

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ОЦЕНКА СРОКА ИХ СЛУЖБЫ С УЧЕТОМ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
И ОЦЕНКА СРОКА ИХ СЛУЖБЫ С УЧЕТОМ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ



Министерство науки и высшего образования
Российской Федерации

Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет

**ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ И ОЦЕНКА СРОКА
ИХ СЛУЖБЫ С УЧЕТОМ УСЛОВИЙ
ЭКСПЛУАТАЦИИ**

Монография

Санкт-Петербург
2022

УДК 69
ББК 38.5.4-5

Рецензенты:

д-р техн. наук, профессор, заслуженный строитель России *В. И. Жаданов*
(Оренбургский государственный университет);
д-р техн. наук, профессор *В. И. Запруднов*
(Московский государственный технический университет им. Н. Э. Баумана)

Исследование работы металлических и деревянных конструкций и оценка срока их службы с учетом условий эксплуатации : монография / А. Г. Черных, Е. И. Рыбнов, Н. А. Сенькин [и др.] ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. – Санкт-Петербург : СПбГАСУ, 2022. – 356 с. – Текст : непосредственный.

ISBN 978-5-9227-1223-1

Монография посвящена 190-летию основания Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета. В 2021 году состоялась юбилейная конференция, посвященная 90-летию кафедры металлических конструкций и испытания сооружений и кафедры конструкций из дерева и пластмасс.

Освещены основные исторические этапы становления кафедр, отмечен вклад основоположников, выдающихся ученых в развитие научных направлений по исследованию, расчету, испытанию, проектированию металлических и деревянных конструкций. Подробно рассмотрено влияние физико-механических свойств металлов, их структуры на несущую способность металлических конструкций. Раскрываются особенности предварительно напряженных многослойных деревоплит, соединений деревянных конструкций из LVL с помощью стальных пластин и самонарезающих нагелей. Представлены расчеты гнутоклееных деревянных конструкций с учетом начальных внутренних напряжений гнутья склеенных слоев, инженерный расчет однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами; приведен анализ технических решений по обеспечению устойчивости деревянных конструкций в арктических условиях. Обобщен анализ научных работ по методам определения остаточного ресурса деревянных конструкций, приведены методы и примеры определения величины физического износа и расчета остаточного ресурса. Показаны возможности прогнозирования работоспособности и остаточного ресурса по параметрам долговечности деревянных конструкций.

Предназначена для работников проектных, строительных, эксплуатирующих организаций; экспертов, занятых обследованием зданий и сооружений. Представляет интерес для специалистов, занимающихся процедурой продления сроков эксплуатации.

Ил. 230. Табл. 29. Библиогр.: 464 назв.

ISBN 978-5-9227-1223-1

© Коллектив авторов, 2022
© Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет, 2022

Монография посвящена 190-летию
основания Санкт-Петербургского
государственного архитектурно-строительного
университета (СПбГАСУ, ЛИСИ)
и 90-летию кафедр МКиИС и КДиП



АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ



Предисловие

СПбГАСУ сегодня – крупный учебный и научный центр, единственный в Северо-Западном федеральном округе Российской Федерации вуз, осуществляющий комплексную подготовку специалистов в области строительства, архитектуры, транспорта и инженерно-экологических систем. СПбГАСУ имеет давние профессиональные и педагогические традиции и постоянно обновляет технологии обучения, тематику и методику научных исследований.

Университет обладает универсальной лабораторной базой и современными образовательными программами. Разрабатываются проекты по созданию новых экологически чистых материалов и цифровизации проектных и технологических процессов в строительстве. Цифровые технологии активно используются в подготовке специалистов, в центре внимания вузов и предприятий – Всероссийский BIM-чемпионат СПбГАСУ по информационному моделированию зданий. Стало традицией проведение Международной научно-практической конференции «Инновации в деревянном строительстве» совместно с Ассоциацией деревянного домостроения и ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.

В университете динамично развивается, активно участвуя в прикладных и экспериментальных исследованиях строительных конструкций, кафедра металлических и деревянных конструкций, образованная в 2018 г. путем разделения кафедры строительных конструкций и объединения двух секций – металлических конструкций и конструкций из дерева и пластмасс. Ежегодно кафедра выполняет большой объем научно-технических работ для строительной промышленности: проектирование зданий и сооружений, обследование и мониторинг технического состояния металлических и деревянных конструкций, разработка нормативной и технической документации.

Под руководством доктора техн. наук, профессора, действительного члена Российской академии естественных наук А. Г. Черных сформирована и успешно развивается научная школа по направлению «Исследование деревянных конструкций из инженерной древесины с учетом параметров долговечности и климатических воздействий». Кафедра активно участвует в реализации прикладных научных исследований и разработке нормативно-технической документации по деревянному домостроению по программам Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации.

