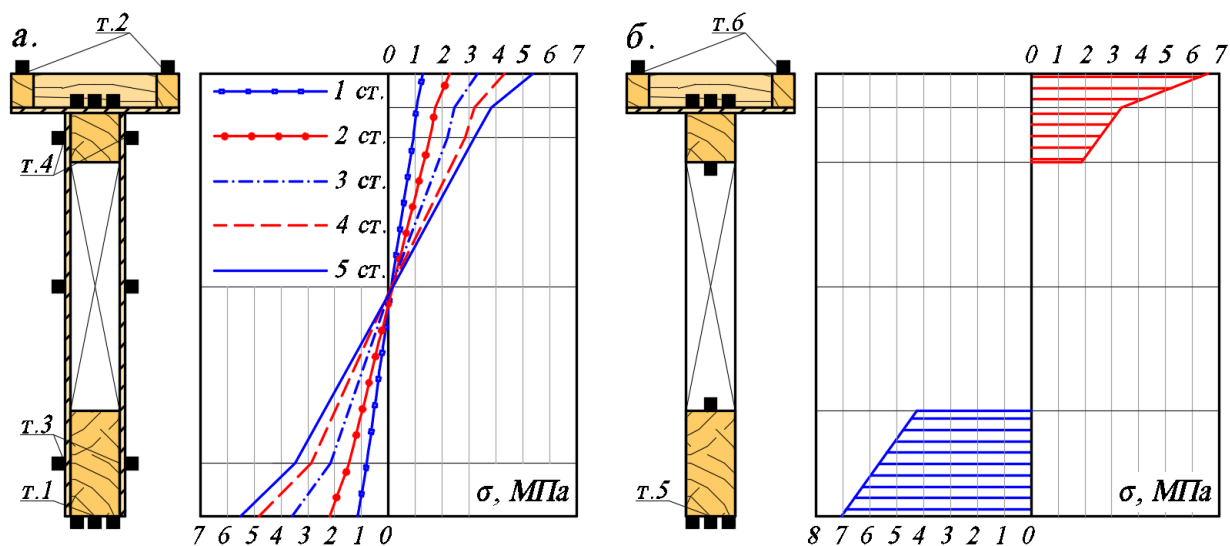


Рисунок 4.15 – Характер распределения нормальных напряжений в расчетном сечении на участке с фанерной стенкой по ступеням (а) и в опасном сечении без стенки при расчетной нагрузке (б)

Сравнение теоретических значений нормальных напряжений в деревянных и фанерных элементах опытной конструкции, полученных по методике расчета клеефанерных балок, приведенной в СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» / 155 /, и соответствующих экспериментальных данных при расчетной нагрузке, а также процент расхождения между теоретическими и экспериментальными величинами приведено в таблице 4.4.

Таблица 4.4. Теоретические и экспериментальные значения нормальных напряжений в стенке и поясах клеефанерных ребер при расчетной нагрузке (4,54 кН/м)

№ точки	Элемент балки	Теоретическое значение, МПа	Экспериментальное значение, МПа	Процент расхождения
1	Нижний пояс	5,89	5,50	7,1
2	Обрамляющие элементы	5,82	5,38	8,2
3	Фанерные стенки	3,77	3,49	8,0
4	Фанерные стенки	3,47	3,20	8,4
5	Нижний пояс	7,08	7,05	0,4
6	Обрамляющие элементы	7,08	6,58	7,6

Примечания. 1. Значения нормальных напряжений в элементах опытной конструкции приведены для расчетных сечений в местах расположения тензорезисторов по рисунку 4.5.
2. Местоположение контрольных точек приведено на рисунке 4.15.

До достижения нагрузкой величины, равной $1,5 R_{\text{расч}}$, процесс увеличения напряжений по ступеням загрузки во всех контролируемых точках, аналогично нарастанию прогибов конструкции, происходил практически пропорционально росту нагрузки, что также подтверждает упругий характер деформирования опытного ребра.

Полученные в результате испытаний данные распределения нормальных напряжений и низкий процент расхождения с теоретическими значениями доказывают рабочую гипотезу №1 в том, что пояса разной площади позволяют повысить эффективность применяемых материалов. Так, например, в конструкции ребра с одинаковыми по площади поясами, при неизменном расходе материалов, теоретические напряжения в расчетном сечении без стенок при аналогичной расчётной нагрузке составили: в нижнем поясе по нижней грани – 9,3 МПа, а в обрамляющих элементах по верхним граням – 6,4 МПа. Такая неравномерность (45%) объясняется невыгодным положением нейтральной оси поперечного сечения за счет включения в общую работу плиты ограждающего щита, тогда как в разработанных ребрах нейтральная ось расположена в середине высоты поперечного сечения. За счет такого конструктивного приема соответствующие теоретические напряжения выравниваются и становятся равными 7,08 МПа, что на 24% меньше вышеприведенного напряжения в нижнем поясе по нижней грани. С точки зрения рационализации несущих ребер это имеет принципиальное значение еще и потому, что достигается частичное разгружение их наиболее напряженного элемента в виде нижнего деревянного пояса, работающего на растяжение при общем изгибе крупноразмерной плиты. Заметим, что расчётное сопротивление древесины растяжению, по данным таблицы 3 / 155 /, на 45% ниже соответствующего сопротивления сжатию. Вышеприведенный эффект от сделанного автором предложения по рационализации несущих ребер крупноразмерных совмещенных плит также подтвержден экспериментально с максимальным расхождением между теоретическими и опытными величинами напряжений в деревянных элементах 7,6%, что вполне приемлемо для натурных испытаний.

Кроме этого, рабочая гипотеза №1 подтверждена и в том, что конструкции клефанерных ребер, выполненные с разрывами стенок по длине, также позволяют более эффективно использовать применяемые материалы за счет их рационального распределения – фанерные стенки располагаются на наиболее нагруженных участках. Отсутствие стенок естественным образом сказывается на увеличении деформативности конструкции, однако данные прогибов при испытаниях демонстрируют, что разработанная конструкция отвечает требованиям жесткости, и доказывают правильность предлагаемой в главе 3 методики расчета по деформациям с учетом коэффициента, зависящего от соотношения площадей фанерных стенок и проемов - расхождение теоретических прогибов с экспериментальными составило всего лишь 3,3%.

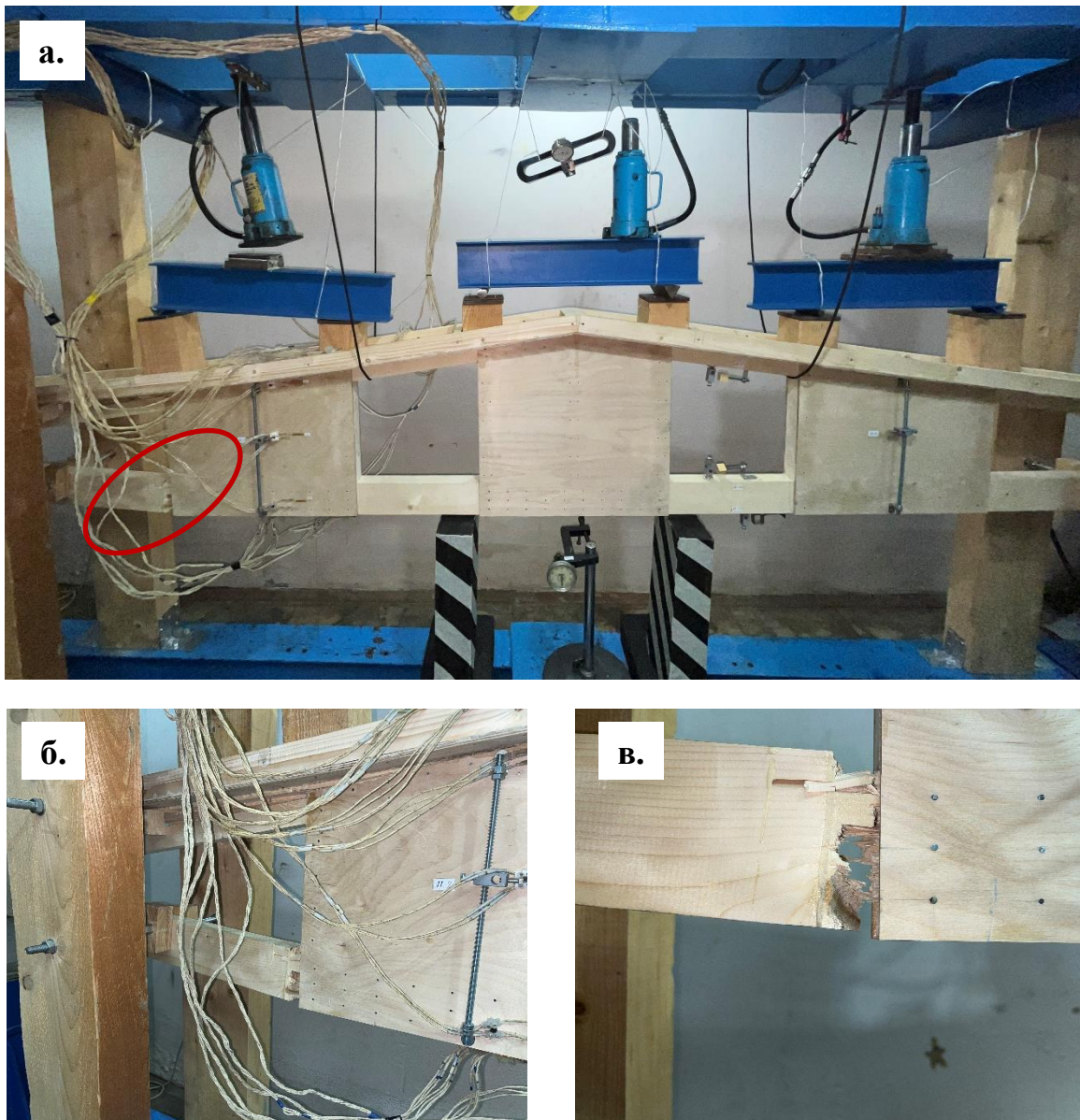
Разрушение опытной конструкции было хрупким и характеризовалось первоначальным разрушением (разрывом) нижнего растянутого пояса клефанерного ребра с последующим изгибом и разрушением верхнего пояса и фанерного щита (рисунок 4.16). Опытная конструкция разрушилась при нагрузке $q=10,92$ кН/м ($q_{экс}$). Расчетная нагрузка ($q_{расч}$), равная 4,54 кН/м, была превышена в 2,41 раза.

Выполним оценку опытной конструкции на предмет ее эксплуатационной надежности при длительном действии нагрузки (на период 50 лет). Оценку проведем в соответствии с требованиями «Рекомендаций по испытанию деревянных конструкций» / 144 / и ГОСТ 57790-2017 «Конструкции деревянные несущие. Методы испытаний на прочность и деформативность» / 138 /.

В соответствии с вышеназванными документами расчет выполняется на основании сопоставления фактической несущей способности (максимальной разрушающей нагрузки), полученной при испытаниях, с расчетной несущей способностью, установленной при проектировании конструкции, путем определения коэффициента безопасности K_{σ} , определяемого по формуле:

$$K_{\sigma} = q_{экс} / q_{расч} \quad (4.1)$$

то есть этой величине соответствует фактический коэффициент безопасности $K_{\sigma(экс)}$, полученный в результате проведенного эксперимента.



а – общий вид конструкции после разрушения и зона разрыва нижнего пояса;
 б, в – разрыв нижнего деревянного пояса клефанерного ребра

Рисунок 4.16 – Характер разрушения клефанерного ребра КФР-1

Теоретическая величина K_δ зависит от продолжительности приведенного времени испытаний $t_{исп}$ и расчетного эквивалентного времени действия эксплуатационной нагрузки $t_{экс}$ (срок службы конструкции при постоянно действующей нагрузке или расчетное время, эквивалентное времени действия временной нагрузки). Также требуемый коэффициент безопасности K_δ определяют в зависимости от характера разрушения конструкции – хрупкое или пластическое. Разрушение опытной конструкции, как отмечено выше, произошло хрупко из-за разрыва нижнего пояса клефанерного ребра.

Требуемый коэффициент безопасности определим согласно / 138 / при хрупком разрушении по формуле:

$$K_{б(хр)} = 1,58 \left(\frac{K_{дл(исп)}}{K_{дл(экс)}} \right) \quad (4.2)$$

где $K_{дл(экс)}$ – коэффициент длительной прочности для деревянных конструкций, равный 0,66 для режима нагружения Г при сроке эксплуатации проектируемого здания до 50 лет / 155 /;

$K_{дл(исп)}$ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$K_{дл(исп)} = 1,03 \left(1 - \frac{\lg t_{исп}}{\lg A} \right) \quad (4.3)$$

где $\lg A = 17,1$ – постоянная величина для аппроксимированной логарифмической зависимости длительной прочности древесины от времени действия нагрузки t ;

$t_{исп}$ – приведенное время, соответствующее действию неизменной постоянной нагрузки, определяемое по формуле:

$$t_{исп} = \frac{t_{max}}{38,2} \quad (4.4)$$

где t_{max} – общее время испытаний до разрушения, величина которого при проведении испытания составила 2880 сек.

Тогда:

$$t_{исп} = \frac{2880}{38,2} = 75,4 \text{ сек.}$$

$$K_{дл(исп)} = 1,03 \left(1 - \frac{\lg 75,4}{17,1} \right) = 0,92$$

$$K_{б(хр)} = 1,58 \left(\frac{0,92}{0,66} \right) = 2,20$$

Полученные результаты расчета при $K_{б(экс)} = 2,41 > K_{б(хр)} = 2,20$ доказывают, что совмещенные плиты с предлагаемыми рациональными несущими клеефанерными ребрами с прерывистой стенкой обладают достаточной несущей способностью и эксплуатационной надежностью при длительном действии нагрузок.

4.3.2 Деревометаллические ребра

Как и при испытаниях двух клеёфанерных конструкций, результаты эксперимента по двум идентичным деревометаллическим ребрам показали практически одинаковые результаты по всем параметрам с максимальной разницей не более 6%, в связи с чем при обработке данных были использованы и приведены среднеарифметические значения. По ступеням загрузки ребер их прогибы, как в третях, так и в середине пролета нарастали пропорционально росту нагрузки (рисунок 4.17). При нормативной нагрузке (9,95 кН/м) максимальное значение прогиба в середине пролета было равно 4,21 мм или 1/938 от пролета, при расчетной нагрузке (13,23 кН/м) – 5,61 мм или 1/704L (рисунок 4.17,а), при этом разница деформаций двух ребер не превышала 4%. Приведенные на графиках величины прогибов определены с учетом фактических значений осадок опор, которые усреднены по показаниям четырех индикаторов.

Рост деформаций пропорционально нагрузке подтверждается и графиком разности деформаций по ступеням, на котором видно характерное нарушение пропорциональности при нагрузке на ребро 14,55 кН/м.

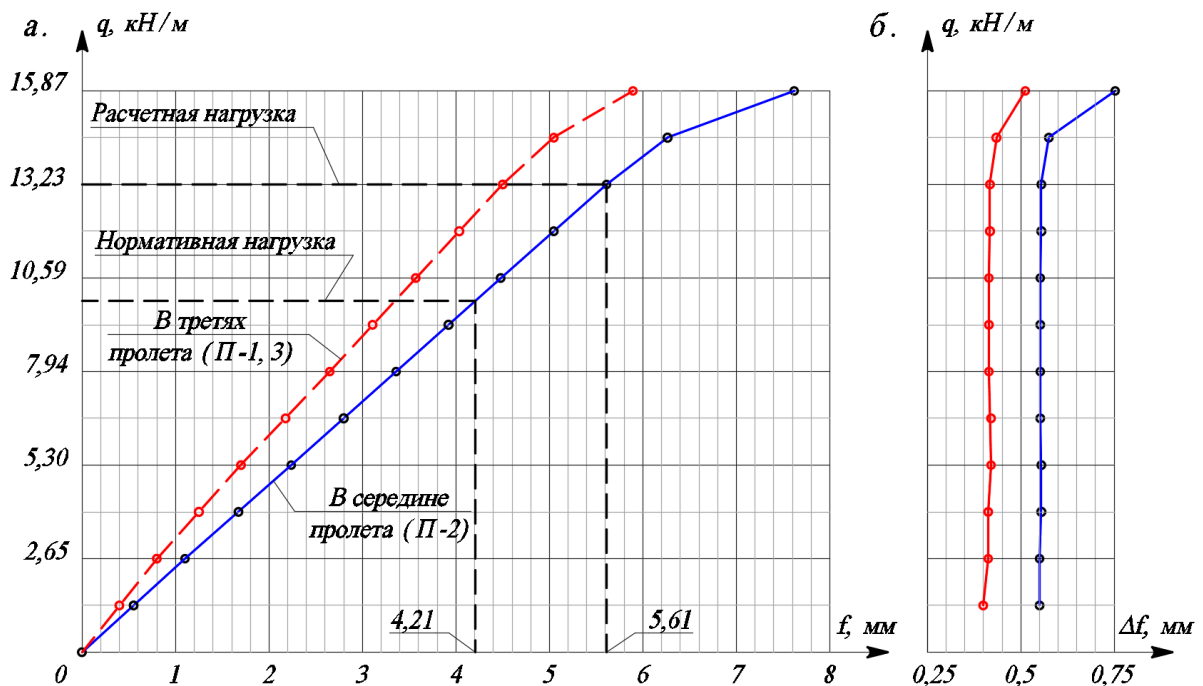
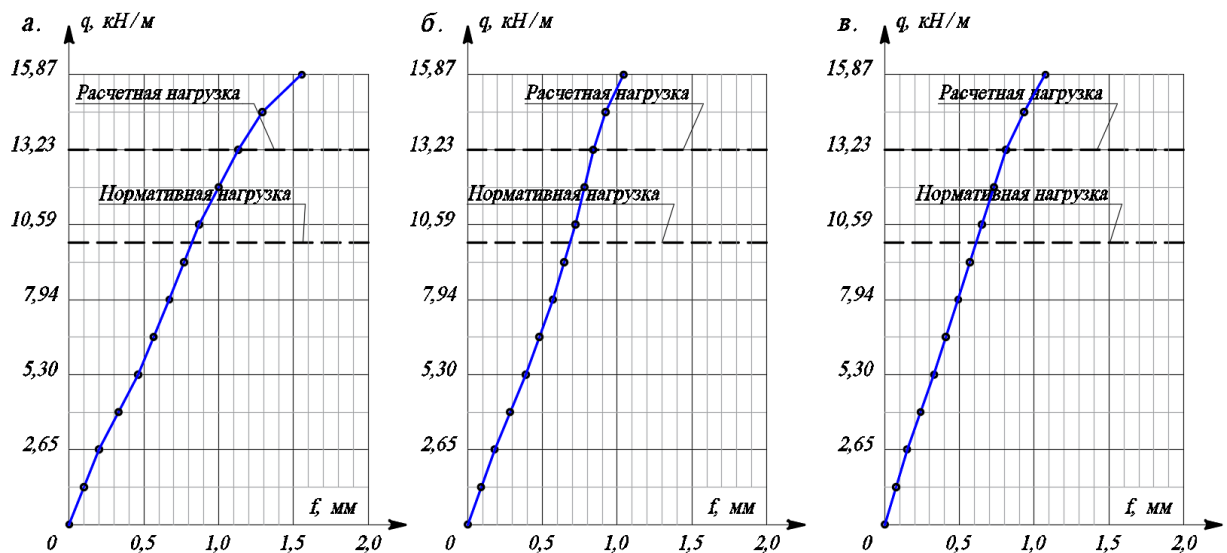


Рисунок 4.17 – Общие прогибы (а) и графики разности деформаций (б) деревометаллического ребра в середине и третях пролета

При этой нагрузке (при испытаниях ребра до разрушения) было отмечено начало потери устойчивости стенки в опорных отсеках, что и объясняет непропорциональный рост прогибов как в середине, так и в третях пролета.

Замеры величин сдвига у опор по плоскости крепления стенок к вклеенным плоским стержням при помощи самонарезающих винтов показали, что при расчётной нагрузке их максимальная величина составила 0,002 мм, что составляет всего лишь 0,2% от предельно допустимой деформации нагельного (гвоздевого) соединения при кратковременных испытаниях (1,0 мм или 2,0 мм при длительных нагрузках по таблице 17 / 155 /). Это позволяет оценить предложенный способ соединения как жесткий и не учитывать податливость соединения при расчете предложенного типа балок по деформациям. С другой стороны, верхний и нижний пояса балок, раскрепленные между собой тонкой стальной профилированной стенкой, представляют аналог составной деревянной конструкции на податливых связях, особенности расчета которых отражены в / 155 /. Кроме этого, несомненно, что на величину прогиба рассматриваемого типа балок будут влиять деформации гофров стенок отсеков, заключенных между поясами и ребрами жесткости и вызванные сдвиговыми усилиями по линиям сопряжения стенок с поясами (рисунок 4.18).



а – в верхней четверти высоты отсека;
б – то же, в середине; в – то же, в нижней четверти

Рисунок 4.18 – Горизонтальные деформации из плоскости стальных профилированных стенок опорного отсека

Экспериментальная величина максимального прогиба при нормативной нагрузке всего лишь на 4,0% (4,04 мм) превышает значение, полученное в результате численных расчетов с использованием ПК «APM WinMachine 21», приведенных в главе 3. Это подтверждает адекватность разработанной численной конечно-элементной модели исследуемой конструкции и делает возможным ее применение при расчетах предложенной конструктивной формы при других проектных параметрах.

С другой стороны, аналогичное теоретическое значение максимального прогиба опытной балки, определенное с учетом фактических физико-механических характеристик примененных материалов с учетом формул и рекомендаций / 155 / с введением в расчеты приведенной характеристики поперечного сечения при приведении стали (профилированные стенки, армирующие пояса элементы) к древесине, составило 2,78 мм, что на 34% отличается от экспериментального значения, равного 4,21 мм. Выявленное расхождение объясняется локальными деформациями стенок гофр (нарушение геометрии), визуально наблюдаемыми при проведении испытаний, начиная с нагрузки 7,94 кН/м, что соответствует 6 ступени, то есть еще до начала потери общей устойчивости стенок опорных отсеков. С учетом этого явления автор предлагает, по аналогии с расчетом деревянных составных стержней, приведенной в СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» / 155 / ввести поправочный коэффициент $k_{жс}$ при определении момента инерции расчетного поперечного сечения, который будет учитывать эффект от локальных деформаций стенок гофр и их податливость, сказывающиеся на общем прогибе конструкции. Для опытного ребра такой коэффициент составит 0,6.

При этом автор не подвергает сомнению тот факт, что поправочный коэффициент $k_{жс}$ можно расценивать как «пионерное» предложение и для рекомендаций определения прогибов нового рассматриваемого типа деревометаллических ребер по нормативной методике / 155 /, удобной в практических расчетах, в частности, при варианте проектировании, требуется проведение комплекса дополнительных исследований, в том числе на натурных конструк-

циях и при условии действия длительных нагрузок. Не исключено, что в результате потребуется разработка новой более точной методики расчета рассматриваемых конструкций по второй группе предельных состояний, отражающей особенности их конструктивного решения.

Результаты определения нормальных напряжений в середине пролета в стальной стенке и деревянных поясах представлены на рисунке 4.19.

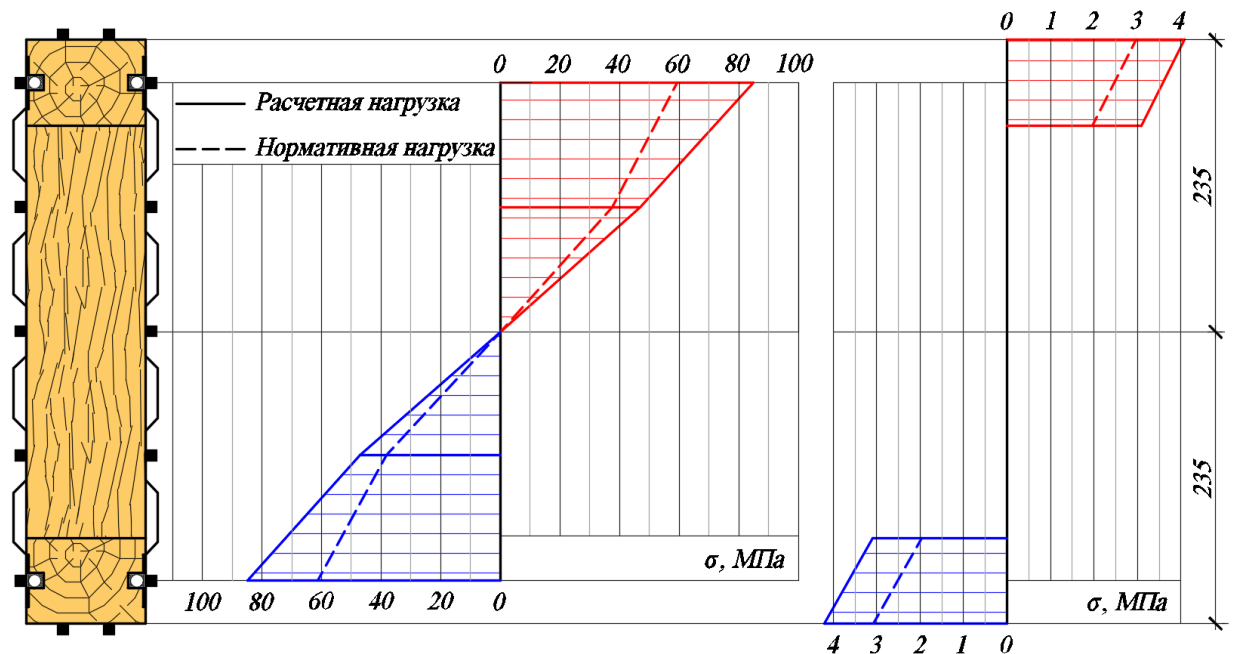


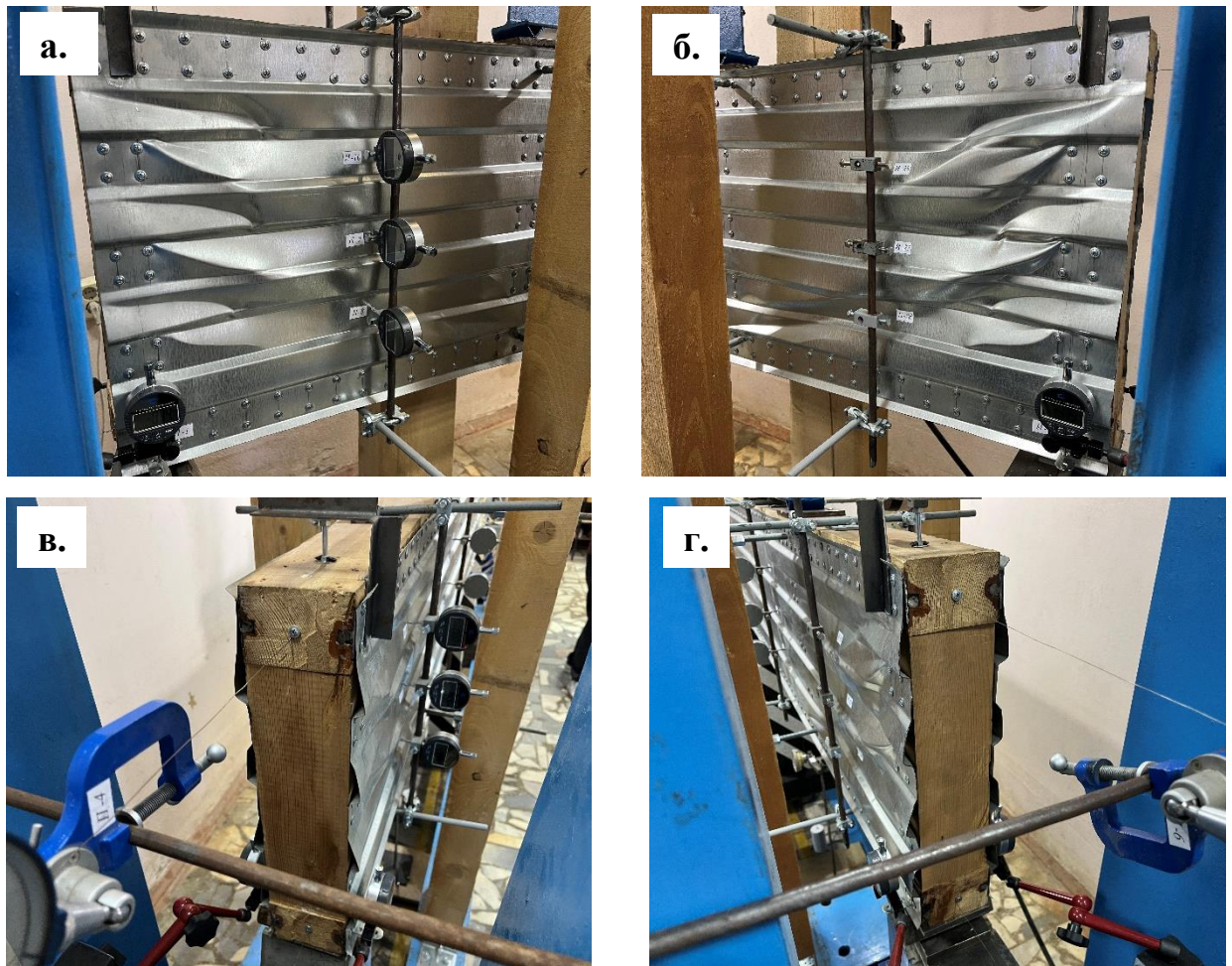
Рисунок 4.19 – Эпюры нормальных напряжений в середине пролета балки в стенке и в поясах при нормативной и расчетной нагрузках

Характер приведенных эпюр свидетельствует о практически полноценном включении стальной стенки с продольной ориентацией гофров профилированного листа в общую работу конструкции на восприятие внешних нагрузок. Это обеспечено также за счет жесткого крепления стенок к вклеенным стальным стержням при помощи саморезов по плоскости соединения «металл-металл». При этом, теоретическое значение максимального напряжения в уровне нижней грани нижнего пояса ребра при расчетной нагрузке с введением в расчеты приведенной характеристики цельного поперечного сечения составило 4,51 МПа при экспериментальной величине 4,17 МПа, т.е. разница составляет 8,2%. В связи с этим, автор считает целесообразным в инженерных расчетах рассматриваемого класса конструкций по прочности не учитывать коэффициент k_w , вводимый по аналогии с коэффициентом $k_{жс}$ при расчете по

деформациям к моменту сопротивления приведенного расчётного сечения как для деревянных балок составного сечения / 155 /. Такой подход (учет в расчетах по прочности цельного приведенного поперечного сечения) обеспечивает практически полное совпадение теоретических и экспериментальных данных.

Отметим, что характер распределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения (рисунок 4.19) показывает, что стенка из стальных профилированных листов участвует в общей работе ребра на восприятие внешних нагрузок, увеличивая тем самым расчетные геометрические характеристики как при определении прогиба, так и при расчете конструкции по прочности. Величина этого увеличения составляет 20...28% в зависимости от толщины листа и параметров вклеенных стальных элементов. В сравнении с аналогами (например, деревометаллические балки с поперечной ориентацией гофров) это позволяет существенно увеличить прочность и жесткость рассматриваемой конструкции за счет армирования и за счет включения стенок в работу ребер. Это является подтверждением авторской гипотезы №2, связанной с целесообразностью применения в качестве несущих ребер крупноразмерных плит конструкций, сочетающих в себе разномодульных материалы.

Упругий характер деформирования опытной конструкции до расчетной величины нагрузки подтверждается пропорциональным нарастанием напряжений во всех контролируемых точках по ступеням загрузки. Разрушение опытной конструкции произошло при нагрузке 15,87кН/м, что в 1,20 раза превышает расчетную величину, определенную из условия обеспечения устойчивости стальной профилированной стенки в опорном отсеке. Именно потерей этой устойчивости характеризовался процесс разрушения балки (рисунок 4.20). Потеря устойчивости произошла волнообразно по нисходящей диагонали опорного отсека и сопровождалась резким падением давления в гидравлической системе. Такой процесс разрушения произошел практически при одном и том же значении нагрузки в симметричных отсеках со сторон подвижной и неподвижной опор. При попытках увеличения давления происходил непрерывный рост прогибов балки и дальнейшее выпучивание стенок.



а- потеря устойчивости стенки в опорном отсеке со стороны шарнирно-подвижной опоры; б – то же, со стороны шарнирно-неподвижной опоры; в, г - деформации профилированного листа в опорных зонах поперечного сечения соответственно (вид с торцов)

Рисунок 4.20 – Характер разрушения деревометаллической балки

Отметим, что при определении расчётной нагрузки из условия обеспечения устойчивости стенки авторами была применена методика, предложенная С.В. Калининым для аналогичного типа балок / 51 / с учетом авторской корректировки, приведенной в главе 3. При этом теоретическое значение равномерно-распределенной нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости стенки составило 13,23 кН/м (по методике / 51 /), что на 17% меньше экспериментальной величины, а с применением величины сдвиговой жесткости, определенной автором в главе 3, аналогичная теоретическая величина равна 14,92, что на 6% дает погрешность в сравнении с экспериментом. Очевидно, что разница в полученных величинах объясняется различием способов крепления стальных стенок к поясам – в работе С.В. Калинина использовано

податливое крепление на гвоздях, а в авторской разработке соединение выполнено жестким при помощи вклеенных Т-образных стальных стержней с присоединёнными к ним саморезами стенками. Выявленные расхождения показывают обоснованность применения использованной методики, а с другой стороны подтверждают целесообразность ее корректировки с учетом способов крепления стальных стенок к каркасу ребер, при этом результаты дополнительных экспериментальных исследований необходимо подтверждать при испытаниях натурных конструкций.

Отметим, что какое-либо нарушение формы отверстий (овализации) в местах установки саморезов после разборки опытной конструкции отсутствовало, что подтверждает жесткость рассматриваемого узла. Также не наблюдались какие-либо разрушения деревянных поясов (разрыв растянутых или потеря устойчивости сжатых волокон, смятия в точках приложения сил и т.п.). Сохранили целостность и узловые сопряжения ребер жесткости с поясами, клеевое соединение вклеенных Т-образных стержней с древесиной, что также было подтверждено после демонтажа стенок и детального осмотра зон сопряжения ребер жесткости с поясами.

Обращает на себя внимание характер разрушения опытной конструкции из-за потери устойчивости стенок в опорных отсеках. При этом фактические напряжения как в деревянных поясах, так и в стальной стенке существенно не достигают предельно допустимых величин (рисунок 4.19). Это является несомненным недостатком экспериментальной конструкции. Для его устранения возможны различные конструктивные мероприятия. В частности, в рассматриваемых конструкциях для стенок целесообразно применять профилированные листы толщиной не 0,5 мм, а 0,7 мм (смотри главу 3), что позволяет на 25...32% увеличить расчётную нагрузку в зависимости от параметров ребра. Также возможно уменьшить в опорных зонах шаг ребер жесткости, предусмотреть в опорных отсеках диагональные ребра жесткости и т.п. Все перечисленные мероприятия и, несомненно, другие предложения, можно рассматривать как новые пути рационализации рассматриваемых ребер.

4.4 Результаты длительных испытаний

После завершения кратковременных испытаний и выдержки опытных конструкций в течении не менее 20 суток по одному деревометаллическому и клеефанерному ребру были подвергнуты длительным испытаниям. Начало испытаний деревометаллического ребра 03.04.2025 года, клеефанерного – 03.07.2025 года. В связи со стабилизацией основных деформаций опытных конструкций эксперимент на действие длительных нагрузок, как первого, так и второго ребра, был завершен через 90 суток от даты начала, т.е. испытания деревометаллического ребра закончены 01.07.2025 г., клеефанерного ребра – 01.10.2025 г. При проведении испытаний температурный режим в период с 03.04.2025 г. по 01.10.2025 г. изменялся в диапазоне от 23°C до 26°C, влажностный режим находился в интервале 60-70%, что практически исключало влияние температурно-влажностного режима на показания приборов и процесс деформирования опытных конструкций во времени.

Деформации клеефанерного ребра после приложения нормативной нагрузки интенсивно нарастали в начальные 20 суток (рисунок 4.21,а). Далее деформации увеличивались с характерным уменьшением скорости до 30-го дня испытаний, а до 60-го дня скорость существенно падала. Начиная с 60-го дня деформации ребра практически стабилизировались. Отметим, что такой характер деформирования наблюдался как в середине, так и в третях пролета. В сравнении с кратковременным прогибом 6,13 мм его максимальное значение при длительном нагружении составило 8,70 мм (увеличение на 42%).

Аналогичная картина деформирования наблюдалась и при испытаниях деревометаллического ребра (рисунок 4.21,б). Однако интенсивный рост его деформаций наблюдался в первые 15 суток, а стабилизация прогибов, как в середине, так и в третях пролета (по усредненным показаниям двух прогибомеров) произошла, начиная с 50-го дня испытаний. Максимальное значение прогиба при длительном действии нагрузок составило 5,81 мм при кратковременном прогибе 4,21 мм (увеличение на 38%). Практически такое же относительное увеличение прогибов наблюдалось и в третях пролета.

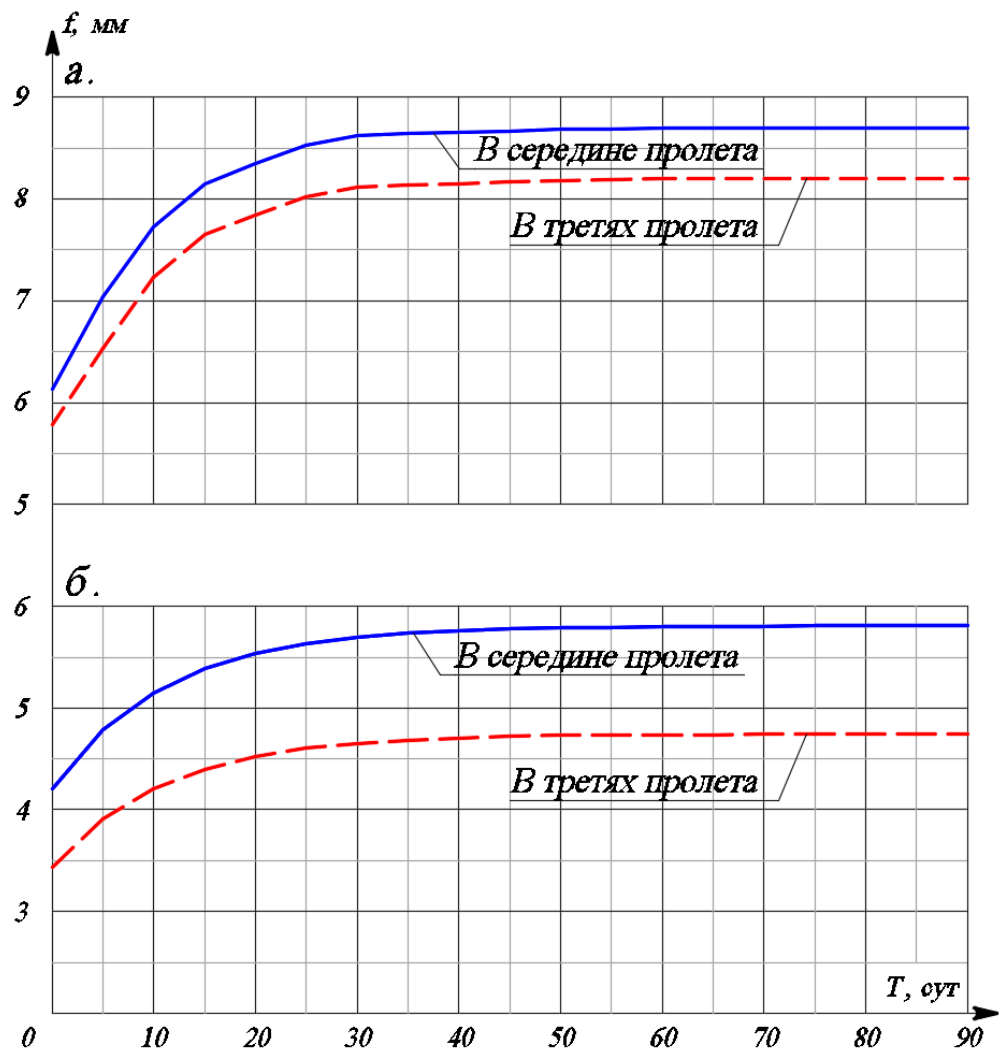


Рисунок 4.21 – График нарастания прогибов клеефанерного (а) и деревометаллического (б) ребер в середине и в третях пролета с течением времени

Также при проведении длительных испытаний установлено, что в клеефанерном ребре отклонения стенки от горизонтали в серединах отсеков практически отсутствовали, что подтверждает факт ее устойчивости при действии проектных нагрузок.