В монографии освещены основные исторические этапы становления кафедр, отмечен вклад основоположников, выдающихся ученых в развитие

научных направлений по исследованию, расчету, испытанию, проектированию металлических и деревянных конструкций. Подробно рассмотрено влияние физико-механических свойств металлов и их структуры на несущую способность металлических конструкций. Раскрываются особенности предварительно напряженных многослойных деревоплит, соединений деревянных конструкций из LVL с помощью стальных пластин и самонарезающих нагелей. Представлены расчеты гнутоклееных деревянных конструкций с учетом начальных внутренних напряжений гнутья клеенных слоев, инженерный расчет однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами, приведен анализ технических решений обеспечения устойчивости деревянных конструкций в арктических условиях. Обобщен анализ научных работ по методам определения остаточного ресурса деревянных конструкций, приведены методы и примеры определения величины физического износа и расчета остаточного ресурса. Показаны возможности прогнозирования работоспособности и остаточного ресурса по параметрам долговечности деревянных конструкций.

Монография предназначена для работников проектных, строительных, эксплуатирующих организаций; экспертов, занятых обследованием зданий и сооружений. Представляет интерес для специалистов, занимающихся процедурой продления сроков эксплуатации строительных конструкций.

Авторы выражают признательность коллективу СПбГАСУ за помощь в проведении исследований по испытанию строительных конструкций и материалов, в поиске архивных документов.

Особую благодарность выражаем ректору университета, профессору Е. И. Рыбнову за поддержку инновационных проектов кафедры, замечания, предложения и конструктивные дополнения к содержанию монографии.

Благодарим руководство корпорации «Русь» и лично В. С. Груничева за консультативную поддержку учебного процесса и научных проектов на базовой кафедре, директора «Таллион Трейдинг» Т. И. Акчурина и главного технолога филиала ООО «СТОД» в г. Торжке «Завод Талион Терра» Т. В. Токареву за безвозмездную помощь в подготовке и предоставлении образцов для проведения экспериментальных исследований LVL.

Отдельная благодарность – строительной компании ООО «Большепролет», ее генеральному директору Д. А. Фурману и заместителю генерального директора по развитию Е. А. Фурман за организационную и финансовую поддержку научных и образовательных проектов кафедры металлических и деревянных конструкций.

Введение

В своем нынешнем виде кафедра металлических и деревянных конструкций (МДК) была образована в сентябре 2018 г. путем объединения двух секций – «Металлических конструкций и испытания сооружений» (МКиИС) и «Конструкций из дерева и пластмасс» (КДиП). Однако следует отметить, что ее исторический путь начался еще в первой половине XX в.

В 2021 г. состоялась юбилейная конференция, посвященная 90-летию кафедры металлических конструкций и испытания сооружений и кафедры конструкций из дерева и пластмасс, на которой участники познакомились с историей их создания и выдающимися учеными, внесшими неоценимый вклад в развитие науки и образования в Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете.

В *главе 1* монографии подробно изложена история создания этих кафедр.

Кафедра МКиИС была создана в Ленинградском институте коммунального строительства (ЛИКС, ныне СПбГАСУ) в 1930 г. Первым ее заведующим стал профессор Николай Николаевич Аистов. Особенно много времени и сил Николай Николаевич отдавал развитию Механической лаборатории ЛИСИ – одной из лучших в системе высших учебных заведений СССР. Кафедру металлических конструкций и испытания сооружений возглавляли известные ученые, доктора техн. наук, профессора В. И. Крыжановский, В. А. Трулль, Н. А. Крылов, Г. И. Белый и И. В. Астахов.

История кафедры КДиП, как и всех кафедр строительного профиля, начиналась в конце 1920-х. Первым заведующим кафедрой стал ее основатель, заслуженный деятель науки и техники РСФСР, доктор техн. наук, профессор В. Ф. Иванов (1880–1965). За создание учебника «Деревянные конструкции гражданских зданий» (1927 г. – 1-я часть; 1932 г. – 2-я) В. Ф. Иванов награжден двумя высшими наградами страны – орденами Ленина. Кафедру возглавляли известные ученые, доктора техн. наук, профессора Е. Н. Квасников, Е. И. Светозарова, Э. Н. Байда, В. П. Коцегубов, Б. К. Михайлов, А. Г. Черных и А. Б. Шмидт. В новейшей истории кафедры следует отметить труды профессора Е. Н. Серова по разработке нормативно-технических документов в области проектирования и расчета деревянных конструкций и изданный в 2010 г. учебник «Проектирование деревянных конструкций» – востребованное пособие для студентов, обучающихся по направлению «Строительство».

В 2009 г. заведующим кафедрой металлических и деревянных конструкций был назначен доктор техн. наук, профессор А. Г. Черных. С его

именем связано развитие на кафедре направления по деревянному домостроению. В 2010 г. издан учебник «Деревянное домостроение», подготовлено пять монографий.

Дерево и металл – это современные конструкционные материалы, широко используемые в строительстве зданий и сооружений в виде стальных, деревянных и металлодеревянных конструкций. Продолжая традиции выдающихся ученых и педагогов, высококвалифицированные преподаватели кафедры МДК дают студентам, магистрантам и аспирантам современные теоретические и практические знания с применением современных методик проектного обучения и BIM-технологий.