В деревометаллическом ребре наличие сдвига у опор по плоскости крепления стенок к вклеенному плоскому стержню при помощи самонарезающих винтов во времени не выявлено, что доказывает жесткость этого сопряжения. Максимальная горизонтальная деформация стенки в середине опорного отсека на момент завершения испытаний составила 0,94 мм (рисунок 4.22), увеличившись в сравнении с кратковременной величиной 0,80 мм в 1,17 раза. Аналогичный рост деформаций выявлен и, во-вторых, от опор отсеках.

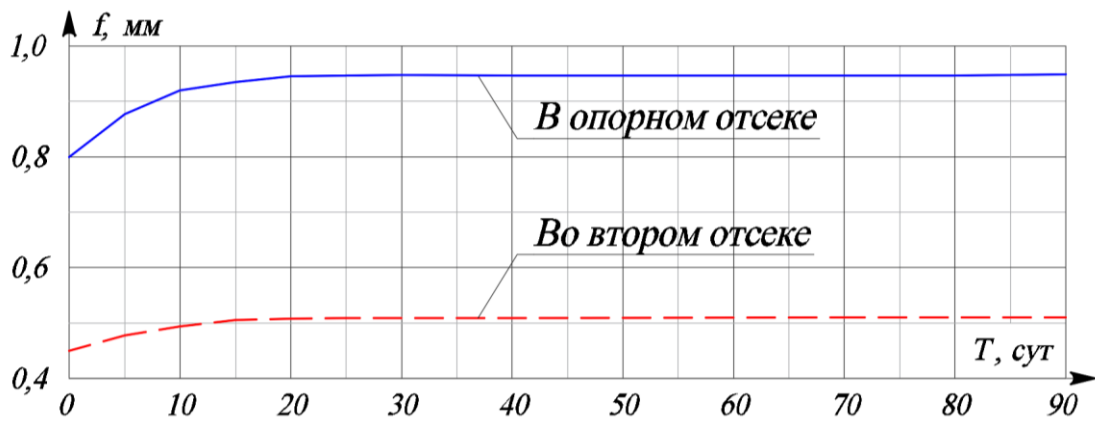


Рисунок 4.22 – Графики нарастания горизонтальных деформаций стенки в середине опорных и вторых от опор отсеков

Незначительные величины первоначальных горизонтальных деформаций стальных профилированных стенок, а также величин их нарастания во времени также свидетельствуют об их устойчивости при действии нормативных длительных нагрузок. С другой стороны, факт наличия таких деформаций обосновывают правильность вывода о целесообразности определения приведенных геометрических характеристик поперечных сечений рассматриваемых деревометаллических балок с учетом поправочного коэффициента $k_{жс}$, вводимых к моменту инерции стальных стенок при расчете ребер, работающих в составе совмещенных плит, по деформациям.

Анализируя графики, приведенные на рисунке 4.21, можно констатировать, что характер деформирования испытанных конструкций соответствует теоретическим кривым ползучести вязкоупругих материалов. В этом случае общий прогиб конструкции во времени можно определить по формуле:

$$f_t = f_0 + f_n \quad \text{или} \quad f = f \left(1 + \frac{f_n}{f_0} \right), \quad (4.5)$$

где f_t – полная деформация в момент времени t ; f_0 – первоначальная деформация; f_n – деформация ползучести.

Длительные испытания конструкций на основе деревянного каркаса, проведенные в том числе В.И. Жадановым / 40 /, показали, что отношение f_n / f_0 можно записать в виде:

$$\frac{f_n}{f_0} = k(1 - e^{-\gamma t}), \quad (4.6)$$

где k, γ – постоянные коэффициенты, зависящие от типа материала или конструкции, определенные экспериментальным путем; t – время нахождения конструкции под нагрузкой в сутках.

Подставляя формулу (4.6) в выражение (4.5) получим:

$$f_t = f[1 + k(1 - e^{-\gamma t})] \quad (4.7)$$

Учитывая, что сроки эксплуатации зданий 50 и более лет можно принять величину $e^{-\gamma t}$ практически равной нулю и тогда выражение (4.7) будет:

$$f_\infty = w_0(1 + k) \quad (4.8)$$

где f_∞ – максимальный длительный прогиб конструкции.

Постоянные коэффициенты k и γ определяют экспериментальным путем с учетом их зависимости от примененных материалов и типа конструкции. Базируясь на полученных графиках при помощи аппроксимации, можно получить выражения для определения максимальных величин прогибов рассматриваемого типа ребер в любой момент времени:

- для испытанных деревометаллических ребер:

$$f_t = f_0[1 + 0,38(1 - e^{-0,087t})] \quad (4.9)$$

- для клефанерных ребер:

$$f_t = f_0[1 + 0,42(1 - e^{-0,096t})] \quad (4.10)$$

Сравнение формул (4.9) и (4.10) с экспериментальными графиками показало, что они дают погрешность по всей их длине не более 5%, что позволяет их применять для инженерных расчетов предложенных типов ребер, работающих в составе совмещенных плит, с учетом ползучести. При этом автор, выражая уверенность в полученных формулах, основанных на экспериментальных данных, понимает, что для использования полученных выражений в нормативной литературе необходимо их подтверждение путем проведения дополнительных исследований на натурных конструкциях различного пролета и при различных величинах действующих нагрузок.

В целом, проведенные длительные испытания показали, что прогибы испытанных типов ребер не превысили предельно допустимых значений, что подтверждает их эксплуатационную надежность во времени.

4.5 Выводы по четвертой главе

1. Экспериментальными методами подтверждена проектная прочность и жесткость разработанных конструктивных форм несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе, в том числе при действии длительных нагрузок.

2. Получены новые экспериментальные данные об особенностях НДС клеефанерных балок с прерывистой стенкой и армированных деревометаллических балок со стенкой из стальных профилированных листов с ориентацией гофров вдоль пролета плиты и с их креплением при помощи механических связей к вклеенным в массив древесины поясов стальным элементам.

3. При проведении экспериментов доказана эффективность применения в клеефанерных ребрах поясов с различной площадью поперечного сечения и в армированных деревометаллических ребрах выполнения крепления стенок к вклеенным стальным элементам, за счет чего достигается увеличение прочности и жесткости конструкции при условии равенства расхода материала.

4. Доказано, что в инженерных расчетах предложенных конструктивных форм геометрические характеристики расчетных поперечных сечений необходимо определять по методу приведенного сечения, при этом армированные деревометаллические ребра следует рассматривать как цельные элементы при расчете по прочности и как составные элементы с определением приведенного момента инерции J_{np} с коэффициентом $k_{жс} = 0,6$, учитывающих податливость гофров стенки в своей плоскости при расчете по деформациям.

5. Сравнение экспериментальных и численных результатов показало максимальную величину расхождений 11% по перемещениям и 8% по напряжениям, что в условиях натурного эксперимента обосновывает целесообразность применения для расчетов рассматриваемого класса конструкций стандартных программных комплексов типа «Лира» и «APM WinMachine 21».

6. Предложенные узловые соединения элементов несущих ребер обеспечивают их надежную работу при действии расчетных нагрузок, а также простоту изготовления как самих ребер, так и совмещенных плит в целом.

5 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ, РАСЧЕТУ И ИЗГОТОВЛЕНИЮ СОВМЕЩЕННЫХ ПЛИТ С РАЦИОНАЛЬНЫМИ ТИПАМИ НЕСУЩИХ РЕБЕР И ИХ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

5.1 Рекомендации по конструированию, расчету и изготовлению

5.1.1 Общие положения, применяемые материалы

Разработанные плиты с рациональными типами несущих ребер имеют ширину 1,5-3,0 м, длину 9,0-15,0 м и предназначены для покрытий зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения с условиями эксплуатации классов 1, 2, 3 / 155 /, проектируемых для всех климатических районов Российской Федерации. Наибольшая эффективность достигается в случае применения эти плит как конструкций «на пролет», опирая их непосредственно на продольные несущие стены или на подстропильные конструкции.

В качестве основных несущих элементов плит рекомендуется принимать не более двух продольных ребер. При этом приклеенная к каркасу и вовлеченная в общую работу конструкции обшивка может быть как с одной стороны (верхняя), так и с двух (верхняя и нижняя). Ребра целесообразно конструировать так, чтобы нейтральная ось поперечного сечения плиты находилась в наиболее выгодном положении, когда максимальные нормальные напряжения были бы практически равны соответствующим расчетным сопротивлениям, что обеспечит 100% эффективность работы применяемых в конструкции материалов.

Проектирование и изготовление совмещенных плит должны проводиться в соответствии с требованиями / 145, 150, 155 /. Основным элементом ребер является каркас, выполненный из пиломатериалов хвойных пород 2 сорта с влажностью 10-12%, соответствующей требованиям ГОСТ 8486-86*, ГОСТ 24454-80* / 134, 139 /. Фанерные стенки и обшивки рекомендуется выполнять

из водостойкой фанеры марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ, соответствующей требованиям ГОСТ 3916.1-2018 / 136 /. Стальные стенки из профилированных листов по ГОСТ 24045-2016 / 133 /. Рекомендуется использовать профилированные листы типов С-10 или С-15 толщиной 0,7 мм. Для изготовления опорных пластин, стальных элементов узлов сопряжения плит и их несущих ребер с нижележащими конструкциями применена малоуглеродистая фасонная и листовая сталь по ГОСТ 27772-82* марок С235 и С245.

При склеивании элементов из древесины надлежит использовать водостойкие клеи на основе синтетических смол ФР-12, ФРФ-50, ФР-100 и др. в зависимости от условий эксплуатации покрытий по таблице 1 / 155 /, а для вклеивания арматурных стержней применять эпоксидные клеи на основе смолы ЭД-20.

Для выполнения клеевых соединений с гвоздевой запрессовкой необходимо использовать проволочные гвозди по ГОСТ 4028-63* / 137 /. Запрессовку рекомендуется осуществлять с применением пневмоинструментов (например, гвоздодерных пистолетов марки ИП-4402).

В качестве утеплителей следует применять минераловатные плиты на синтетическом связующем по ГОСТ 9573-2012 / 140 /, которые надлежит укладывать на обшивку по слою пленочной или покрасочной пароизоляции, а также заливочные пенопласты, составы которых приведены в / 35, 149 /. Допускается при необходимости применение окрасочной пароизоляции.

В качестве гидроизоляционного ковра рекомендуется применять как традиционные материалы типа рубероид по ГОСТ 10923-82 / 125 /, так и кровельный по ГОСТ 10999-64* / 126 /, так и современные материалы на различных основах типа бикрост – ТУ 5774-042-00288739-99 / 135 /, гидроизол, стеклоизол, техноэласт и т.п., технические характеристики которых соответствуют требованиям ГОСТ 30547-97 / 132 /, а также легкие стальные профилированные настилы по ГОСТ 24045-2016 / 133 /.

Конструкции совмещенных плит следует проектировать с учетом возможностей производственной базы предприятий-изготовителей.

5.1.2 Особенности конструирования и алгоритмов расчета

Разработанные рациональные типы несущих ребер - клеефанерные с прерывистыми стенками и армированные деревометаллические - конструируются на основе тех же общих принципов, что и соответствующие прототипы: клеефанерные ребра со сплошной стенкой и неармированные деревометаллические ребра. По существу, это те же конструкции, к которым применен ряд конструктивных приемов, нацеленных на их совершенствование путем рационализации их формы и состава без существенных усложнений. Оба типа ребер могут применяться не только в составе совмещенных плит, но и как самостоятельные балочные конструкции. Однако наибольшая их технико-экономическая эффективность проявляется именно в роли несущих ребер совмещенных крупноразмерных плит, запроектированных как конструкции «на пролёт» с опиранием непосредственно на продольные несущие стены либо на подстропильные элементы.

Важнейшим пунктом конструирования **клеефанерных несущих ребер с прерывистыми стенками** является назначение высоты поперечного сечения на первой стадии проектирования. Для определения её рационального значения был выполнен многовариантный расчет совмещённых плит с такими ребрами для пролётов 9,0, 12,0 и 15,0 м при ширине плит 1,5 и 3,0 м для каждого из пролетов. Расчет проведен для двускатных плит с уклоном верхнего пояса 1/16 (такой уклон принят для обеспечения на опоре достаточной высоты сечения, позволяющей разместить пояса) и плит с параллельными поясами ребер.

Для каждого сочетания пролета, ширины плиты и снеговой нагрузки (соответствующей I - VIII районам) выполнялся подбор сечения ребра из условия минимального расхода материалов. Поскольку несущее ребро состоит из клееной древесины в поясах и фанерных листов в стенках, а их стоимость существенно различается, в качестве критерия оптимальности использовался приведенный расход материалов, вычисляемый по формуле (5.1):

$$V_{\text{пр}} = V_{\text{д}} + \frac{C_{\text{ф}}}{C_{\text{д}}} \cdot V_{\text{ф}}, \quad (5.1)$$

где V_d – расход клееной древесины на пояса;
 V_f – расход фанеры на стенки;
 C_f – стоимость 1 м³ фанеры;
 C_d – стоимость 1 м³ клееной древесины.

Анализ динамики цен строительного рынка за последнее десятилетие показывает, что, несмотря на значительный общий рост стоимости материалов, отношение C_f / C_d остается достаточно стабильным и в среднем составляет около 2. Это позволяет считать переход к приведенному расходу через стоимостной коэффициент объективным способом сопоставления вариантов.

Поскольку несущее ребро, по сути, представляет собой балку, включенную в состав плиты, его высоту удобно назначать по аналогии с традиционными балочными конструкциями - при помощи отношения высоты сечения в середине пролёта к величине самого пролёта h_{cp} / L . В результате для каждого варианта плиты было определено такое отношение h_{cp} / L , при котором приведенный расход материалов оказывается минимальным. Полученные таким образом значения сведены в представленные ниже таблицы 5.1 (для двускатных ребер) и 5.2 (для ребер с параллельными поясами) и могут рассматриваться как рекомендуемые рациональные ориентиры для назначения высоты ребра на начальных этапах проектирования.

Стоит отметить, что приведенные отношения являются предварительными рекомендациями, основанными на критерии минимального расхода материалов. В каждом индивидуальном случае окончательные размеры сечения необходимо корректировать с учетом всех факторов: фактической общей нагрузки, обеспечения требуемого минимального уклона для применяемого материала кровельного ограждения, ограничений по транспортировке и монтажу, сортаментных размеров фанеры и древесины, требования минимальных размеров проемов в стенках ребер для размещения оборудования и других конструктивных особенностей. При этом, для принятых параметров целесообразно выполнить соответствующее технико-экономическое обоснование.

Таблица 5.1. Рекомендуемое рациональное отношение высоты $h_{\text{ср}}$ несущего ребра двускатной плиты в середине пролета к пролету L в зависимости от снегового района

№ р-на	$h_{\text{ср}}/L$					
	$L=9$ м		$L=12$ м		$L=15$ м	
	$B_{\text{пл}}=1,5$ м	$B_{\text{пл}}=3,0$ м	$B_{\text{пл}}=1,5$ м	$B_{\text{пл}}=3,0$ м	$B_{\text{пл}}=1,5$ м	$B_{\text{пл}}=3,0$ м
I	1/24	1/22	1/24	1/21	1/24	1/20
II	1/23	1/19	1/22	1/18	1/22	1/17
III	1/21	1/17	1/20	1/15	1/19	1/14
IV	1/20	1/15	1/18	1/13	1/17	1/12
V	1/18	1/13	1/17	1/12	1/15	1/11
VI	1/17	1/12	1/15	1/11	1/14	1/10
VII	1/16	1/11	1/14	1/10	1/13	1/9
VIII	1/15	1/10	1/13	1/9	1/12	1/8

Примечание: для промежуточных значений пролета L и ширины $B_{\text{пл}}$ значение рекомендуемого отношения $h_{\text{ср}}/L$ определять интерполированием.

Таблица 5.2. Рекомендуемое рациональное отношение высоты $h_{\text{ср}}$ несущего ребра плиты с параллельными поясами в середине пролета к пролету L в зависимости от снегового района

№ р-на	$h_{\text{ср}}/L$					
	$L=9$ м		$L=12$ м		$L=15$ м	
	$B_{\text{пл}}=1,5$ м	$B_{\text{пл}}=3,0$ м	$B_{\text{пл}}=1,5$ м	$B_{\text{пл}}=3,0$ м	$B_{\text{пл}}=1,5$ м	$B_{\text{пл}}=3,0$ м
I	1/29	1/25	1/28	1/22	1/27	1/20
II	1/26	1/21	1/25	1/19	1/24	1/17
III	1/24	1/18	1/22	1/16	1/21	1/14
IV	1/21	1/15	1/20	1/13	1/18	1/12
V	1/20	1/13	1/17	1/12	1/16	1/11
VI	1/18	1/12	1/16	1/10	1/15	1/10
VII	1/16	1/11	1/14	1/9	1/13	1/9
VIII	1/15	1/10	1/13	1/8	1/12	1/8

На следующем этапе, как правило, выполняется конструирование поперечного сечения, в частности назначение размеров поясов через определение требуемой площади пояса F_{Π} по формуле 5.2:

$$F_{\Pi} = \frac{M_{max}}{0,8 \cdot h_{cp} \cdot R_p \cdot m_{дл}} , \quad (5.2)$$

где M_{max} – максимальный изгибающий момент;

h_{cp} – высота ребра в середине пролета;

R_p – расчетное сопротивление древесины растяжению / 155 /;

$m_{дл}$ – коэффициент, длительной прочности / 155 /.

После этого путем извлечения квадратного корня из требуемой площади пояса вычисляют его высоту и ширину и назначают одинаковые верхний и нижний пояса с привязкой к сортаменту.

Обратим внимание, что при расчете крупноразмерных плит с двускатными несущими ребрами по нормальным напряжениям необходимо знать точное местоположение сечения, в котором эти напряжения будут иметь максимальные значения, что с учетом конструктивных особенностей (наличие вспомогательных ребер и обшивки с неравномерной степенью включения в общую работу) без привлечения численных методов достаточно затруднено.

При этом отметим, что зачастую при практическом проектировании с достаточной степенью точности можно определить местонахождение опасного сечения по приближенным формулам, которые приведены как в нормативной, так и в технической литературе / 38, 39, 155, 162 /.

Положение опасного сечения в двускатной плите с клефанерными ребрами определяют по формуле как расстояние «X» от опоры:

$$X = \left(\sqrt{\gamma \cdot (1 + \gamma)} - \gamma \right) L, \quad (5.3)$$

$$\gamma = \frac{h'_{оп}}{l \cdot tg\beta} , \quad (5.4)$$

где $h'_{оп}$ – расстояние между осями поясов; β – угол наклона верхнего пояса ребра к продольной оси.

По стандартной методике далее принимают расчетное сечение плиты, которое целесообразно сводить к тавровому сечению (или двутавровому в случае наличия обшивок сверху и снизу), образованному одним ребром и половиной ограждающей части, с приложением соответственно вдвое уменьшенной нагрузки. Далее определяют изгибающий момент на расстоянии «X», геометрические характеристики по приведенному сечению и выполняют проверку по нормальным напряжениям.

Приведем на рисунке 5.1 схему расчетного поперечного сечения двускатной плиты по рисунку 2.3 с обозначениями геометрических параметров.

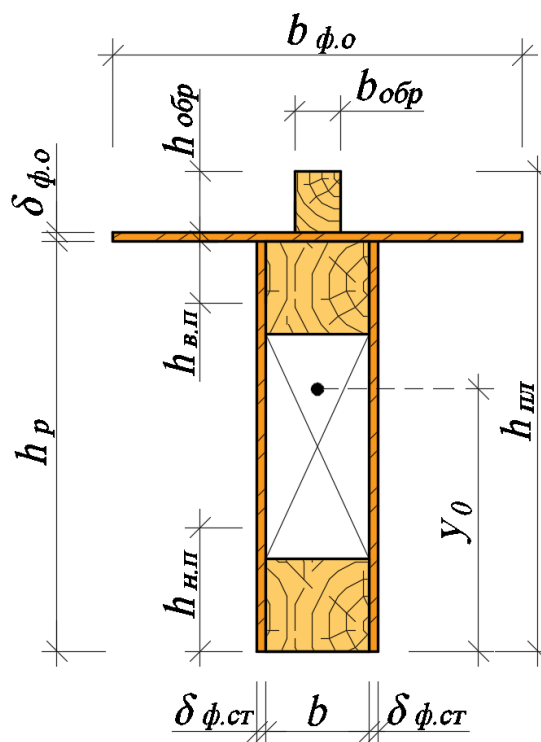


Рисунок 5.1 – Схема расчетного поперечного сечения с обозначениями геометрических параметров

С целью рационального распределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения, в разработанных конструкциях несущих клеёфанерных ребер предусматривается корректировка размеров верхнего и нижнего поясов таким образом, чтобы напряжения сжатия $\sigma_{д,с}$ в уровне верхней грани поперечного сечения равнялись расчетному сопротивлению древесины сжатию $R_{д,с}$, а по нижней грани напряжения растяжения $\sigma_{д,р}$ – расчетному сопротивлению древесины растяжению $R_{д,р} / 164$.

Сформулируем это требование при помощи соотношения:

$$\frac{\sigma_{д.с}}{\sigma_{д.р}} = \frac{\frac{M}{J_{пр.}} (h_{пл} - y_0)}{\frac{M}{J_{пр.}} y_0} = \frac{R_{д.с}}{R_{д.р}} = \frac{19,5 \text{ МПа}}{13,5 \text{ МПа}} = 1,44 \quad (5.5)$$

где y_0 – расстояние от нейтральной оси до нижней грани несущего ребра;

$h_{пл}$ – общая высота расчетного поперечного сечения плиты.

Выразим из соотношения (5.5) значение y_0 :

$$y_0 = \frac{h_{пл}}{(1 + 1,44)} = 0,4h_{пл} . \quad (5.6)$$

Введем понятие требуемого положения нейтральной оси – $y_{тр}$ и приравняем его к значению y_0 :

$$y_0 = y_{тр} = 0,4h_{пл} ;$$

Положение нейтральной оси определяется по формуле 5.7:

$$y_0 = \frac{S_{пр}}{F_{пр}} , \quad (5.7)$$

где $F_{пр}$ – приведенная площадь поперечного сечения плиты (формула 5.8);

$S_{пр}$ – суммарный приведенный статический момент поперечного сечения, относительно нижней грани плиты (формула 5.9).

$$F_{пр} = F_{н.п} + F_{в.п} + F_{обр} + F_{ф.ст} \cdot n + F_{ф.о} \cdot n , \quad (5.8)$$

где $n = E_{ф}/E_{д}$ – коэффициент приведения фанеры к древесине;

$$S_{пр} = F_{н.п} \cdot \frac{h_{н.п}}{2} + S_{ф.ст} \cdot n + F_{в.п} \cdot \left(h_p - \frac{h_{в.п.}}{2} \right) + S_{ф.о} \cdot n + S_{обр} . \quad (5.9)$$

Важно отметить, что корректировка подразумевает перераспределение площадей поясов так, чтобы суммарная их площадь не изменялась.

Тогда введем следующие обозначения:

F – сумма площадей нижнего пояса $F_{н.п}$ и верхнего пояса $F_{в.п}$

x – доля площади одного из поясов от суммарной их площади.

Ширина поясов ребра « b » должна быть не менее 85 мм, при этом назначается исходя из условия:

$$b \geq \frac{h_{ср}}{8,5}.$$

Целесообразно выполнять корректировку за счет изменения высоты поясов, при фиксированном значении ширины.

Тогда:

$$F_{н.п} = F \cdot x ; F_{в.п} = (1 - x)F ,$$

$$h_{н.п} = \frac{Fx}{b_{н.п}} ; h_{в.п} = \frac{(1 - x)F}{b_{в.п}}.$$

Теперь для рассматриваемого расчетного сечения выведем следующее равенство:

$$y_{тр} = \frac{F \cdot x \cdot \frac{Fx}{2b} + S_{ф.ст} \cdot n + (1 - x)F \cdot \left(h_p - \frac{(1 - x)F}{2b} \right) + S_{ф.о} \cdot n + S_{обр}}{F \cdot x + F_{ф.ст} \cdot n + (1 - x)F + F_{ф.о} \cdot n + F_{обр}} , \quad (5.10)$$

Из формулы (5.10) выразим искомое значение « x » и получим в итоге простых преобразований числителя и знаменателя его величину:

$$x = \frac{y_{тр}(F + F^{пр}) - F \cdot h_p + \frac{F^2}{2b} - S^{пр}}{F \left(\frac{F}{b} - h_p \right)} . \quad (5.11)$$

Подставив « x » в формулы $h_{н.п}$ и $h_{в.п}$ получаем рекомендуемые значения высот поясов. При этом, при назначении окончательных размеров поясов с привязкой к сортаментным размерам пиломатериалов, требуемое положение нейтральной оси может не совпасть с фактическим. Стоит отметить, что формула 5.11 актуальна и для различных поперечных сечений аналогичной конфигурации при условии учета различий при определении $F_{пр}$ и $S_{пр}$.

После назначения размеров поясов следует этап компоновки стенок с устройством проемов. Фанерные листы стенки рекомендуется размещать с учетом стандартных размеров так, чтобы суммарная площадь проемов не превышала 40% площади боковой грани ребра. Проемы и отсеки со стенкой устраивают с привязкой к ребрам жесткости, шаг между которых не должен превышать значения высоты сечения ребра $h_{ср}$. При этом обязательно наличие стенки в опорных зонах, в опасном сечении «X» (где действуют максимальные нормальные напряжения) и в середине пролёта. После завершения компоновки выполняют проверку по нормальным напряжениям не только в опасном сечении «X», но и в ближайших к нему ослабленных сечениях из-за отсутствия стенки. Если в этих сечениях проверка не выполняется, то предусматривают установку дополнительных деревянных накладок на пояса, компенсирующих местное ослабление сечения. Изложенные требования в полной мере относятся и к ребрам с постоянной высотой поперечного сечения. В этом случае опасное сечение естественным образом располагается в середине пролета, и проверку нормальных напряжений необходимо выполнить как в этом сечении, так и в ближайшем к нему проеме, где отсутствует стенка.

При определении прогиба совмещенной плиты с клеефанерными ребрами с прерывистой стенкой прямое применение методики, изложенной в СП 64.13330.2017 / 155 /, в которой учитывается влияние на общий прогиб деформаций сдвига, оказывается некорректным, так как она не учитывает наличие проемов в стенке, которые снижают сдвиговую жесткость. Выполненные автором экспериментальные и численные исследования позволили адаптировать эту методику для инженерных расчетов разработанных конструкций несущих ребер. При расчетах предлагается вычислять прогиб по формуле (3.28), вводя корректирующие коэффициенты, приведенные в таблице 3.1 для оговоренных ранее пролетов плит от 9,0 до 15,0 м. Расчетное значение прогиба с прерывистой стенкой выражается через прогиб аналогичного ребра со сплошной стенкой и отношение общей площади проемов к площади боковой грани ребра.

По аналогии с клефанерными, **деревометаллические ребра с армированными поясами** из-за приемов рационализации имеют особенности работы ребра, которые должны быть учтены как при конструировании, так и при инженерных расчетах.

Так как деревометаллические ребра из-за продольной ориентацией гофров конструируются только с параллельными поясами, для назначения предварительной высоты допускается руководствоваться таблицей 5.2.

Главной отличительной особенностью рациональных деревометаллических ребер является армирование их поясов. При конструировании поперечного сечения необходимо соблюдать требование к проценту армирования, площадь сечения которого должно быть в пределах 2-4% от площади армируемого деревянного элемента / 107 /. Как и в клефанерных ребрах в деревометаллических предусматривается корректировка положения нейтральной оси. Вариантов решения этой задачи - два: либо варьировать площадями самих поясов, либо площадями сечений арматурных стержней и в случае выхода за ограничение в 4% целесообразно варьировать оба параметра. В силу множества переменных добиться выгодного положения нейтральной оси представляется возможным путем последовательных итераций.

На рисунке 5.2 приведена пример корректировки расчетного поперечного сечения плиты с верхней обшивкой при помощи варьирования как площадями армирования, так и площадями самих поясов.

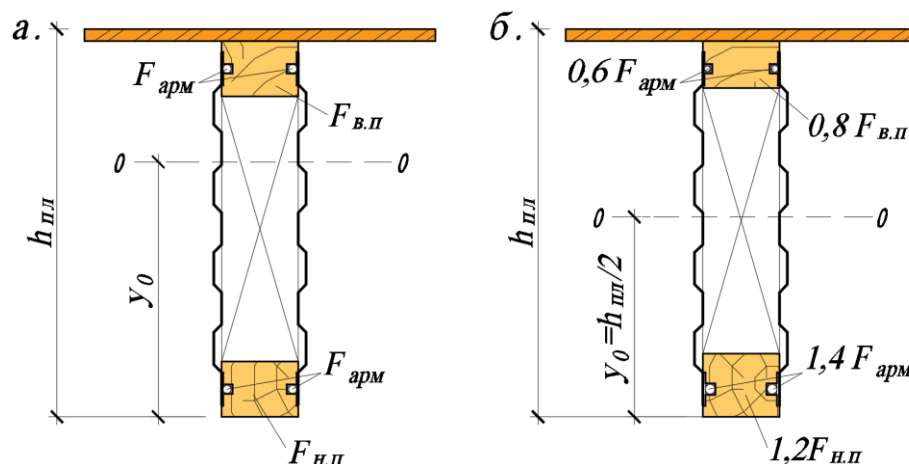


Рисунок 5.2 – Схема расчетного поперечного сечения:
а – до корректировки, б – после

Кроме этого, при подборе сечений арматурных стержней необходимо учитывать возможность крепления к ним стальных профилированных стенок с учетом стандартных размеров гофр и правил расстановки соединительных элементов / 153 /. Наиболее предпочтительные варианты сечений стержней представлены на рисунке 2.10.

Другая особенность разработанных деревометаллических ребер связана с выбором способа механического соединения стальных стенок с вклеенными арматурными стержнями и последующим определением их требуемого количества, которое зависит от суммарного сдвигающего усилия, действующее в первой (опорной) панели и от несущей способности одного соединения / 51 /.

Так как толщина стенки из профилированных листов, как правило, не превышает 0,7 мм, а толщина полки стержня принимается не менее 2 мм, то несущая способность примененного соединительного элемента F_b будет определяться из условия овализации (смятия стенки) отверстий в профилированном листе по формуле 5.12 в соответствии с СП 260.1325800.2016 / 153 /. Отметим, практически аналогичная методика предложена П.П. Дмитриевым / 25 / со ссылкой на отраслевой стандарт / 143 /.

$$F_b = \alpha \cdot R_{un} \cdot d \cdot t / \gamma_{m2} , \quad (5.12)$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 10.1 / 153 /;

R_{un} – временное сопротивление стали соединяемых элементов, принимаемое по таблице 6.2 / 153 /;

d – диаметр связи;

t – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

γ_{m2} – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 10.3 / 153/;

Однако, при расчете несущей способности соединений необходимо учитывать особенности конструктивной формы выбранного крепежа. Например, для самонарезающих винтов с пресс-шайбой, применяемых в разработанных деревометаллических ребрах, стандартная методика / 153 / не учитывает влияние пресс-шайбы на распределение напряжений в зоне контакта. Для опреде-

ления фактической несущей способности таких соединений были проведены пилотные испытания образцов на разрывной машине (рисунок 5.3). Испытания имитировали работу винтов и профилированных стенок на сдвиг в условиях, соответствующих работе ребра при изгибе.



Рисунок 5.3 – Образец на растяжение, подготовленный к испытаниям для определения несущей способности соединения тонких стенок со стальными стержнями, вклеенными в массив древесины

При испытаниях серии однотипных пяти образцов было выявлено, что усредненная несущая способность такого соединения равна 0,670 кН, что превышает полученное значение по формуле (5.12), равное 0,478 кН, в 1,4 раза. Такое расхождение указывает на целесообразность введения к существующей методике соответствующего поправочного коэффициента, равного с учетом проведенного эксперимента $K_{исп}=1,4$. Необходимо отметить, что представленные результаты являются пилотными и получены на ограниченной выборке образцов. Вопрос точного учета работы таких соединений требует проведения полноценных теоретическо-экспериментальных исследований, в рамках которых будут рассмотрены различные типы крепежа, а также изучены факторы, влияющие на несущую способность. Только после этого можно будет обоснованно ввести поправочный коэффициент в нормативную базу.

При проектировании деревометаллических ребер с профилированной стенкой особое внимание следует уделять устойчивости стенки, особенно в опорных панелях, где действуют максимальные поперечные силы. В качестве наиболее целесообразной с точки зрения баланса материалоемкости и сдвиговой жесткости рекомендуется толщина профлиста 0,7 мм. Дополнительное повышение устойчивости может быть достигнуто конструктивными приемами: уменьшением шага ребер жесткости в опорных зонах либо установкой диагональных раскосов, что подробно исследовано Калининым С.В. / 51 /. Перспективным вариантом является также решение, предложенное в авторском патенте на полезную модель / 168 /, в котором ребра жесткости, выполняя с боковыми гранями, повторяющими очертания гофров, что позволяет устанавливать крепления в каждой волне. Эту же задачу можно решить за счет установки дополнительных элементов для закрепления профлиста / 51 /.

Высота гофр является критерием классификации профилированных листов (С-10 или С-15), где цифра означает высоту гофра в миллиметрах. Для разработанных конструкций рекомендуется применять профлист с высотой гофр от 10 до 15 мм. Результаты испытаний отсеков-эталонов показали (смотри главу 3), что увеличение высоты гофр не приводит к существенному росту сдвиговой жесткости, при этом общая деформация возрастает в разы. Данный эффект вызван локальной деформацией самих гофр, которая визуалью наблюдается в процессе нагружения и неизбежно сказывается на общем прогибе конструкции. При инженерном расчете по деформациям допускается использовать стандартную методику / 155 / с введением корректирующего коэффициента $k_{жс}$, на который умножается приведенный момент инерции ребра. Значения коэффициента $k_{жс}$ для разработанных конструкций приведены в таблице 5.3 в зависимости от пролета.

Таблица 5.3. Значение коэффициента $k_{жс}$ в зависимости от пролета

	Пролет, м			
	4	9	12	15
$k_{жс}$	0,60	0,74	0,80	0,85

5.1.3 Изготовление совмещенных плит с предложенными типами ребер и меры их защиты

Изготовление совмещенных плит с разработанными клеефанерными и деревометаллическими ребрами должно производиться на специализированных предприятиях или в цехах, оснащенных оборудованием, обеспечивающим требуемое качество всех технологических операций. При этом следует руководствоваться требованиями СП 70.13330.2012 / 156 /, указаниями руководства по изготовлению и контролю качества клееных деревянных конструкций / 148 /, а для металлических элементов - нормативными документами в части производства и приемки металлических конструкций. Не допускается изготовление конструкций при отсутствии:

- оборудования для осуществления всех технологических операций, обеспечивающее требуемое качество выполняемых работ;
- квалифицированного технического персонала;
- технической документации (рабочие чертежи, технические условия и ГОСТы на применяемые материалы, клей, указания и руководства по изготовлению конструкций и т. п.);
- систематического контроля за качеством выполнения основных операций технологического процесса и контроля готовой продукции.

Изготовление плит с клеефанерными ребрами с прерывистой стенкой не содержит принципиальных нововведений по сравнению с традиционной технологией. Главное отличие заключается в фанерных стенках, которые выполняются прерывистыми: есть участки с фанерной стенкой - отсеки, и участки без стенки - проемы. При этом размеры отсеков рекомендуется выполнять равными стандартным размерам фанерных листов для минимизации распиловочных операций. В отличие от прототипа отпадает необходимость выполнять стыки фанерных листов по длине пролета. Кроме этого, на этапе сборки каркаса ребер при необходимости в местах будущих проемов приклеиваются компенсирующие деревянные накладки.

Порядок сборки клеефанерной плиты с разработанным типом ребер:

- к подготовленным деревянным элементам (к нижней грани верхнего пояса и к верхней грани нижнего пояса) по соответствующей разметке в зонах отсутствия стенки жестко на клею присоединяют дополнительные деревянные элементы поперечного сечения так, чтобы их боковые грани находились в одной вертикальной плоскости с боковыми гранями верхнего и нижнего поясов.
- собирают каркас продольных несущих ребер, присоединяя к верхнему и нижнему поясам поперечные ребра, используя соединения на шкантах, зубчатых шипах и т.п., при этом боковые грани всех перечисленных элементов должны находиться в одной плоскости.
- к собранному каркасу жестко, например при помощи клея, присоединяют стенки.
- соединяют продольные несущие ребра с диафрагмами жесткости так, чтобы их верхние грани находились в одной плоскости.
- собирают ограждающие щиты, состоящие из обшивки, обрамляющих и вспомогательных ребер, используя жесткие клеевые соединения.
- приклеивают ограждающие щиты при помощи гвоздевой запрессовки, к верхним граням продольных несущих ребер и диафрагм жесткости.
- устраивают кровельное ограждение, последовательно выполняя пароизоляцию, утеплитель и гидроизоляционный ковер.

Изготовление плит с деревометаллическими ребрами с армированными поясами в целом выполняется аналогично. Отличия в сборке касаются именно ребер, которые имеют ряд особенностей, связанных с вклейкой арматурных стержней в пояса с последующим креплением к ним стальных стенок.