В *главе 2* подробно рассмотрено влияние физико-механических свойств металлов их структуры на несущую способность металлических конструкций. При длительной эксплуатации сварных металлических конструкций (МК) их элементы подвергаются воздействию не только различных нагрузок (статических, циклических, динамических) и температурному перепаду внешней среды, но и агрессивному воздействию коррозионных сред, ведущих к изменению физико-механических свойств металла и геометрических характеристик металлоконструкций. Поэтому весьма актуальной и важной задачей является повышение прочностных свойств металла в выявленных опасных зонах концентрации напряжений (КН) за счет применения прогрессивных способов и методик формирования и контроля мелкозернистых структур металла, что обеспечит несущую способность и повысит надежность и безопасность эксплуатации сварных строительных металлических конструкций.

В *главе 3* приведены сведения об основных типах панелей и плит на основе древесины, применяющихся в строительстве. Обоснована постановка задачи об испытаниях таких конструкций на изгиб, необходимость которых вызвана их специфическими особенностями. Представлены авторская методика и алгоритм экспериментального определения прогибов предварительно напряженных многослойных деревоплит методом сплошного лазерного сканирования, а также результаты соответствующего эксперимента.

В *главе 4* раскрываются особенности предварительно напряженных многослойных деревоплит, соединений деревянных конструкций из LVL с помощью стальных пластин и самонарезающих нагелей. Приведен анализ состояния вопроса по теории и практике применения самонарезающих нагельных соединителей для деревянных конструкций из LVL. Рассмотрены модели разрушения соединений и методики определения несущей способности деревянных конструкций из LVL с применением стальных пластин

и самонарезающих нагелей, с учетом напряженно-деформированного состояния на основе анализа механизма хрупкого и пластичного разрушения элементов соединений «сталь – дерево».

В главе 5 представлены расчеты гнутоклееных деревянных конструкций с учетом начальных внутренних напряжений гнущих склеенных слоев и степени кривизны криволинейных участков. Предложен инженерный способ расчета однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами на упруго податливых нагельных соединениях, подтвержденный численным экспериментом в программном комплексе МКЭ ANSYS. Рассматривается задача усиления многопролетных составных балок из двух или трех брусьев цельного или клееного сечения с помощью вклеенных стержней или самонарезающих длинномерных винтов. Показано, что в многопролетных составных балках усиление следует выполнять в местах с изгибающим моментом (M), равным нулю, а не там, где возникает максимальная поперечная сила Q . Проведены численные эксперименты в «Лира САПР» и SCAD, подтвердившие правильность выводов о расположении элементов усиления. Описывается конструктивное решение и ход строительства в 2004 г. на вечной мерзлоте первой Русской православной церкви в Антарктиде на советско-российской станции «Беллинсгаузен». При ветрах до 60 м/с устойчивость церкви была обеспечена с помощью применения цепных тяг с устройством натяжения в виде стяжных муфт с тарельчатыми пружинами (патент на изобретение).

В главе 6 представлен обобщенный анализ научных работ по методам определения остаточного ресурса деревянных конструкций, приведены методы и примеры определения величины физического износа и расчета остаточного ресурса. Показаны возможности прогнозирования работоспособности и остаточного ресурса по параметрам долговечности деревянных конструкций.

В главе 7 представлен краткий обзор развития методов прогнозирования прочностных свойств древесины во времени. Описывается опыт лаборатории длительной прочности ЛИСИ. Приведены способ определения долговечности на основе уравнений С. Н. Журкова и метод, позволяющий установить остаточный ресурс деревянных конструкций с учетом изменяющихся во времени прочностных свойств. Учтены основные факторы, позволяющие достоверно прогнозировать работоспособность конструкций. Приведен пример расчета балки с изменяющимися параметрами эксплуатации на всем сроке службы.

Глава 8 посвящена пространственным металлодеревянными конструкциям, которые успешно применяются, однако их совершенствование в значительной мере исчерпало себя. Авторы предлагают другой подход: управление напряженно-деформированным состоянием (НДС) в процессе эксплуатации. Приведен расчет подобной конструкции двумя методами – с континуальной расчетной схемой и методом конечных элементов, проведены сравнение этих двух методов и проверка при помощи эксперимента.

В *главе 9* приведен сравнительный анализ двутавровых металлодеревянных балок различных конструктивных вариантов. Отмечается, что использование легких комбинированных двутавровых балок с поясами из LVL и гофрированной металлической стенкой является перспективным направлением в строительстве малоэтажных домов, зданий и сооружений пролетом до 24 м. Представлены результаты по моделированию напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок при изгибе методом конечных элементов. Результаты экспериментальных исследований металлодеревянных балок типа HTS-Rusland показали хорошую сходимость с численным моделированием и в части конструктивных свойств – потерю несущей способности балки при изгибе из-за разрушения гофрированной металлической стенки в зонах стыка с поясами из LVL.