Порядок сборки ребра:

- в подготовленных деревянных элементах основного каркаса (верхнем и нижнем поясах, в ребрах жесткости) на боковых гранях по середине их ширины выбирают, например, фрезерованием, продольные пазы и выемки, при этом размеры продольных пазов и выемок превышают на 1-2 мм размеры поперечного сечения вклеиваемых стержней. Выбранные пазы и выемки

обеспечивают размещение в них клея, например, эпоксидной клеевой композиции с учетом того, что после вклейки боковые грани стержней должны находиться в одной вертикальной плоскости с боковыми гранями верхнего и нижнего поясов и ребер жесткости.

- вклеивают арматурные стержни в выбранные пазы и выемки в верхнем и нижнем поясах, а также в ребрах жесткости.

- выполняют сборку основного деревянного каркаса, соединяя верхний и нижний пояса с ребрами жесткости, например, при помощи зубчатых шипов так, чтобы боковые грани соединяемых элементов находились в одной вертикальной плоскости.

- при помощи самонарезающих винтов выполняют крепление боковых стенок из стальных гофрированных тонких листов, гофры которых расположены вдоль продольной оси деревометаллической балки, к верхнему и нижнему поясам, а также к ребрам жесткости.

- далее следуют операции по объединению несущих ребер с диафрагмами жесткости в общий каркас, после чего собираются ограждающие щитов и приклейки к этому каркасу с последующим устройством паро-тепло-гидроизоляционных слоев.

Меры защиты. Для всех типов плит с разработанными типами ребер выполняется конструктивная и химическая защита древесины и стальных элементов в соответствии с СП 28.13330.2017 / 154 / и требованиями / 150 /. Отметим, что каких-либо особенностей в аспекте огне-биозащиты разработанных конструкций ребер нет.

Деревянные элементы плит подлежат био- и огнезащитной пропитке после полной механической обработки. Рекомендуется защитную обработку производить после полной сборки конструкций. Пропитку древесины следует производить согласно требованиям / 150 /.

Металлические элементы и крепежные детали плит надлежит защищать в соответствии с указаниями / 154 / и руководством / 147 / в случае применения крупноразмерных плит для сельскохозяйственных зданий.

Защитное покрытие листовой и профильной стали следует наносить после сверления отверстий.

В настоящее время на строительном рынке присутствует множество видов антисептиков как отечественного, так и импортного производства (рисунок 5.4).



Рисунок 5.4 – Примеры антисептиков для защиты деревянных конструкций

Химические меры борьбы с возгораемостью сводятся к пропитке древесины антипиренами или к нанесению огнезащитных красок. На рисунке 5.5 приведены примеры препаратов для древесины, в том числе сочетающих в себе и функции антисептика.

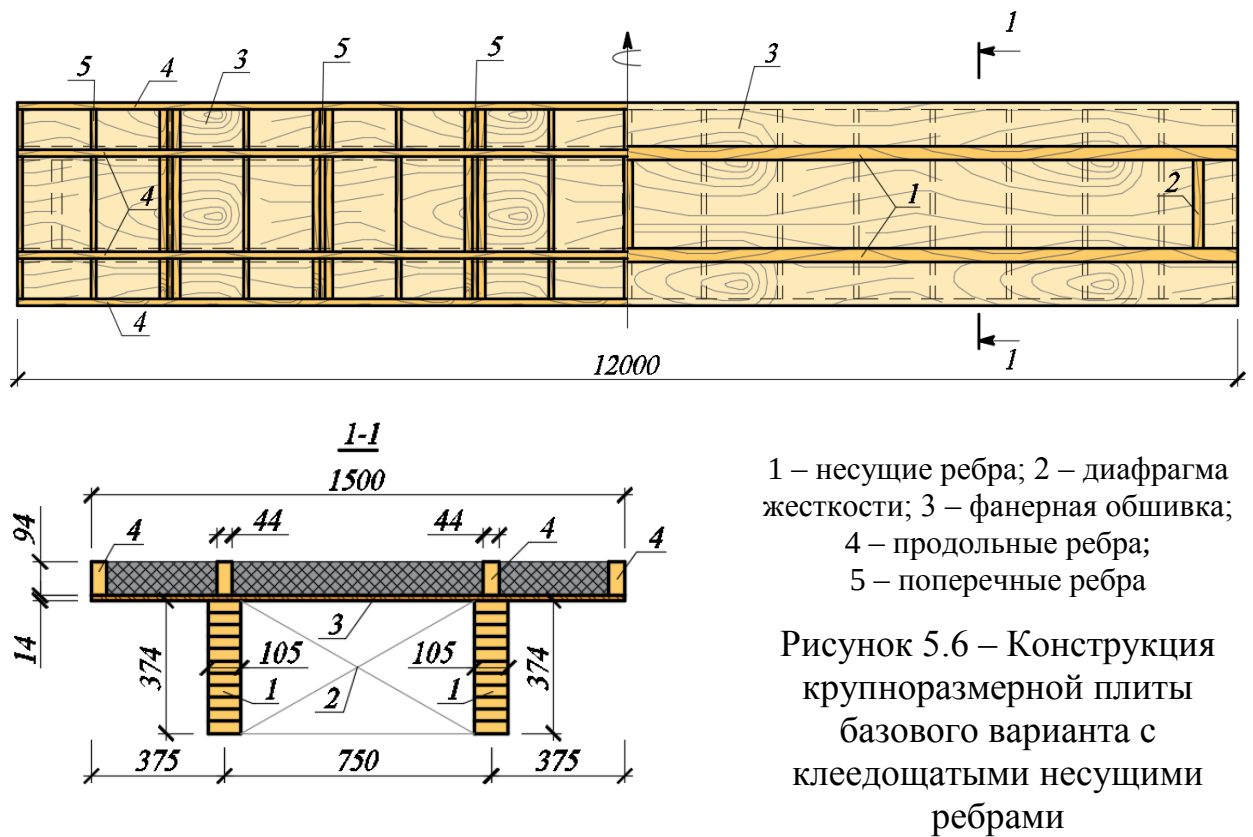


Рисунок 5.5 – Примеры комплексных антипиренов и огнезащитных красок

5.2 Техничко-экономическая эффективность разработанных типов конструкций

Оценка технико-экономической эффективности разработанных конструкций выполнялась с целью объективного обоснования их преимуществ перед известными решениями. Конечная стоимость строительного объекта определяется комплексом взаимосвязанных факторов, среди которых материалоемкость конструкций и цена применяемых материалов, вес конструкции, затраты на транспортировку с учетом удаленности производственной базы, а также трудоемкость заводского изготовления и монтажа / 73, 91, 151 /. Для сопоставительного анализа были рассчитаны пять вариантов крупноразмерных совмещённых плит, запроектированных под одинаковую нагрузку для условий III снегового района и имеющих идентичную ограждающую часть в виде одностороннего клеёфанерного щита с фанерной обшивкой и со вспомогательными ребрами с продольной ориентацией. Главное отличие заключается в выборе типа несущих ребер для каркаса в каждом варианте. Так, в качестве базового варианта приняты клеёдощатые ребра (рисунок 5.6); вариант 2 - клеёфанерные ребра коробчатого сечения со сплошной стенкой и поясами одинаковой площади; вариант 3 - клеёфанерные ребра коробчатого сечения с прерывистыми стенками и поясами различной площади (авторская разработка); вариант 4 - деревометаллические ребра со стенками из профлиста с продольной ориентацией гофров; вариант 5 - такие же ребра, но с армированными поясами (авторская разработка). Конструкция плиты принята шириной 1,5 м и длиной 12,0 м и с постоянной высотой сечения для удобства расчета.

Сечения всех ребер подбирались с учетом их совместной работы с элементами ограждающей части до практически полного исчерпания теоретической несущей способности, что обеспечило корректность сравнения. Однако с целью объективного сравнительного анализа эффективности именно конструкции несущего ребра целесообразным перейти от рассмотрения плиты в целом к рассмотрению отдельного ребра как единичной конструкции.



Сравнительные значения расхода материалов, веса и стоимости, представленные в дальнейшем анализе, подсчитаны для одного ребра, условно выделенного из конструкции плиты в целом. Это дает возможность напрямую сопоставить конструктивные решения, исключив влияние одинаковой для всех случаев ограждающей части и получив наглядную картину технико-экономической эффективности каждого из типов несущих ребер.

Расчет стоимости конструкций выполнен в базисных ценах 2001 года с пересчетом в уровень цен января 2026 года для строительства в Оренбургской области. Потребность в материалах принята с учетом нормативных потерь и отходов. Трудоемкость и прямые затраты по вариантам ребер рассчитаны по единым нормам и расценкам на основе рабочих чертежей. Накладные расходы начислены по МДС 81-33.2004, плановые накопления приняты 30 % от нормативно-чистой продукции. Заработная плата рабочих принята по тарифным ставкам 2001 года и переведена в текущие цены с применением индексов, утвержденных для Оренбургской области на I квартал 2026 года (письмо Минстроя России № 81879-ИФ/09 от 30.12.2025). Результаты расчетов приведены в таблицах 5.4 и 5.5.

На рисунке 5.7 приведены виды сбоку и поперечные сечения конструкций несущих ребер для всех пяти вариантов.

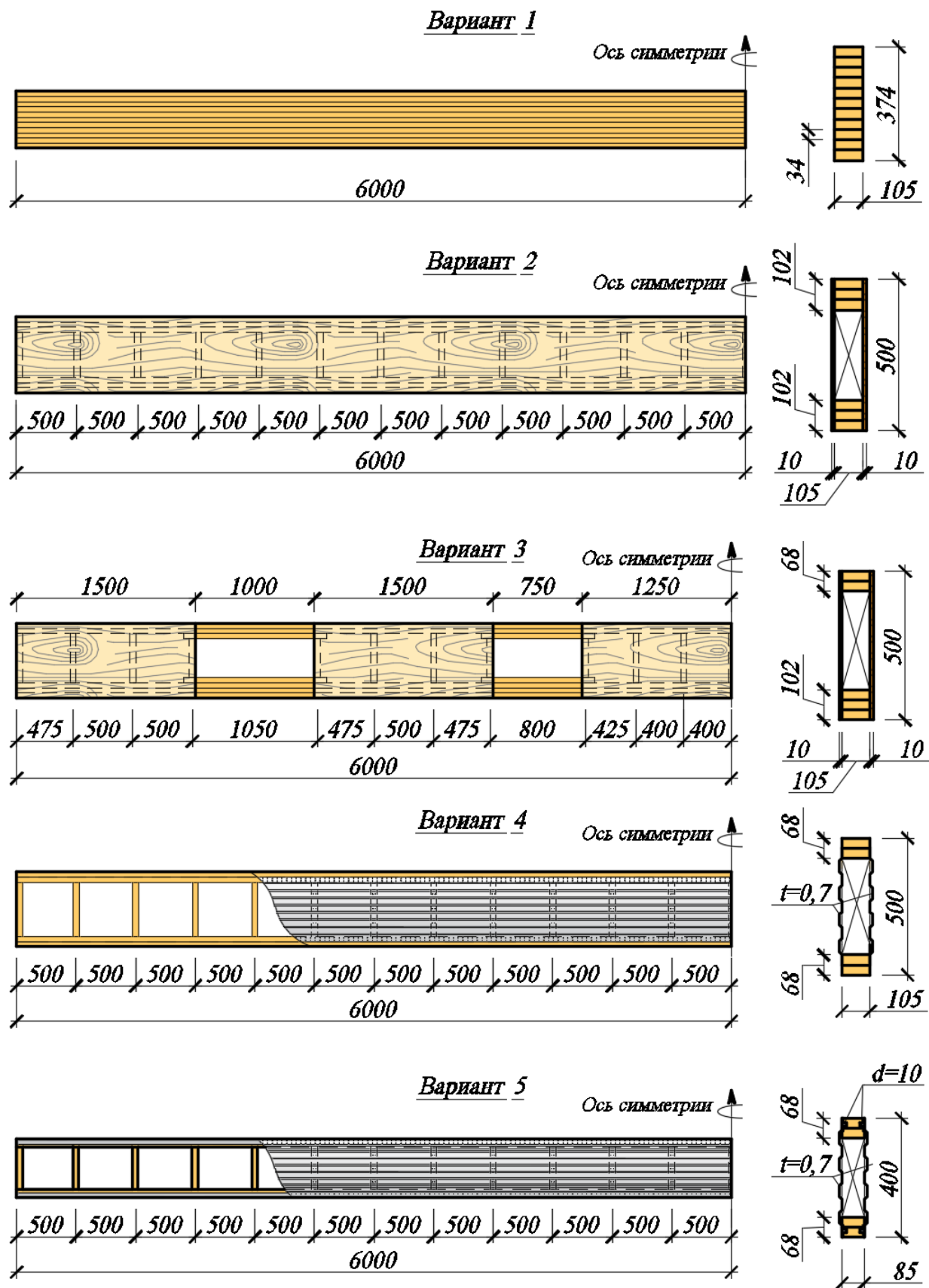


Рисунок 5.7 – Варианты сравниваемых типов несущих ребер

Таблица 5.4. Расход основных материалов на сравниваемые типы несущих ребер

№ варианта	Тип конструкции	Расход материалов			Вес, кг
		Древесина, м ³	Фанера, м ³	Сталь, кг	
1	Клеедощатое ребро	0,471	-	-	259
2	Клеефанерное ребро коробчатого сечения со сплошной стенкой	0,309	0,113	1,6	241
3	Клеефанерное ребро коробчатого сечения с прерывистыми стенками	0,299	0,085	1,1	215
4	Деревометаллическое ребро со стенками из профлиста с продольной ориентацией гофр	0,255	-	84,6	216
5	То же, с армированными поясами	0,173	-	110,8	201

Таблица 5.5. Основные технико-экономические показатели сравниваемых ребер

№ варианта	Трудоемкость изготовления, чел-час.	Стоимость, руб.		
		изготовления	материалов	конструкции
1	10,90	4665	21786	39026
2	7,71	3300	20722	33058
3	6,94	2970	17649	28725
4	8,15	3488	22583	35640
5	8,64	3698	20517	33767

Выполненные расчеты показали преимущества авторских ребер как по отношению к клеедощатому базовому варианту, так и к соответствующим прототипам. На рисунках 5.8 – 5.11 представлены диаграммы, демонстрирующие эффект рациональности в процентах относительно базового варианта.

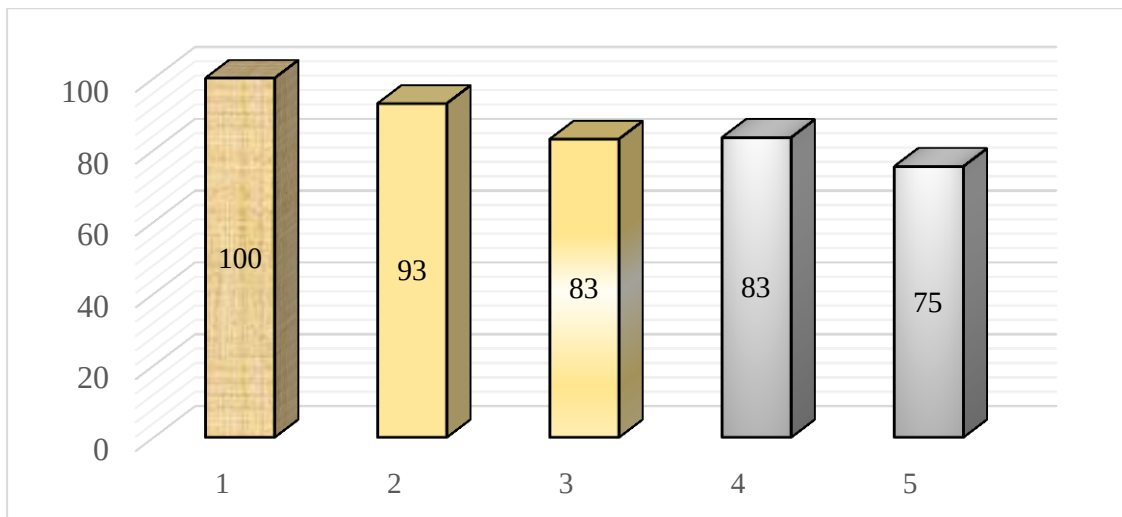


Рисунок 5.8 – Вес рассматриваемых вариантов ребер в процентах

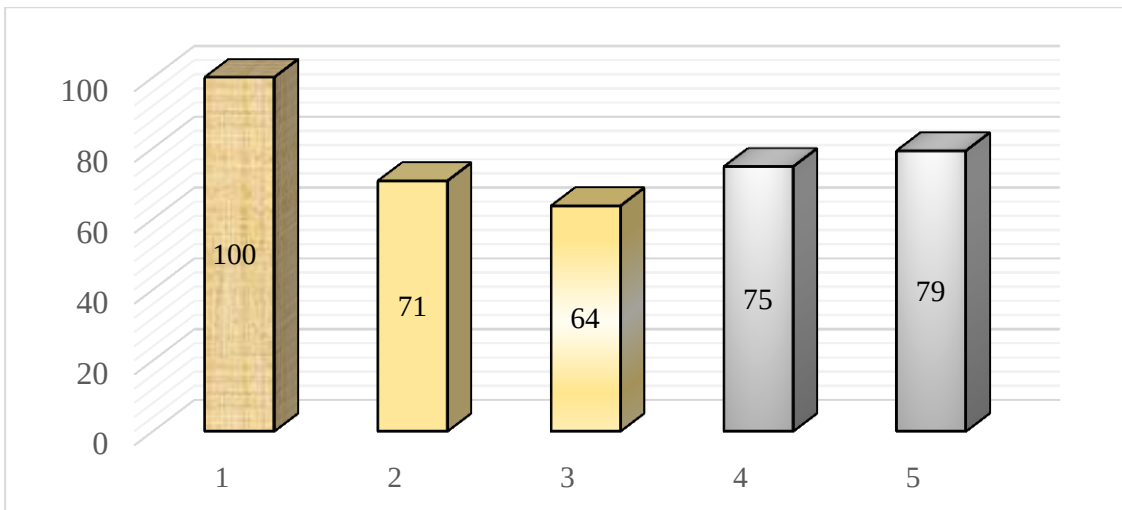


Рисунок 5.9 – Процентное соотношение трудоемкости изготовления рассматриваемых вариантов ребер

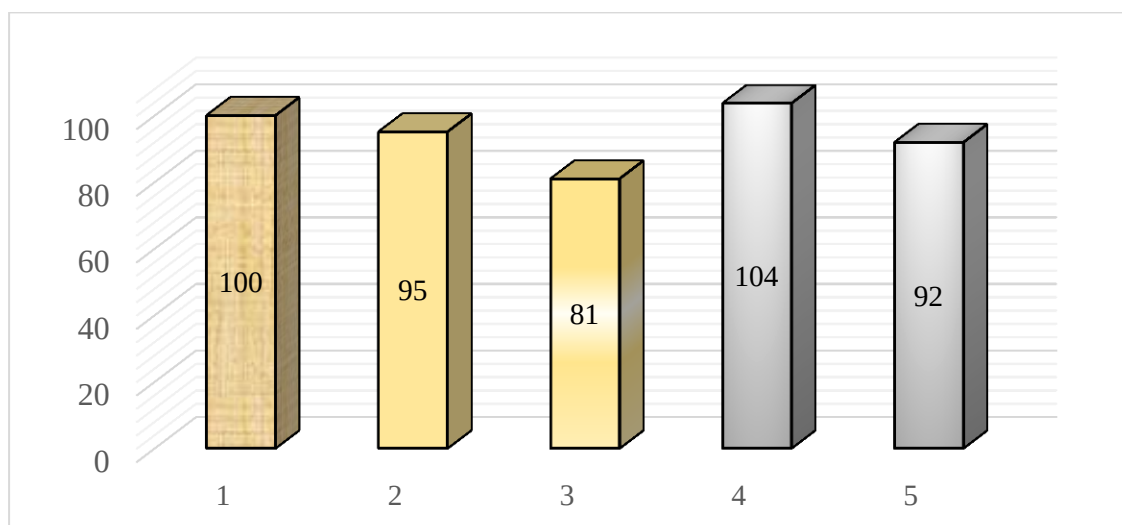


Рисунок 5.10 – Стоимость материалов рассматриваемых ребер

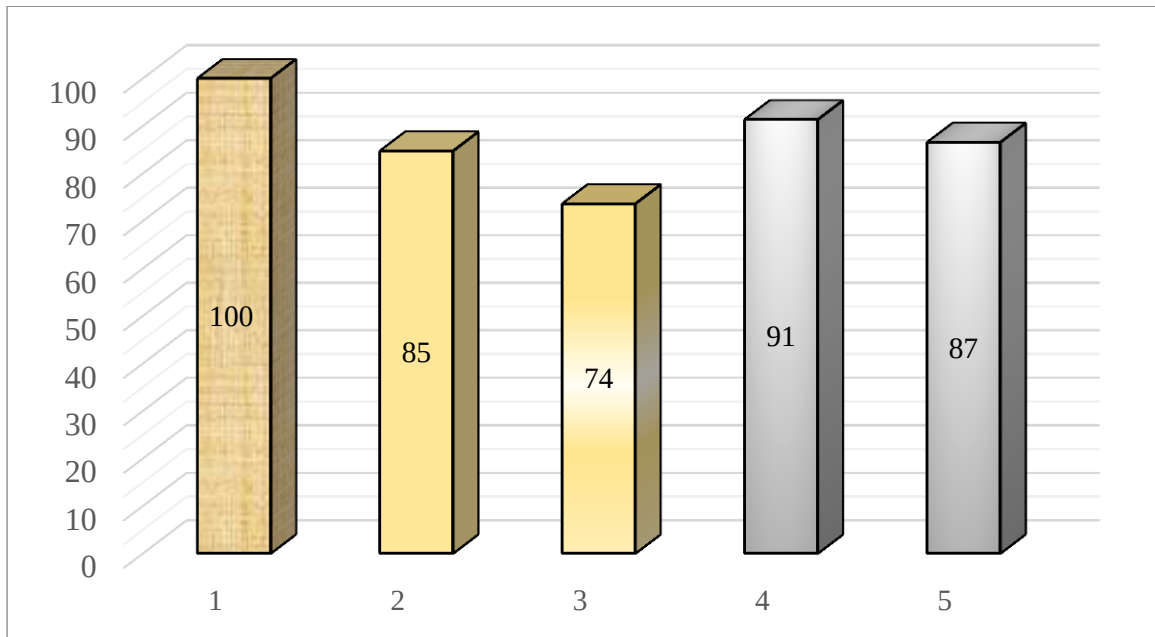


Рисунок 5.11 – Стоимость конструкции несущего ребра для каждого варианта

Стоит отметить, что наиболее логичным представляется попарный анализ сопоставимых конструкций – клефанерные варианты 2 и 3, а также деревометаллических 4 и 5 - с последующим сравнением каждой пары с базовым клеодошатым вариантом. Такой подход отчетливо показывает, что разработанные автором рациональные типы несущих ребер совмещённых плит являются более эффективными в сравнении со своими прототипами. Безусловным лидером по технико-экономическим показателям выступает вариант 3 с прерывистой стенкой: его конечная стоимость оказалась на 13% ниже, чем у прототипа со сплошной стенкой, и на 26% ниже, чем у базового клеодошатого варианта. В паре деревометаллических ребер авторская конструкция (вариант 5) при несколько большей трудоемкости изготовления по сравнению с прототипом в итоге является все же более выгодной - экономия составляет 5% относительно прототипа и 13% в сравнении с базовым вариантом. При этом в настоящих условиях строительного рынка деревометаллические ребра не могут конкурировать с клефанерными из-за высокой стоимости стальных элементов. Не стоит забывать о низком весе этих конструкций, и потенциале повышения их технологичности за счет, рассмотренных во 2 главе более эффективного армирования и способов соединения стенок с каркасом.

5.3 Выводы по пятой главе

1. На основе результатов проведенных теоретических и экспериментальных исследований разработаны рекомендации по конструированию, расчету и изготовлению, учитывающие особенности разработанных рациональных конструкций несущих ребер совмещенных плит.

2. Для инженерного расчета определены рекомендованные диапазоны назначения предварительных геометрических параметров плит с разработанными типами ребер, а также адаптированы стандартные методики расчета путем введения корректировочных коэффициентов, позволяющих проектировщику в простой форме обоснованно принимать размеры поперечного сечения, выполнять анализ полученных результатов при вариантном проектировании.

3. Проведенный анализ технико-экономической эффективности разработанных ребер доказывает, что разработанные автором конструкции более эффективны за счет рационального распределения материала, как по длине, так и по высоте поперечного сечения конструкции, а также за счет применения для их изготовления разномодульных материалов. В сравнении с базовым вариантом, а также в сравнении со своими прототипами предложенные конструкции выгодно отличаются как по критериям веса и стоимости материалов, так и по конечной стоимости конструкции в целом: на 26% при клеефанерном варианте и на 13% в случае применения деревометаллических ребер.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе позволяют сделать следующие основные выводы.

1. На основе выполненного критического анализа известных конструктивных решений совмещенных плит на деревянном каркасе и типов их несущих ребер выявлены их преимущества и недостатки с определением резервов совершенствования конструктивных форм несущих ребер рассматриваемого класса плит, у которых обшивка включена в работу каркаса на изгиб.

2. Разработаны новые типы несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе в виде клеефанерных балок с поясами разной площади и с разрывами стенок по длине ребер на наименее напряженных участках, а также в виде деревометаллических элементов с армированными поясами и стальными профилированными стенками с продольной ориентацией гофров, отличающиеся улучшенными технико-экономическими показателями в сравнении с известными отечественными и зарубежными аналогами. Новизна разработок защищена патентами РФ на изобретение и полезную модель.

3. Применение в совмещенных плитах предложенных типов клеефанерных ребер обеспечивает экономию фанеры до 40% и древесины на 7-9% в сравнении с ребрами со сплошной стенкой и поясами равной площади.

4. Несущие ребра в виде деревометаллических балок с армированными поясами, стенкой из стальных профилированных листов с ориентацией гофров вдоль пролета плиты и с их креплением при помощи механических связей к вклеенным в массив древесины поясов стальным элементам по плоскости «металл-металл» позволяют увеличить геометрические характеристики расчетных поперечных сечений до 35% в сравнении с аналогичными ребрами без армирования или сокращение общего расхода материалов на несущие ребра на 21-28% в зависимости от величины действующих нагрузок и перекрываемого пролета.

5. Численными исследованиями доказано, что:

- минимальное влияние наличия проемов в фанерной стенке на величину прогиба ребер достигается при соотношении площади проемов к общей площади стенки не менее 0,6 с обязательным расположением сплошной стенки на опорах, в середине пролета и в зоне местоположения опасного сечения при расчете по нормальным напряжениям;

- геометрические характеристики расчетных поперечных сечений в практических расчетах предложенных деревометаллических ребер необходимо определять по методу приведенного сечения, при этом при расчете по прочности эти ребра следует рассматривать как цельные элементы и при расчете по деформациям как составные элементы с определением приведенного момента инерции $J_{пр}$ с коэффициентом $k_{жс} = 0,6$, учитывающим податливость гофров профилированного листа стенки.

6. Разработана методика расчета стальных профилированных стенок на устойчивость с учетом сдвиговой жесткости отсеков деревометаллических ребер, позволяющая учитывать толщину и высоту гофров примененных листов.

7. Экспериментальными методами подтверждена проектная прочность и жесткость разработанных конструктивных форм несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе, в том числе при действии длительных нагрузок. Сравнение экспериментальных и численных результатов показало максимальную величину расхождений 11% по перемещениям и 8% по напряжениям, что в условиях натурного эксперимента обосновывает целесообразность применения для расчетов рассматриваемого класса конструкций стандартных программных комплексов типа «Лира» и «APM WinMachine 21».

8. На основе результатов проведенных теоретических и экспериментальных исследований разработаны рекомендации по конструированию, расчету и изготовлению, учитывающие особенности разработанных рациональных конструкций несущих ребер совмещенных плит.

9. Проведенный анализ экономической эффективности разработанных ребер доказал целесообразность их внедрения в строительную практику.

Список использованных источников

1. Абдраманов, С.У. Исследование работы гнутосварных и комбинированных металлодеревянных балок с тонколистовой металлической стенкой: дис... канд. техн. наук / Абдраманов С.У. – М.: 1989. – 150 с.
2. Абовская, С.Н. Сталежелезобетонные конструкции. Панели и здания / С.Н. Абовская. – Красноярск: КрасГАСА, 2001. – 460 с.
3. Актуганов А.А. Тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка с рёбрами жёсткости в виде полуцилиндрических гофров: автореф. дис. канд. тех. наук. – Казань, 2013. – С.20.
4. Актуганов А.Н., Актуганов А.А., Актуганов О.А., Котлов В.Г., Кузнецов И.Л. Работа тонкостенной металлодеревянной двутавровой балки с ортогональными ребрами жесткости в виде гофр различного сечения // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2013. № 11–12. С. 66–72.
5. Актуганов, А.А. Тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка с ребрами жесткости в виде полуцилиндрических гофров: дис... канд. техн. наук / Актуганов А.А. – Йошкар-Ола: 2013. – 188 с.
6. Арленинов Д.К. Разработка плиты покрытия с ребрами из клееных фанерных профилей // ЦНИИСК. Труды института. Выпуск 50. Конструкции с применением фанеры и профилей. М.: Стройиздат, 1975.
7. Архитектурно-строительная энциклопедия. Справочник – словарь / Под ред. А.Б. Голышева. – М.: АСВ, 2006. – 360 с.
8. Атлас деревянных конструкций / К.Г. Гетц, Д. Хоор, К. Мелер, Ю. Наттерер. Пер с нем. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
9. Бальзанников М. И. и др. Применение стальных балок с гофрированной стенкой в гидротехнических сооружениях //Вестник МГСУ. – 2013. – №. 11. – С. 34-41.
10. Бирюлев, В.В. Пространственный блок покрытия с верхним поясом из стальных профилированных листов / В.В. Бирюлев // Промышленное строительство. – 1988. – № 8. – С. 18.

11. Бойко, А.Л. Испытание плит покрытия размером 1,5х6м с ребрами из балок с волнистой фанерной стенкой / А.Л. Бойко, С.Б. Дюжев, И.Ж. Зотова // Исследование несущих и ограждающих конструкций из клееной древесины и фанеры. – М., 1976. – С. 42 – 48.
12. Бондин В.Ф., Вылегжанин Ю.Б. О прочности на сдвиг клеевых соединений стальных стержней с древесиной // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. – 1976. – №11. – С. 20-24.
13. Быковский В.Н., Соколовский Б.С. Деревянные клееные конструкции. М.: Машстройиздат, 1949. 150 с.
14. Воронцова Н.А., Филатов Н.В., Шестопалов Е.Г. Использование клеефанерных элементов с перфорированными стенками в конструкциях малоэтажных деревянных зданий // Вологдинские чтения, 2012. № 80. С. 74-76.
15. Воронцова Н.А., Филатов Н.В., Шестопалов Е.Г. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния балок с перфорированными стенками // Вологдинские чтения, 2012. № 80. С. 13-15.
16. Грачев В.А. Экспериментальное исследование металлодеревянной балки двутаврового сечения с поперечно гофрированной стенкой // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство. 2019. № 1. С. 41–49.
17. Губенко А.Б. Изготовление клееных деревянных конструкций и деталей. М.-Л.: Гослесбумиздат, 1957. 347 с.
18. Губенко, А.Б. Клееные деревянные конструкции в строительстве / А.Б. Губенко. – М.: Госстройиздат, 1957. – 240 с.
19. Гуськов, И.М. Использование фанеры в строительстве / И.М. Гуськов // Вопросы прочности, долговечности древесины и конструкционных пластмасс: тр. МИСИ им. Куйбышева. – М., 1981. – Вып. 186. – С. 81-97.
20. Дмитриев П.А. Деревянные балки и балочные клетки. Новосибирск: ППО «Печать», 1989. 161 с.
21. Дмитриев П.А., Жаданов В.И., Сипаренко В.Г., Стрижаков Ю.Д. Пространственные клееные плиты и фермы «на пролет» и перспективы их применения в районах Сибири // Пространственные конструкции в Красноярском крае: Межвуз. Сборник КрПИ. Красноярск. 1983. С. 177 – 184.

22. Дмитриев П.А., Махматкулов Т. Совершенствование конструкций опорных узлов клееных колон, жестко соединенных с фундаментами // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – №8. – С. 135-139.
23. Дмитриев, П.А. Натурные испытания клеефанерной панели покрытия / П.А. Дмитриев, А.Г. Кондаков // Научн. техн. реф. сб., ЦИНИС, 1979. – Сер. 8. – Вып. 11. – С. 43 – 47.
24. Дмитриев, П.А. Пространственные совмещенные блок – фермы на основе древесины для покрытий зданий / П.А. Дмитриев, И.С. Инжутов, Ю.Д. Стрижаков // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, 1987. – № 11. – С. 22-27.
25. Дмитриев, П.П. Комплексные конструкции на основе древесины с профилированными обшивками: автореф. дис... канд. техн. наук / П. П. Дмитриев. – Новосибирск, 1995. – 21 с.
26. Дюжев, С.Б. Плиты покрытий размерами 1,5х6,0м с продольными клеефанерными ребрами / С.Б. Дюжев, И.М. Зотова // Реферативная информация, ЦИНИС, 1977. – Сер. 8. – Вып.8. – С. 48 –51.
27. Енджиевский, Л.В. Каркасы зданий из легких металлических конструкций / Л.В. Енджиевский, В.Д. Надеяев, И.Я. Пастухова // Учеб. пособие. – М.: АСВ, 1998. – 247 с.
28. Енджиевский, Л.В. Комбинированные из стали, бетона, дерева пространственные конструкции блочного типа / Л.В. Енджиевский // Учебное пособие. Красноярск, СФУ. ИПК ОГУ. 2008. – 331 с.
29. Ендрика, Е. К расчету бистальных балок с большой гибкостью стенки по предельным состояниям / Е. Ендрика // В кн. Металлические конструкции и испытания сооружений. Межвуз. Темат сб. тр. ЛИСИ. – Л.: 1983.– С. 122–128.
30. Ерошенкова Л.Ф., Ангарова В.А. К вопросу о технико-экономической эффективности клееных деревянных и фанерных армированных конструкций. Разработка и исследование клееных деревянных и фанерных армированных конструкций. М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1972. Вып. 24. С. 75 – 85.
31. Жаданов В.И. Оценка напряженно-деформированного состояния крупно-размерных плит численными методами // Вестник ОГУ. 2002. № 5. С. 179 – 182.

32. Жаданов В.И. Пути повышения эффективности применения крупноразмерных плит на основе древесины в покрытиях зданий // Вестник БелГТАСМ. 2003. № 5. С. 345 – 348.

33. Жаданов В.И., Дмитриев П.А. Крупноразмерные плиты на основе древесины для покрытий зданий // Известия вузов. Строительство. 2003. № 6. - С.4–10.

34. Жаданов В.И., Инжутов И.С., Никитин В.М. Исследование напряженно-деформированного состояния крупноразмерной ребристой плиты с обшивкой, приклеенной на части длины конструкции // Известия ВУЗов. Строительство. 2008. № 7. С. 4 – 10.

35. Жаданов В.И., Савойский В.М., Стрижаков Ю.Д. Опыт изготовления клефанерных плит с длиной на пролет. – В кн.: Пространственные конструкции в Красноярском крае. – Красноярск, КПИ, 1985. – с. 87-93.

36. Жаданов, В. И. Сравнение способов соединения стальных профилированных листов с деревянным каркасом / В. И. Жаданов, И. В. Руднев, В. А. Пересыпкина // Промышленное и гражданское строительство, 2024. - № 1. – С. 36-43. - 8 с.

37. Жаданов, В.И. Алгоритмы разработки и исследования совмещенных панелей на основе древесины и древесных материалов / В.И. Жаданов, Д.А. Украинченко. – Оренбург: Университет, 2016. – 391 с. ил.; 21. – ISBN 978-5-4417-0597-4.

38. Жаданов, В.И. Большеразмерные совмещенные плиты из клееной древесины и пространственные конструкции на из основе (монография) / В.И. Жаданов, Г.И. Гребенюк, П.А. Дмитриев // Оренбург: ИПК ГОУ ОГУ, 2007. – 209 с.

39. Жаданов, В.И. Клеефанерные панели на деревянном каркасе / В.И. Жаданов, Д.А. Украинченко, М.А. Аркаев, И.В. Руднев. – Оренбург: ИПН «Университет», 2021. – 142 с.

40. Жаданов, В.И. Малоэтажные здания и сооружения из совмещенных ребристых конструкций на основе древесины: диссертация ... доктора технических наук: 05.23.01 / Жаданов Виктор Иванович; ГОУВПО "Красноярский государственный университет". — Оренбург, 2008. — 423 с.: ил..

41. Жаданов, В.И. Новые конструктивные решения крупноразмерных плит на основе древесины / П.А. Дмитриев, Г.И. Гребенюк, В.И. Жаданов, С.В. Калинин, Е.В. Баев // Вестник ОГУ. – 2004. – № 2. – С. 177 – 181.

42. Жаданов, В.И. Опыт изготовления клефанерных плит с длиной на пролет / В.И. Жаданов, В.М. Савойский, Ю.Д. Стрижаков // Пространственные конструкции в Красноярском крае. – Красноярск: КПИ, 1985, – С. 172 – 179.

43. Жаданов, В.И. Эффективность применения крупноразмерных плит на основе древесины в покрытиях зданий / В.И. Жаданов, И.И. Яричевский // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании: материалы международной научной конференции. Москва. МГСУ. 2015. С.150-154.

44. Житушкин, В.Г. Исследование работы крупноразмерных плит покрытий с клефанерным каркасом / В.Г. Житушкин // Научн. техн. реф. сб., ЦИНИС, 1979. – Сер. 8. – Вып. 12. – С. 41 – 43.

45. Житушкин, В.Г. Клефанерные конструкции / В.Г. Житушкин // – М.: Изд-во АСВ, 2011. – 200 с.

46. Инжутов И.С., Дмитриев П.А., Стрижаков Ю.Д. Пространственные совмещенные блок-фермы на основе древесины для покрытий зданий // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1987. № 1. С. 22 – 27.

47. Инжутов И.С., Жаданов В.И., Никитин В.М. Исследование напряженно-деформированного состояния крупноразмерной ребристой плиты с обшивкой, приклеенной на части длины конструкции // Известия ВУЗов. Строительство. 2008. № 7. С. 4 – 10.

48. Инжутов, И. С. Блок-фермы на основе древесины для покрытий зданий: диссертация ... доктора технических наук: 05.23.01 / Инжутов Иван Семенович; – Новосибирск, 1995. — 282 с.: ил..

49. Калинин, С.В. Экспериментальные исследования деревометаллических балок со стенкой из стального профилированного листа при поперечном изгибе / С.В. Калинин, В.И. Жаданов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета, 2012. - № 3. - 117-125.