Глава 1. ИССЛЕДОВАНИЯ КАФЕДРЫ МКИИС СПбГАСУ В ОБЛАСТИ КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Н. А. Сенькин

Доклад по данной теме был представлен на Юбилейной конференции 10 июня 2021 г., посвященной 90-летию кафедры металлических конструкций и испытания сооружений (МКИИС) и кафедры конструкций из дерева и пластмасс (КДиП) СПбГАСУ. Глава посвящена истории кафедры и результатам исследований ее сотрудников в области конструкций высотных зданий и сооружений.

Механическая лаборатория была основана 14.09.1900 в Петербургском институте гражданских инженеров (ИГИ) профессором В. В. Эвальдом, а на ее базе в ЛИСИ в сентябре 1930 г. организована кафедра МКИИС его учеником, профессором Н. Н. Аистовым. Приведены данные о последующих заведующих кафедрой МКИИС: профессоре В. И. Крыжановском, соратнике Н. Н. Аистова; профессоре В. А. Трулле, ученике Н. Н. Аистова; профессоре Н. А. Крылове; профессоре Г. И. Белом, ученике профессора Е. А. Бейлина; доценте И. В. Астахове, ученике Г. И. Белого. Подчеркивается преемственность научных школ, актуальность их научных тематик, в частности, в области высотных зданий и сооружений.

Учитель и ученик во все времена были главными фигурами в познании окружающего мира, в исследовании естественных и искусственных объектов. Именно сейчас, в период интенсивного получения и применения новых знаний и использования современной техники, роль учителя – преподавателя высшей школы резко возрастает, особенно при генерировании и решении новых задач в области строительных конструкций, зданий и сооружений. Как говорил великий Конфуций, только тот, кто, обращаясь к старому, способен открыть новое, достоин быть учителем.

1.1. Профессор Виктор Владимирович Эвальд

История создания строительных кафедр Института гражданских инженеров Императора Николая I в Санкт-Петербурге непосредственно связана с именем заслуженного профессора ИГИ, великого учителя,

основоположника научного строительного материаловедения, музыканта, действительного статского советника Виктора Владимировича Эвальда (27.11.1860–16.04.1935). В 1883 г. он по 1-му разряду окончил Строительное училище (позднее – ИГИ) и был оставлен в институте для подготовки к профессуре. В 1887 г. В. В. Эвальд уже читал курс «Строительное искусство» (введен в ИГИ в 1842 г.), а позже участвовал в строительстве здания Механической лаборатории ИГИ, начало которому было положено в 1895 г. В 1896 г. из курса «Строительное искусство» выделилось несколько дисциплин. Так, самостоятельным курсом стал раздел «Строительные материалы», а позже были созданы профилирующие кафедры строительного факультета: «Технология строительного производства», «Строительные материалы», «Соппротивление материалов», «Строительная механика», «Железобетонные и каменные конструкции», «Стальные конструкции», «Деревянные конструкции», «Основания и фундаменты», «Архитектура» [1].



Рис. 1.1. В. В. Эвальд, действительный статский советник, заслуженный профессор Института гражданских инженеров

14 сентября 1900 г. является датой основания Механической лаборатории и испытательной станции, которые совместно образуют ведущий испытательный центр России, а экстраординарный профессор В. В. Эвальд становится первым заведующим Механической лаборатории (рис. 1.1) [2, 3].

Самым главным печатным трудом профессора, выдержавшим 14 переизданий, стал классический учебник «Строительные материалы, их приготовление, свойства и испытания», включающий раздел о железе, чугуне и стали [4]. В течение длительного времени В. В. Эвальд был главным редактором строительного журнала «Зодчий». С 1885 г. до конца жизни преподавал в ИГИ, организовал Механическую лабораторию и кафедру строительных материалов, в 1904–1905 гг. был директором института. Кроме того, профессор В. В. Эвальд был председателем Петроградского общества архитекторов, преподавал в Академии художеств и руководил кафедрой строительных материалов и технологий в Институте путей сообщения Императора Александра I (ИПС), а также был архитектором Петербургского университета.

Виктор Владимирович Эвальд известен как талантливый виолончелист и автор-исполнитель сочинений для брасс-квинтета – музыкального ансамбля из пяти медных духовых инструментов (например, Victor Ewald – Brass Quintet No. 1, Op. 5) [3].

В биографии профессора имеется знаковый эпизод, посвященный конструкциям высотных зданий. Так, в апреле 1893 г. преподаватели В. В. Эвальд и В. Р. Бернгард, как лучшие выпускники ИГИ, чьи имена занесены на мраморную доску в актовом зале Строительного училища, были командированы на Всемирную выставку в Чикаго (рис. 1.2).