50. Калинин, С.В. Эффективные конструкции крупноразмерных плит и панелей на основе древесины и древесных материалов для зданий и сооружений / С.В. Калинин, В.И. Жаданов // III международная научно-техническая конференция «Эффективные строительные конструкции: теория и практика». – Пенза, 2004. – С. 200-202.

51. Калинин, С.В. Деревометаллические балки со стенкой из стальных профилированных листов: дис... канд. техн. наук / Калинин С.В. – Пенза: 2013. – 183 с.

52. Калинин, С.В. Экспериментальные исследования деревометаллических балок со стенкой из стального профилированного листа при поперечном изгибе / С.В. Калинин, В.И. Жаданов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета, 2012. – № 3. – 117-125.

53. Касаткин, В.Б. Крупноразмерные панели из армированной древесины / В.Б. Касаткин, Н.П. Матаева // Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве: тез. докл. Всесоюзного совещания. – Архангельск, 1980. – С. 86 – 90.

54. Кириленко В. Ф. Напряженно-деформированное состояние клеефанерных балок с прерывистой фанерной стенкой / В. Ф. Кириленко, М. В. Колыхан, Е. Ю. Якушкова, А. Н. Янчук // Строительство и техногенная безопасность: сб. науч. трудов / НАПКС. — Симферополь: НАПКС, 2007. – Вып. 21. – С. 16–20.

55. Кириленко В.Ф., Колыхан М.В., Якушкова Е.Ю., Янчук А.Н. Напряжён-но-деформированное состояние клеефанерных балок с прерывистой фанерной стенкой // Строительство и техногенная безопасность: Сборник научных трудов, 2007. № 21. – С. 16-20.

56. Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Напряжения в стенках деревофанерных элементов переменной высоты // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. научн. тр. / ОГАСА. Одесса, 2010. С. 108-112.

57. Клеван, В.И. Расчет составных изгибаемых деревянных элементов с учетом нелинейной работы // Инженерный вестник Дона. – 2023. – № 9(105). – С. 495-512.

58. Клеван, В.И. Экспериментальные исследования металлодеревянных блоков двутаврового сечения со стальной гофрированной стенкой / А.Г. Черных, В.И. Клеван, А.В. Игнатович, М.М. Мухаммедов, // Инновации в деревянном строительстве. Материалы 11-й Международной научно-практической конференции. – СПб: СПбГАСУ, 2021. – С. 26-37.

59. Ковальчук, Л.М. Деревянные конструкции – проблемы и решения / Л.М. Ковальчук // Промышленное и гражданское строительство. - М., 2001. – № 10. – С. 13 –14.

60. Козлов К.В., Скворцов А.А. Новые конструктивные решения плит покрытий и стеновых панелей на деревянном каркасе и перспективы их производства в системе Минсельстроя СССР // Опыт применения клееных деревянных конструкций и повышение их качества: матер. Краткосрочного семинара. Л.: 1977. – С. 13 – 21.

61. Колесникова, М.А. Комбинированные пологие блок – своды из профилированных листов, подкрепленных деревянными блоками-затяжками / М.А. Колесникова // Автореф. Диссертации канд. техн. наук. – Красноярск, 2004. – 24 с.

62. Колпаков, С.В. Клеефанерные панели, работающие в двух направлениях / С.В. Колпаков, В.И. Грохотов // Научн. техн. реф. сб. ЦИНИС, 1979. – Сер.8. – Вып. 3. – С. 19 –22.

63. Колчунов, В.И. Жесткость и трещиностойкость железобетонных оболочек покрытия: дис... докт. техн. наук / В.И. Колчунов. – М., 1995. – 750 с.

64. Костюковский, М.Г. Анализ конструктивных решений покрытий из элементов длиной на пролет / М.Г. Костюковский, Б.Г. Кормер // Железобетонные конструкции промышленных зданий. – М.:ЦНИИ-Промзданий, 1981. – С.13 – 29.

65. Котлов, В.Г. Индустриальные деревянные конструкции на металлических зубчатых пластинах / В.Г. Котлов., С.В. Федосов, А.А. Актуганов // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2013. – №11(659). – С. 39 – 43.

66. Котлов, В.Г. Металлические зубчатые пластины в пространственных деревянных конструкциях: монография / В.Г. Котлов. – Йошкар-Ола: Поволжский государственный технологический университет, 2020. – 190 с. ISBN 978-5-8158-2203-0.

67. Краснобаев И.А., Житушкин Э.А. Расчет подкрепляющих элементов щитовых конструкций покрытий зданий: Межвуз. сб. / РИСИ. - Ростов на Дону, 1980. - С.26-32.
68. Лабудин Б.В. Расчет плитно-ребристых конструкций с упругоподатливыми связями // Лесной журнал. 1992. № 1. – С. 67–72.
69. Лехницкий, С.Г. Анизотропные пластинки / С.Г. Лехницкий. – М. – Л.: Гостехиздат, 1957. – 73 с.
70. Линьков, И.М. Исследование прочности клееных фанерных плит покрытия / И.М. Линьков // Исследования и методы расчета строительных конструкций. – М.: ЦНИИСК, 1983. – С. 35 – 42.
71. Линьков, И.М. Разработка и исследование конструкций клееных фанерных армированных панелей покрытий / И.М. Линьков. – М.: ЦНИИСК, 1972. - Вып. 24. – С. 46 - 60.
72. Лисицкий И.И. Способы повышения несущей способности соединений деревянных конструкций на стальных вклеенных пластинах / И.И. Лисицкий, В.И. Жаданов, И.В. Руднев, Д.А. Украинченко // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2018. – № 5 (713). – С. 31 – 43
73. Лихтарников, Э.М. Техничко-экономические основы проектирования строительных конструкций / Э. М. Лихтарников, Н. С. Летников, В. Н. Левченко // Учеб. пособие. – Киев – Донецк: Вища школа, 1980. – 240 с.
74. Лоусон Р.М., С.Дж. Хикс. Расчет комбинированных балок с перфорированными стенками. – SCI, Silwood Park, Ascot. – 2011.
75. Максимов, Ю. С., Остриков, Г. М., Страгилатов, С. Р. Рамный каркас с гофрированными несущими конструкциями / КазЦНТИС Госстроя Каз. ССР. – Серия 4. – информационный листок №86-16. – 1986.
76. Мацелинский, Р.Н. Проектирование и строительство зданий с покрытиями из панелей-оболочек КЖС / Р.Н. Мацелинский, Л.С. Спаннут, Ф.Г. Рухлин, Г.И. Гернер // Эффективные пространственные конструкции в практике проектирования и строительства республик Средней Азии и Казахстана. – Ташкент, 1983. – С. 15 – 19.

77. Найчук А.Я. Прочность элементов деревянных конструкций в условиях сложного неоднородного напряженного состояния: Автореф. дис...д. тех. наук. – М, 2006. – 45 с.

78. Орлович Р.Б., Гиль З., Дмитриев П.А. Тенденции в развитии соединений деревянных конструкций в строительстве за рубежом // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2004. № 11 (551). – С. 4–9.

79. Орлович Р.Б., Найчук А.Я. Исследование напряженно-деформированного состояния клефанерных балок с перфорированной стенкой // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: Межвуз. сб. тр. / ЛИСИ. Л., 1980. – С. 19-24.

80. Орлович, Р.Б. Напряженно-деформированное состояние клефанерных плит при длительном нагружении / Р.Б. Орлович, Л.И. Григорьева // Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура, 1988. – № 10. – С. 105 – 107.

81. Патент РФ на изобретение № 2276239. МПК Е 04 С 3/07. Балка. / П.А. Дмитриев, В.И. Жаданов, С.В. Калинин // Опубл. 10.05.06. Бюл. № 13. – 6 с.

82. Патент РФ на полезную модель № 64659. МПК Е 04 С 3/12. Деревянная балка / В.И. Жаданов, П.А. Дмитриев, А.А. Денисенко, О.А. Михайленко // Опубл. 10.07.07 Бюл. № 19. – 6 с.

83. Повышение эффективности металлических и деревопластмассовых конструкций / Под ред. М.М. Жербина. – Киев: Будивельник, 1978. – 144 с.

84. Пospelов Н.Д., Тумас Е.В. О новых клеештыревых стыках несущих элементов деревянных пролетных строений мостов. Балашиха: Создании, 1970.

85. Пятикрестовский, К.П. Вопросы дальнейшего совершенствования конструкций с применением древесины и новых плитных материалов / К. П. Пятикрестовский // Пространственные конструкции. Сборник трудов, 2007. – № 9. – С. 49–51.

86. Ростовцев, Г.Г. К вопросу о редуционных коэффициентах и приведенной ширине сжатых пластин / Г.Г. Ростовцев // Сб. науч. тр. Лен. кораблестроит. ин-та. – Л., 1937. – Вып.1. – С.24 – 39.

87. Ростовцев, Г.Г. Опыты по определению приведенной ширины фанерных пластинок / Г.Г. Ростовцев // Сб. науч. тр. ЛИИГВФ. – Л., 1937. – Вып. 9. – С. 121 – 136.

88. Ростовцев, Г.Г. Приведенная ширина изотропной и анизотропной пластинки / Г.Г. Ростовцев // Сб. науч. тр. ЛИИГВФ. – Вып.5. - Л., 1936. – С. 32 –48.
89. Ростовцев, Г.Г. Расчет тонкой плоской обшивки, подкрепленной ребрами жесткости, при нагружении силами, лежащими в её плоскости и перпендикулярными к ней / Г.Г. Ростовцев // Сб. науч. тр. ЛИИГФ. - Л., 1940. – Вып. 20. – С. 3 – 109.
90. Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных деревянных конструкций при длительном действии нагрузки: дис. ... д-ра техн. наук. М., 2009. 200 с.
91. Сарычев, В.С. Экономическая эффективность применения конструкций из различных материалов / В. С. Сарычев. – Центр межвед. ин-т повышения квалификации руководящих работников и специалистов при МИСИ им. В. В. Куйбышева. – М., 1980. – 55 с.
92. Серов Е.Н., Санников Ю.Д., Серов А.Е. Проектирование деревянных конструкций. Москва-Санкт-Петербург: Издательство АСВ. 2010. 536 с.
93. Серов, Е.Н. Проектирование клееных деревянных конструкций / Е.Н. Серов, Ю.Д. Санников // Учеб. пособие в 3-х частях. – СПбГАСУ. – М. – СПб, 1998. – 433 с.
94. Смирнов Е.А. Прочность и деформативность клееных деревянных балок групповым армированием на части длины: дис.. канд. техн. наук. М., 1986. 140 с.
95. Столповский, Г.А. Соединение элементов деревянных конструкций быстровозводимых зданий и сооружений винтовыми крестообразными нагельными / Г.А. Столповский, В.И. Жаданов, И.В. Руднев // Вестник ОГУ, 2010. №5(111). С. 150–154.
96. Стоянов, В.В. Современные строительные конструкции из металла, дерева и пластмасс / В.В. Стоянов. – Одесса: ООО «Внешрекламсервис», 2007. – 74 с.
97. Тимошенко, С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский – Кригер. – М.: Физматгиз, 1963. – 636 с.
98. Тимошенко, С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек / С.П. Тимошенко. – М.: Наука, 1971. – 807 с.

99. Торяник, Н.Н. Расчет клеефанерных плит покрытия / Н.Н. Торяник, С.А. Корзон // Конструкции из дерева и пластмасс: межвуз. Тем. сб. тр. – Л.: ЛИСИ, 1978. – №2. – С. 58-64.
100. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клееные деревянные конструкции узлами на клеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК). М. : Стройматериалы, 2013. 300 с.
101. Узловое соединение элементов деревянных и металлодеревянных конструкций / И.И. Лисицкий, В.И. Жаданов, И.И. Лисицкий; заявитель и патентообладатель Оренбургский государственный университет. – Оpubл. 28.12.2021 М.: Бюлл. №1.
102. Фрейдин А.С., Осипова Ж.Н., Поветкин С.В. Выносливость соединений элементов деревянных конструкций на клеенных арматурных стержнях // Строительство и архитектура. Сер. 8. Строительные конструкции: Экспресс-информ.: Отечесв. Произв. Опыт/ ВНИИС. – М., 1985. –Вып. 12 – С. 5-11.
103. Хороший В.И. Складывающиеся блок-секции на основе древесины для сборно-разборных и быстровозводимых зданий: автореферат диссертации канд. техн. наук. Новосибирск, 1990. 22 с.
104. Хромец, Ю.Н. Промышленные здания из легких конструкций / Ю.Н. Хромец. – М.: Стройиздат, 1978. – 176 с.
105. Шипилова, С.М. Напряженно-деформированное состояние клеефанерных конструкций при длительном нагружении: дис... канд. техн. наук / С.М. Шипилова. – Л., 1987. – 244 с.
106. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры: учебное пособие. М. : Изд-во АСВ, 2002. 291 с.
107. Щуко В.Ю. Рощина С.И. Армированные деревянные конструкции в строительстве: учеб. пособие. Владимир: Изд-во ВлГУ, 2002. 68 с.
108. Basler, K. Strength of Plate Girders Loaded in Shear / K. Basler. – ASCE n.2967, St. 6, 1961.
109. Bergman, S. Behaviour of of buckled rectangular plates under the action of shearing forces along all edges / S. Bergman. – Stockholm, 1948.

110. Bidakov, Andrii. (2013). Испытание новых эффективных конструктивных форм клефанерных балок Бидаков А.Н. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. 88-94.

111. Blaß H. Biegefestigkeit von Brettschichtholz aus Buche / [H. J. Blaß, M. Frese, P. Glos, P. Linsenmann, J. Denzler] // Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau / Universität Karlsruhe (TH), Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen. – Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2004. – 137 p.

112. Chatillon, G. Le porc perce dans le lot. - L. Eleveur de Porcs, 1982. – № 141. – P. 11 – 13.

113. Dutko, P a kolektiv. Drevene konstrukcie. – Bratislava. ALFA, 1976. – 400 s.

114. Dutko, P. Experimentelle Untersuchung deemittwirkende Breite bei den doppelschaligen. Fafelelemente mit finische Kombi. – Sperrholzplatten, TKK Otoniemi, 1973. – 242 s.

115. Dutko, P. Výskum stanovenia spolupôsobiacej šírky preglejkových dosových pásov rebrových panelov. – Zborník II. Celopolskeho symposia «Výskum uplatnenia dreva a materialov na báze dreva v stavebných konštrukciách», Politechnika Štetinska, Štetin, 1983. – S. 21 – 28.

116. Dutko, P., Halahyja M. Overene pôsobenia prvkov a nosných sústav. – Experimentálne poloprevádz – kove overenie kombinovaných sústav, Záverečná cpráva vyskumu / ES SVŠT. Bratislava, 1974. – 145 s.

117. European Technical Approval ETA-07/0136. Poutre NAIL-WEB // Centre Scientifique et Technique du Batiment. – 2017, – P. 17. – Text : direct.

118. Flaig M. Modellierung der Biegefestigkeit von hochkant auf Biegung beanspruchten Bauteilen aus Brettspertholz / M. Flaig // Forschungskolloquium Holzbau «Forschung und Praxis». – Stuttgart, 2012. – 8 p.

119. Hiroshi Yoshihara. Bending properties of medium-density fiberboard and plywood obtained by compression bending test / Yoshihara Hiroshi // Forest Products Journal. – 2011. – № 61 (1). – P. 56–63.

120. Hiroshi Yoshihara. Influence of the specimen depth to length ratio and lamination construction on Young's modulus and in-plane shear modulus of plywood measured by flexural vibration / Yoshihara Hiroshi // BioResources. – 2012. – № 7 (1). – P. 1337–1351.

121. Karman Ih., Sechler E.E., Donnell L.H. The strength of thin plates in compression. – Trans. ASME №54, 1932. – P. 53 – 57.

122. Sweet's Architectural Catalog File, 1972, vol.2, division 6, section 5.

123. US wood-based panel industry: production trends and changing market. – Forest Prod. J., 1982. – Vol. 32. – № 6. – P. 14 –23.

124. Wagner, H. Flat sheet metal girders with very thin metal webs / H. Wagner // Part I, II and III. NACA Technical Notes Nr. 604, 605, 606, 1931.

Нормативная литература

125. ГОСТ 10923-82. Рубероид. Технические условия. Введ. с 01.01.83. – М.: Изд-во стандартов. – 17 с.

126. ГОСТ 10999-64*. Толь кровельный. Технические условия. - Введ. с 01.07.67. – М.: Изд-во стандартов. –7 с.

127. ГОСТ 11701-84. Металлы. Методы испытаний на растяжение тонких стальных листов и лент. – Введ. 1986.01.01.– М.: Стандартиформ, 1984. – 24с.

128. ГОСТ 16483.10-73*. Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон. – Введ. 1974.07.01.– М.: ИПК Изд-во стандартов, 1973. – 7 с.

129. ГОСТ 16483.24-73*. Древесина. Метод определения модуля упругости при сжатии вдоль волокон. – Введ. 1975.01.01.– М.: ИПК Изд-во стандартов, 1973. – 4 с.

130. ГОСТ 16483.25-73*. Древесина. Метод определения модуля упругости при сжатии поперек волокон. – Введ. 1975.01.01.– М.: ИПК Изд-во стандартов, 1973. – 6 с.

131. ГОСТ 16483.3-84*. Древесина. Методы определения предела прочности при статическом изгибе.-Введ.1985.07.01.-М.: ИПК Изд-во стандартов,1984.– 7 с.

132. ГОСТ 30547-97. Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Общие технические условия. – Введ. с 01.09.1999. – М.: Изд-во стандартов. – 12 с.

133. ГОСТ 24045-2016. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия. – Введ. 2017.04.01. – М.: Стандартиформ, 2016. – 24с.

134. ГОСТ 24454-80*. Пиломатериалы хвойных пород. Размеры. Введ. 1981.01.01. М.: ИПК издательство стандартов, 2000. 3 с.

135. ТУ 5774-042-00288739-99. Материал рулонный кровельный и гидроизоляционный наплавляемый бикрост. Введ. с 01.04.1999. – ГОССТАНДАРТ РОССИИ ВНИИСтандарт. – 14 с.

136. ГОСТ 3916.1-2018. Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия. – Введ. 2019.04.01. – М.: Стандартиформ, 2019. – 24с.

137. ГОСТ 4028-63*. Гвозди строительные. Конструкция и размеры. Введ. с 01.01.64. - М.: Изд-во стандартов. – 12 с.

138. ГОСТ 57790-2017. Конструкции деревянные несущие. Методы испытаний на прочность и деформативность. М.: Стандартиформ, 2019. – 13с.

139. ГОСТ 8486-86*. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия. Введ. 1988.01.01. М.: ИПК издательство стандартов, 2000. 14 с.

140. ГОСТ 9573-2012. Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем теплоизоляционные. Технические условия. Введ. с 01.07.2013. М.: Стандартиформ, 2013. – 25 с.

141. ГОСТ 9625-2013. Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при статическом изгибе. – Введ. 2014.11.01. – М.: Стандартиформ, 2013. – 8с.

142. ГОСТ Р 56705-2015. Конструкции деревянные для строительства. Термины и определения. – М.: Стандартиформ. – 2016. – 8 с.

143. ОСТ 36-122-85 Конструкции строительные стальные. Монтажные соединения на дюбелях. Общие требования. – Введ. 1985.10.24. –М: Информационное научно-производственное агентство, 2003. – 22 с.

144. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с.
145. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий. ЦНИИСК. М.: Стройиздат, 1982. 120 с.
146. Рекомендации по учету жесткости диафрагмы из стального профилированного настила в покрытиях одноэтажных производственных зданий при горизонтальных нагрузках ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ. – М.: ЦНИПИИАСС, 1980. – 41 с.
147. Руководство по защите от коррозии металлических конструкций сельскохозяйственных зданий и сооружений / М-во сел. стр-ва СССР. — М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1982. – 38 с.
148. Руководство по изготовлению и контролю качества деревянных клееных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1982. – 78 с.
149. Руководство по изготовлению слоистых панелей с применением заливочных пенопластов / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1977. – 47 с.
150. Руководство по обеспечению долговечности деревянных клееных конструкций при воздействии на них микроклимата зданий различного назначения и атмосферных факторов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1981. – 96 с.
151. Руководство по определению экономической эффективности повышения качества и долговечности строительных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1981. – 56 с.
152. СП 20.13330.2016. Свод правил. Нагрузки и воздействия. – Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*, 2018 – 95 с.
153. СП 260.1325800.2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов, 2016. – 119с.
154. СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85; Введ. с 28.08.2017. – 127 с.
155. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции (Актуализированная редакция СНиП II-25-80), 2017. – 30с.

156. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87; Введ. с 01.01.2013. – 183 с.

Публикации автора, на которые имеются ссылки в тексте диссертации

157. Нестеренко, М.А. Рациональные конструкции плит на деревянном каркасе / В.И. Жаданов, М.А. Нестеренко, Ю.А. Ловецкая // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура, – 2022, Выпуск № 1(86). – С. 33-42.

158. Жаданов, В.И. Анализ конструктивных решений несущих ребер крупно-размерных совмещенных панелей на деревянном каркасе / В.И. Жаданов, М.А. Нестеренко, И.П. Пинайкин // Эксперт: теория и практика. Технические науки. Строительство и архитектура. Выпуск № 4(27) 23.12.2024 – С. 12 – 15.

159. Жаданов, В.И. Алгоритмы расчета клеефанерных балок с прерывистой стенкой по деформациям / В.И. Жаданов, М.А. Нестеренко, А.А. Гаврилов, И.Н. Чарикова // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия «Материалы. Конструкции. Технологии», Йошкар-Ола, 2025, №2. - с. 30-41.

160. Жаданов, В.И. Балки с армированными поясами и стенками из тонких стальных листов / В.И. Жаданов, М.А. Нестеренко, Д.А. Украинченко // Промышленное и гражданское строительство, 2026, №1, с. 13-20.

161. Нестеренко, М.А. Деревометаллические ребра крупноразмерных совмещенных плит покрытия / М.А. Нестеренко, В.И. Жаданов // Серовские чтения: сборник материалов Международного научно-технического симпозиума; СПбГАСУ – Санкт-Петербург, 2025. – С. 54-58.

162. Жаданов, В.И. Особенности конструирования и расчета крупноразмерных ребристых деревянных панелей / В.И. Жаданов, М.А. Нестеренко, Ю.А. Ловецкая // Актуальные проблемы и перспективы развития строительного комплекса. Сборник трудов международной научно-практической конференции, в 2 ч. Том часть 1. Волгоград, 07–08 декабря 2021 года. - с. 76-83.

163. Нестеренко, М.А. Рациональные типы балок из разномодульных материалов для крупноразмерных плит / М.А. Нестеренко // Международная научно-практическая конференция «Инженерные технологии: традиции, инновации, векторы развития», приуроченной 35-летию Российской инженерной академии, г. Абакан, 2025. – С. 139-140.

164. Нестеренко, М.А. Совмещенные плиты на деревянном каркасе с клефанерными ребрами / М.А. Нестеренко, В.И. Жаданов // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре: Сборник статей 80-ой Юбилейной всероссийской научно-технической конференции. – Самара; СамГТУ, 2023. – С. 101-106.

165. Жаданов, В.И. Соединение тонких стальных обшивок с деревянным каркасом при помощи гвоздей с пороховым зарядом / В.И. Жаданов, М.А. Нестеренко, М.Н. Аксенов // Всероссийская научно-методическая конференция «Наука и образование: фундаментальные основы, технологии, инновации посвященная 70-летию ОГУ» Оренбургский гос. ун-т. – Оренбург. – 2025. – С. 38-41.

166. Нестеренко, М.А. Эволюционные этапы совершенствования конструкций несущих ребер плит на деревянном каркасе / М.А. Нестеренко, В.И. Жаданов // Всероссийская научно-методическая конференция «Наука и образование: фундаментальные основы, технологии, инновации посвященная 70-летию ОГУ» Оренбургский гос. ун-т. – Оренбург. – 2025. – С. 303-307.

167. Патент на изобретение № 2853783 Клеефанерная плита / Жаданов В.И., Нестеренко М.А., заявитель и патентообладатель Оренбургский государственный университет. – № 2025118128; заявлен 14.05.2025; опубл. 26.12.2025

168. Патент на полезную модель №237338 Комбинированная балочная конструкция / Нестеренко М.А., Жаданов В.И., Гаврилов А.А., Тонких В.В., Аксенов М.Н.; заявитель и патентообладатель Оренбургский государственный университет. – № 2025118128; заявлен 01.07.2025; опубл. 22.09.2025

169. Zhadanov, V.I. Beams Based on Plywood Sheets / V.I. Zhadanov, S.V. Lisov, M.A. Nesterenko // II International Scientific Conference “Recent Advances in Architecture and Construction” 2024 – C. 199-206.

170. Zhadanov, V.I. Composite Glued Wooden Panels with Pre-stressed Cladding / V.I. Zhadanov, D.A. Ukrainchenko, M.A. Arkaev, M.A. Nesterenko, I.V. Rudnev // IV International Scientific Conference “BUILDINTECH BIT 2025. INNOVATION-SANDTECHNOLOGIESINCONSTRUCTION” 2026 – C. 91-99.

171. Zhadanov, V.I. Long-Term Testing of a Composite Beam on Steel Twisted Cross-Shaped Rods / V.I. Zhadanov, D.A. Ukrainchenko, M.A. Arkaev, M.A. Nesterenko, I.V. Rudnev // IV International Scientific Conference “BUILD-INTECH BIT 2025. INNOVATIONSANDTECHNOLOGIESINCONSTRUCTION” 2026 – C. 1-7.

ПРИЛОЖЕНИЕ «Справки о внедрении результатов работы»



monza35.ru

Вологда

г. Вологда, ул. Горького, д. 129 а
8 (8172) 28-59-00
+7 921 834-34-05

СПБ

Санкт Петербург, ул. Можайская, д. 15 Т
8 (812) 603-44-30

Москва

г. Москва, Рублевское шоссе 151
+7 (495) 795-12-16
+7 (909) 910-20-00

СПРАВКА**о применении результатов научных исследований**

Настоящим подтверждаем, что нашей организацией использованы результаты научных исследований М.А. Нестеренко в рамках разработки проекта покрытия спортивного зала площадью 500 м². В выполненных проектных разработках применены предложенные автором конструктивные решения крупноразмерных плит с клеефанерными ребрами с прерывистой стенкой, которые использованы как конструкции «на пролет».

Внедрение результатов научного исследования позволило обеспечить энергоэффективность и быстровозводимость проектируемого объекта без каких-либо дополнительных мероприятий. В сравнении с известными отечественными аналогами в виде плоских балок и ограждающих элементов по ним предлагаемые автором конструкции позволяют существенно снизить расход материалов (на 27%), затраты при транспортировке (на 30%), а также трудозатраты при монтаже (на 38%).

К достоинствам разработанных авторским коллективом конструкторских и проектных решений относятся также сжатые сроки строительства, простота монтажа, эксплуатационная надежность возводимого объекта и возможность изготовления предложенных конструкций в заводских условиях на действующих предприятиях без приобретения дополнительного технологического оборудования.

С уважением,
Директор компании МОНЗА



Табанак Д.С.



Общество с ограниченной ответственностью
СИБИРСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ПРОЕКТНО-РЕСТАВРАЦИОННЫЙ ИНСТИТУТ
«НАСЛЕДИЕ»

664023, г. Иркутск, ул. Красноярская, д. 72, оф. 104

ИНН 3811136336 КПП 381101001

ОГРН 1103850002640

Расчетный счет 40702810818350011897

Байкальский банк ПАО Сбербанк г. Иркутск

Корреспон. счет 30101810900000000607

БИК 042520607 ОСБ 8586

Тел. +79148866449

E-mail: sibnpi@mail.ru

от 29 октября 2025 г. № 66

на исх. № _____ от _____ 2025 г.

АКТ

о внедрении результатов научных исследований

Настоящим актом подтверждаем, что нашей организацией использованы результаты диссертационной работы Нестеренко Максима Алексеевича на тему «Рациональные конструкции несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе» в виде разработанных конструкций совмещенных плит с клефанерными ребрами с прерывистой стенкой. Предложенные М.А. Нестеренко конструкции использованы при проектировании одноэтажных утепленных складских зданий (площадью 270 м² и 432 м²) и гаражного бокса (площадью 630 м²), предназначенных для строительства в сельской местности Иркутской области.

Применение разработанных автором рекомендаций по проектированию и изготовлению, новых типов несущих конструкций на основе древесины позволили достичь сокращения расхода материалов до 30% в сравнении с существующими аналогами, а также снизить общую трудоёмкость и конечную стоимость строительно-монтажных работ в 1,2-1,3 раза.

К несомненным главным достоинствам вышеназванных исследований следует отнести то, что производство разработанных конструкций легко осуществлять на существующих производственных линиях Иркутских деревообрабатывающих предприятий и цехов. Разработанные проектные решения пользуются хорошим спросом благодаря сжатым срокам и всесезонности строительства, а также их надёжности и долговечности.

Директор



Сорокина Л.М.

**Общество с ограниченной ответственностью
«СтройТехЭкспертПроект» (ООО «СТЭП»)**

630073, Новосибирск, ул. Стартовая, 3 офис, 7
ИНН 5404353875, КПП 540401001, ОКПО 84971944, ОГРН 1085404006258

СРО-П-201-005404353875-0223 от 21.03.2019
СРО-И-046-005404353875-0870 от 11.09.2023

Исх. № 2-Н от 14.11.2025 г.

**Справка
о внедрении результатов научного исследования
в проектную документацию**

Результаты научного исследования Нестеренко М.А. использованы при проектировании здания гаража для сельскохозяйственной техники размерами в осях 12,0х36,0м.

По заданию Заказчика было выполнено вариантное проектирование покрытия здания гаража с применением предложенных в диссертационном исследовании М.А. Нестеренко армированных деревометаллических балок со стенкой из профилированных листов с гофрами, ориентированными вдоль пролета и клеефанерных балок с рациональным сечением поясов и с прерывистыми стенками. В сравнении с классическими клеедощатыми балками предложенные конструкции отличаются меньшей массой и расходом материалов, повышенной несущей способностью, что позволяет снизить затраты на строительство здания гаража от 18 до 22%, в том числе за счет экономии на нижележащих несущих конструкциях и транспортировке. В частности, экономия непосредственно на конструкциях покрытия составляет от 29 до 38% в зависимости от типа предложенных Нестеренко М.А. конструкций.

Просим также выслать альбом рабочих чертежей крупноразмерных совмещенных плит с ребрами, выполненных в виде вышеуказанных балок для применения в будущих проектах.

Генеральный директор ООО «СТЭП»,

К.Т.Н

Батин М.О.





Общество с ограниченной ответственностью
Научно-производственное предприятие
«ПРОМТЕХНОЛОГИЯ»

460018, г. Оренбург, ул. Терешковой, 22, офис 313
Телефон: +7(3532) 91-33-38, 27-91-72, 92-37-71, +7(9123) 56-37-80; e-mail: npp-promtech@mail.ru

Исх. № 055/24-НПП от «20» сентября 2024 г.

АКТ

**о внедрении в проектную документацию результатов научного исследования
Жаданова Виктора Ивановича, Лисова Сергея Вячеславовича,
Нестеренко Максима Алексеевича
«Сборно-разборные быстровозводимые объекты малоэтажного строительства
на основе древесины гражданского и оборонного назначения»**

ООО НПП «ПРОМТЕХНОЛОГИЯ» использовало результаты научных исследований д.т.н., профессора В.И. Жаданова, старшего преподавателя С.В. Лисова, аспиранта М.А. Нестеренко при разработке проектных решений 1-2 этажных жилых домов площадью 70 м², 90 м², 120 м², предназначенных для строительства в сельской местности Оренбургской области.

Применение разработанных научным коллективом сборно-разборных балок на основе фанеры, используемых в качестве междуэтажных и чердачных перекрытий, а также в качестве конструкций покрытия позволили достичь сокращения расхода материалов в сравнении с существующими аналогами (до 32%), а также снизить общую трудоёмкость и конечную стоимость строительно-монтажных работ в 1,2-1,3 раза.

Производство разработанных конструкций легко осуществлять на существующих производственных линиях Оренбургских деревообрабатывающих предприятий и цехов. Разработанные проектные решения пользуются хорошим спросом благодаря сжатым срокам строительства, а также их экологичности, надёжности и долговечности.

Директор
ООО НПП «Промтехнология»



Столповский Г.А.

e-mail: npp-promtech@mail.ru



Система менеджмента качества ООО НПП «ПРОМТЕХНОЛОГИЯ» (сертификат соответствия № А.СРТ.СС.140513.01-3859.04 от 13.05.2014 г.) при выполнении работ по инженерным изысканиям, подготовке проектной документации, строительству, реконструкции, капитальному ремонту, объектов капитального строительства, которые оказывают влияние на безопасность объектов капитального строительства, соответствует требованиям ГОСТ Р ИСО 9001-2011



СТРОИТЕЛЬНАЯ КОМПАНИЯ
«АЛЬТИТУДА»

ИНН/КПП: 5610086086/771801001

Юридический адрес: 107143, город Москва, проезд Иртышский 2-й, дом 4Б,
строение 2, этаж 3, кабинет 4.2

e-mail: mail@altituda.ru

Исх. №126-09/24 от 20.09.2024 г.

АКТ

**о внедрении в проектную документацию результатов научного исследования Жаданова В.И., Лисова С.В., Нестеренко М.А.
«Сборно-разборные быстровозводимые объекты малоэтажного строительства на основе древесины гражданского и оборонного назначения»**

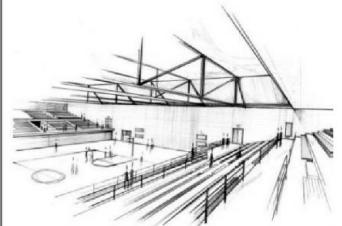
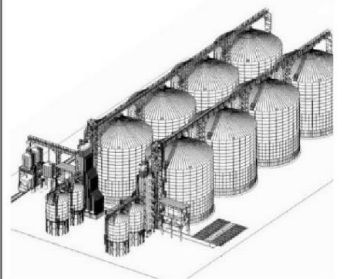
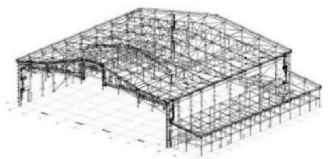
При подготовке проектной документации ООО «Альтитуда» на строительство зернохранилища и здания гаража сельскохозяйственной техники в Саракташском районе Оренбургской области были использованы разработки авторского коллектива д.т.н., профессора В.И. Жаданова, старшего преподавателя С.В. Лисова, аспиранта М.А. Нестеренко, а именно: деревометаллические балки с обшивкой из профилированного листа пролётом 12 м и сборно-разборные балки из фанерных листов пролётами 6 м и 9 м.

Применение разработанных научным коллективом деревометаллических балок и сборно-разборных балок на основе фанеры, используемых в качестве конструкций покрытия, позволили достичь сокращения расхода материалов в сравнении с существующими аналогами (до 22%), а также снизить общую трудоёмкость и конечную стоимость строительно-монтажных работ в 1,1-1,2 раза.

Директор
ООО «Альтитуда»



С.В. Калинин





МИНОБРНАУКИ РОССИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
**НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)**

ОКПО 02068976 ОГРН 1025401905484
ИНН/КПП 5405115866/540501001
Ленинградская ул., д. 113, Новосибирск 630008
Тел. (383) 266-41-25, факс (383) 266-40-83
E-mail: rector@sibstrin.ru

№ _____
На № _____ от _____

Справка
о внедрении в учебный процесс результатов научных исследований
Нестеренко Максима Алексеевича

Настоящая справка подтверждает, что представленные в диссертации Нестеренко М.А. результаты теоретических и экспериментальных исследований рациональных конструкций несущих ребер совмещенных плит, методология исследований напряженно-деформированного состояния предложенных конструкций и рекомендации по проектированию, внедрены в учебный процесс кафедры «Металлические и деревянные конструкции» для студентов бакалавриата и магистратуры направления «Строительство» – дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс», «Спецкурс по деревянным конструкциям».

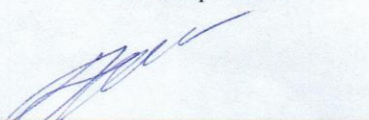
Материалы исследований Нестеренко М.А. используются в учебном процессе при проведении лекционных, практических, лабораторных занятий, а также при выполнении выпускных квалификационных работ и в научно-исследовательских студенческих работах.

Кандидат технических наук, доцент,
заведующий кафедрой металлических и
деревянных конструкций НГАСУ (Сибстрин)



Шафрай Константин Анатольевич
"25" ноября 2025 г.

Кандидат технических наук, доцент,
заведующий секцией конструкций из дерева и пластмасс
кафедры металлических и деревянных конструкций
НГАСУ (Сибстрин)

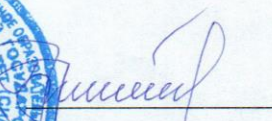


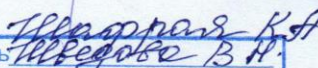
Шведов Владимир Николаевич
"25" ноября 2025 г.

Подпись К.А. Шафрая и В.Н. Шведова заверяю
Проректор по учебно-воспитательной работе
и молодежной политике НГАСУ (Сибстрин)



М.Н. Шумкова



Подпись 
ЗАВЕРЯЮ
Начальник общего отдела НГАСУ (Сибстрин)

Яковых Н.И.



МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное
бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Оренбургский государственный
университет»

(ОГУ)

23.12.2025 № 174/СК
г. Оренбург

«УТВЕРЖДАЮ»

Первый проректор



С.В. Нотова
2025 г.

☐ О внедрении результатов научного исследования

АКТ

о внедрении в учебный процесс результатов научных исследований,
выполненных Нестеренко Максимом Алексеевичем

Мы, нижеподписавшиеся, комиссия в составе:

- начальника управления научной и инновационной деятельности, кандидата технических наук, доцента Болдырева П.А.;
- и.о. декана архитектурно-строительного факультета, кандидата технических наук, доцента Шевченко О.Н.

составили настоящий акт в том, что разработанные в диссертации автором рациональные конструкции несущих ребер совмещенных плит на деревянном каркасе, методология теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния предложенных конструкций, технология их производства, внедрены в учебный процесс кафедры «Строительные конструкции»:

- бакалавриат по профилям «Промышленное и гражданское строительство» – дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс», «Деревянные конструкции для малоэтажного строительства»;

- магистратура по профилю «Теория и проектирование зданий сооружений» – дисциплина «Индустриальные деревянные конструкции для малоэтажного строительства»;

- аспирантура по специальности «Строительные конструкции, здания и сооружения» – дисциплина «Строительные конструкции, здания и сооружения».

Материалы исследований Нестеренко М.А. используются в учебном процессе при проведении лекционных, практических, лабораторных занятий, в дипломном проектировании, а также в научно-исследовательских студенческих работах.

Начальник УНИД, к.т.н., доцент

И.о. декана АСФ, к.т.н., доцент



П. А. Болдырев



О.Н. Шевченко