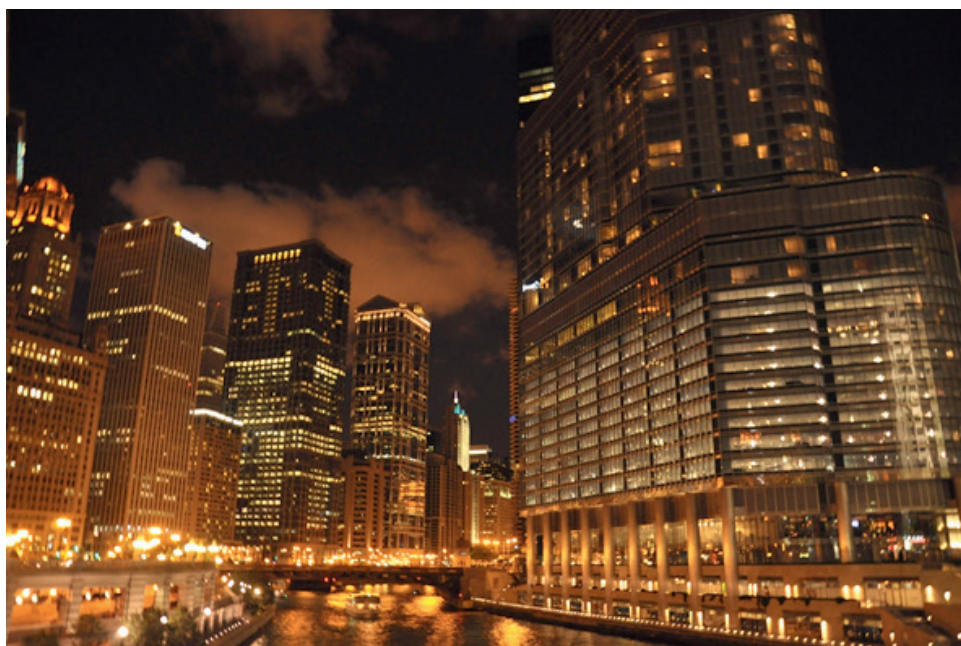


Рис. 1.2. Кварталы высотных зданий в Чикаго на набережной р. Чикаго (фото Н. А. Сенькина, 2012)

По итогам поездки в США В. В. Эвальд написал книгу «Конструктивные особенности американских зданий и естественные камни, применяемые в сооружениях Соединенных Штатов» с большим объемом информации и иллюстраций. В этой книге автор писал, что «начиная с 1889 г. появляется настоящий стиль „Чикаго“, когда наружные стены теряют

значение поддерживающей конструкции и превращаются в декоративный теплозащитный футляр, висящий на прочном металлическом скелете. Главные балки жестко присоединяются к стойкам скелета, которые выполнены по большей части не чугунами, а железными или стальными, склепанными из нескольких составных частей. При возможности неравномерной осадки между стойками устанавливаются диагональные связи, которые вместе с балками и стойками образуют вертикальные фермы» [5].

Профессор ИГИ, а с 1901 г. – профессор ИПС, Вильгельм Рудольфович Бернгард (12.08.1856–28.05.1909) был членом правления Петербургского общества архитекторов, читал лекции по строительному искусству, по расчетам церковных объектов и дорожному строительству. Он также известен написанием учебника и руководства к устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий [6], которые выдержали несколько переизданий с 1893 по 1904 г. Профессор В. Р. Бернгард параллельно преподавал в Академии художеств по предметам отопления и вентиляции зданий, а также по специальному законоведению.

1.2. Профессор Николай Николаевич Аистов

Учеником профессора В. В. Эвальда был гражданский инженер Николай Николаевич Аистов (14.07.1884–20.02.1967), который первым по успехам в 1913 г. окончил Институт гражданских инженеров Императора Николая I и был оставлен при институте для подготовки к преподавательской деятельности.

В автобиографии от 18.04.1959 Н. Н. Аистов писал, что он «в декабре 1916 г. после доклада на Совете института научной работы „Влияние расположения нагрузки, толщины швов и состава раствора на прочность кирпичной кладки“ [7] и изобретения прибора для определения поперечной деформации металлического образца был избран преподавателем по кафедре сопротивления материалов для чтения курса „Статика сооружений и испытание строительных материалов“». В сентябре 1924 г. ему поручено ведение курса «Механические испытания строительных материалов», в 1925 г. – курса «Железобетонные конструкции». В 1926 г. состоялось первое выездное испытание железобетонной конструкции на одном из ленинградских заводов, этим было положено начало новой области деятельности Механической лаборатории ЛИСИ как испытательной станции.

При этом Николай Николаевич проявил себя как многосторонний исследователь и талантливый испытатель, совмещающий работу преподавателя и эксперта-консультанта по проектированию целого ряда крупнейших объектов народнохозяйственного значения, в частности мартеновских цехов Магнитогорска, Макеевки, «Запорожстали», «Азовстали» и др. Николай Николаевич принимал активное участие в обследовании и расчетах усиления строительных конструкций из различных материалов, включая железобетон и древесину [8].

«В период с 1920 по 1929 годы, – указал Н. Н. Аистов в автобиографии от 16.05.1954, – составлено большое число конструктивно-расчетных проектов сложных зданий и инженерных сооружений, заводских цехов, силовых станций, ангаров и других сооружений для военных, промышленных и хозяйственных организаций, из которых следует отметить двенадцать проектов металлических и деревянных ангаров для Красной Армии, проект радиомачты на оттяжках высотой 120 м» [9, 10]. По проекту, разработанному группой инженеров Петроградского института гражданских инженеров под руководством Н. Н. Аистова, в 1923 г. было установлено семь таких радиомачт в разных точках Советского Союза и Иране. Причем в целях повышения качества сборки и безопасности персонала мачты собирались на земле, а поднимались в проектное положение посредством двух поочередно «падающих» вспомогательных монтажных мачт высотой 13,5 и 40 м, поворачиваемых относительно опорного шарнира [10].

В 1927 г. Николай Николаевич написал первый большой учебник, посвященный металлическим конструкциям ферм [11], впоследствии переизданный четыре раза. И уже в 1928 г. ему были поручены организация и чтение лекций по дисциплине «Металлические конструкции», впервые введенной в учебный план. В автобиографии Н. Н. Аистов писал, что была составлена программа нового курса, разработана методика преподавания и подобраны кадры кафедры. 21 мая 1930 г. Н. Н. Аистов был назначен профессором института по дисциплине «Металлические конструкции». В период «великого индустриального подъема в СССР» в сентябре 1930 г. состоялось официальное открытие кафедры «Металлические конструкции и испытания сооружений» в Ленинградском инженерно-строительном институте на базе Механической лаборатории, а первым заведующим кафедрой стал профессор Н. Н. Аистов (рис. 1.3). В 1931 г. Н. Н. Аистов был назначен руководителем Механической лаборатории института и получил задание на организацию нового учебного курса «Испытание материалов и конструкций».



Рис. 1.3. Заслуженный деятель науки и техники РСФСР, доктор техн. наук, профессор Н. Н. Аистов и кафедра металлических конструкций и испытания сооружений ЛИСИ (1962); сидят (слева направо): И. Н. Артемьева (1922–2021), А. И. Гаккель (1913–1985), Н. Н. Аистов (1884–1967), В. И. Крыжановский (1900–1976); стоят: Ю. М. Калужинский (1925), А. Е. Ноженко, И. Г. Клинов (1920–2013), А. А. Пашкевич (1932–2016), И. Г. Шатков, В. А. Труль (1916–1996), И. А. Мизюмский (1918–1988), И. С. Ребров (1937–?), С. Г. Кусябгалиев, Ф. М. Молотков

4 ноября 1937 г. профессор Н. Н. Аистов успешно защитил докторскую диссертацию по теме «Испытание пробной статической нагрузкой строительных конструкций, их элементов и моделей» с присуждением ученой степени доктора техн. наук, на основе которой был написан главный труд его жизни – фундаментальный учебник по курсу «Испытание сооружений» [12].

Первые советские пятилетки отличались невероятным размахом индустриального строительства, превратившим страну в гигантскую строительную площадку. За первые десять лет форсированной индустриализации были созданы новые отрасли промышленности и значительно модернизированы базовые. Например, производство чугуна и стали выросло в четыре раза, угля – в 3,5 раза, а электроэнергии – в семь раз. План ГОЭЛРО, принятый 22.12.1920 и предполагающий сооружение за 10–15 лет 30 электростанций, был выполнен к 1931 г. [13]. В период великого индустриального подъема в СССР советские ученые и инженеры начали проектирование

и строительство «сталинских» высоток в Москве, прежде всего – грандиозного пирамидального Дворца Советов с гигантской статуей Ленина; получили новые прочные стали и разработали Единые нормы на проектирование металлических конструкций и проведение испытаний сооружений.

В статье о многоэтажном высотном строительстве профессор Н. Н. Аистов и инженер К. М. Морозов писали о значительных преимуществах высотных зданий со стальным каркасом [14]: «При сооружении скоростным методом многоэтажных зданий следует переходить к каркасным металлическим конструкциям с заполнением их легкими стеновыми материалами и сборными перекрытиями. Наиболее подходящей формой конструкции следует считать такую, которая, удовлетворяя всем общим техническим условиям, дает наименьший коэффициент γ (вес кубического метра объема здания), характеризующий техническое совершенство здания, расход труда, материалов, времени и машин. Например, Empire State в Нью-Йорке (1930 г.) дает 300 кг/м³ при 102 этажах. Причем с момента изготовления болванки стали до установки на 50–60-м этажах изготовленной и доставленной конструкции проходило не более 78 часов! Постройка в третьей пятилетке зданий в Москве и Ленинграде потребует около 70 млн т материалов, а при применении металлического каркаса – только 30 млн т. Скоростная стройка должна осуществляться в короткий срок при максимальной индустриализации и механизации всех процессов».

Кафедры металлических конструкций Ленинградского и Московского инженерно-строительных институтов вместе с крупнейшими проектными трестами «Проектстальконструкция», «Промстройпроект», их ленинградскими отделениями (ЛО) и Центральным научным институтом промышленных сооружений, реорганизованным позже в Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК), активно участвовали в процессе создания новых норм проектирования и разработке новых конструктивных форм металлических конструкций (МК) [15, 16].

Активно формировались научные центры и научные школы по исследованию металлических конструкций зданий и сооружений, прежде всего – московская под руководством академика, профессора Н. С. Стрелецкого (02.09.1885–15.02.1967) и ленинградская под руководством профессора Н. Н. Аистова. Ленинградская школа отличалась глубоким экспериментальным характером исследований и базировалась на разработке новых точных измерительных приборов, используемых для измерения деформаций и перемещений узлов, особенно при испытаниях конструкций

натурального размера и моделей (рис. 1.4). Этот тезис подтвержден в актуальных докладах инженеров-практиков и исследователей, представленных как на Первой (май 1936 г.) [16], так и на Второй Ленинградской конференции по металлическим конструкциям (апрель 1950 г.) [17]. Анализ докладов, выполненных на Межвузовской конференции ЛИСИ по испытаниям сооружений в 1958 г. [18, 19], также подтверждает высокий уровень экспериментальных исследований, проводимых кафедрой. В последующем, как и всегда, тематика научных исследований была неизменно широкой и актуальной, об этом можно судить по публикациям учеников Н. Н. Аистова, его аспирантов и соискателей [20–29]. В 1963 г. кафедра металлических конструкций и испытания сооружений под руководством Н. Н. Аистова представила вторую редакцию Проекта норм и технических указаний по испытанию сооружений [30].



Рис. 1.4. Петроград – Ленинград, Бармалеева ул., д. 1 (левое крыло) на углу с Большой Пушкарской ул., на Петроградской стороне, где до Великой Отечественной войны жила семья Н. Н. Аистова (профессор, жена, дочь и теща)

В послевоенный период наиболее значимыми направлениями в научной деятельности кафедры стали исследование, разработка новых конструктивных форм и крупномасштабные испытания опор воздушных линий электропередачи. План развития страны на 1951–1955 гг. требовал увеличения общей мощности электростанций вдвое, а гидроэлектростанций – втрое, что потребовало разработки новых систем передачи электроэнергии на дальние расстояния трехфазным переменным током сверхвысокого напряжения 400 (500) кВ [13]. Эти задачи были решены в результате ускоренного строительства крупных системообразующих воздушных линий электропередачи (ВЛ) и разработки новых конструкций опор и фундаментов, отличающихся более высокой надежностью, безопасностью и индустриальностью изготовления, высоким уровнем монтажа и последующей эксплуатации. Для перехода строительства линий на поточный метод требовались творческая переработка существующих конструкций и создание ограниченного числа типов опор (унификация), обладающих оптимальными показателями, а также проведение ряда исследований конструкций опор и их элементов, включая натурные испытания типовых конструкций и фундаментов ВЛ [31–34]. Изначально опоры ВЛ были отнесены к длиномерным высотным сооружениям еще профессором Н. С. Стрелецким, и в нашей цивилизации они являются наиболее массовыми строительными объектами, с высоким уровнем применения стали, железобетона и даже древесины.

Значительная совместная работа по отработке первых типов новых конструкций ВЛ выполнена в 1950–1970-х большим коллективом исследователей из ЛИСИ (Н. Н. Аистов, В. А. Трулль, С. А. Душечкин, И. А. Мизюмский, И. А. Петров, А. И. Гаккель, И. И. Дюбек, И. Г. Клинов и др.); СЗО института «Энергосетьпроект» (К. П. Крюков, А. И. Курносов, Б. П. Новгородцев, С. А. Штин, А. Н. Андреева); «Энергосетьпроект» (Е. М. Бухарин, Ю. А. Габля); НИИОСП (А. С. Канаян, В. Г. Буданов); ЦНИИСК (В. А. Балдин, В. И. Трофимов); ЛО «Проектстальконструкция»; трестов «Оргэнергострой», «Севзапэлектросетьстрой» (Н. В. Севастьянов, Д. Е. Виноградов); из треста «ОРГРЭС» (А. Д. Герр, И. Г. Барг, С. В. Коробанов, А. И. Астахов, Л. В. Яковлев, Б. Л. Ошеров, В. И. Орлов, А. И. Орлова и др.); Ленинградского политехнического института; ВНИИ электроэнергетики и др.

Механическая лаборатория испытания сооружений ЛИСИ, оборудованная необходимой испытательной базой для натурных испытаний строительных конструкций, была первой в стране как по оснащению, так

и по высокому уровню подготовки ученых-испытателей, поэтому научная школа под руководством заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, профессора Н. Н. Аистова была притягательна также и для зарубежных исследователей и аспирантов.

Талантливый аспирант из Чехословакии Иржи И. Дюбек, ученик профессора Аистова, в 1955 г. в ЛИСИ успешно защитил кандидатскую диссертацию по исследованию прочности и устойчивости пространственных стержневых систем опор линий электропередачи [35], основанную на модельных и натурных испытаниях стоек порталных опор ВЛ со сварными узлами (рис. 1.5).

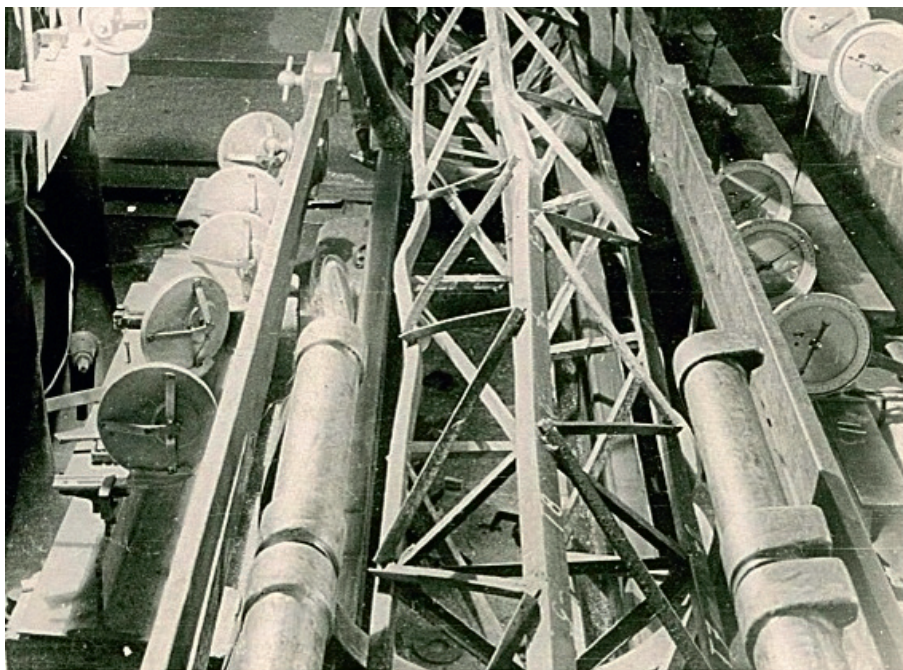


Рис. 1.5. Испытания внецентренно сжатых секций сквозного сечения опор ВЛ 400 (500) кВ на 100-тонной машине «Вердер» в механической лаборатории ЛИСИ, которые проводил ученик Н. Н. Аистова, чешский аспирант Иржи И. Дюбек на призматических моделях со сварными узлами (масштаб 1:5) в 1954 г.

Профессор Н. Н. Аистов в кафедральном сборнике «Металлические конструкции и испытание сооружений» № 40 за 1963 г. писал, что «многолетнюю

большую работу проводит кафедра по выявлению оптимальной конструкции металлических и железобетонных опор линий электропередачи». «В данный сборник, – сообщал он, – включена статья „Оценка результатов испытания металлических и железобетонных опор линий электропередачи на основе методики расчета по предельным состояниям“ (В. А. Трулль), в которой оценивается качество испытанной опоры, исходя из применения к опорам линий электропередачи методики расчета по предельным состояниям» [37, 38].

Благодаря внедрению новых прогрессивных конструкций, разработанных при участии ученых кафедры МКиИС, только на строительстве линий «Прибалтийская ГРЭС – Рига» было получено 400 тыс. руб. экономии. Механическая лаборатория испытания и исследования строительных конструкций и сооружений только в 1964 г. выполнила более 30 работ, а в 1965 г. ею была оказана помощь 150 промышленным и строительным организациям [39].

1.3. Профессор Виктор Иванович Крыжановский

С 1962 по 1972 г. заведование кафедрой металлических конструкций и испытания сооружений ЛИСИ было передано соратнику Н. Н. Аистова, известному мостовику, исследователю технического состояния мостов [40] и испытателю строительных конструкций, включая деревянные [41], профессору, канд. техн. наук Виктору Ивановичу Крыжановскому (1900–1976). В. И. Крыжановский был ответственным редактором нескольких сборников докладов конференций молодых ученых-строителей, отражающих НИР кафедр и лабораторий строительного факультета ЛИСИ в области строительных конструкций, инженерных сооружений и новых строительных материалов [42].

Имеется весьма показательный факт об участии преподавателей кафедры в проектировании и возведении мостовых конструкций под руководством профессора Крыжановского. Так, в 1969 г. в Ленинграде через канал Грибоедова недалеко от впадения в Фонтанку был открыт Коломенский пешеходный арочный мост, соединяющий Коломенский и Покровский острова (рис. 1.6). Цельносварной алюминиевый мост был спроектирован канд. техн. наук, ассистентом кафедры МКиИС Иларией Николаевной Артемьевой, которая в 1960 г. под руководством Н. Н. Аистова успешно защитила кандидатскую диссертацию по теме «Исследование деформаций

и напряжений при сварке дуралюмина Д16Т в связи с применением алюминиевых сплавов в сварных строительных конструкциях».



Рис. 1.6. Прекрасное произведение И. Н. Артемьевой – изящный алюминиевый цельносварной пешеходный мост Коломенский через канал Грибоедова общим пролетом 32,6 м (фото Н. А. Сенькина, 2021)

После кончины профессора Н. Н. Аистова в 1967 г. Илария Николаевна перешла на работу в ЛО ЦНИИ «Проектстальконструкция» на должность ст. науч. сотрудника, руководителя группы алюминиевых металлоконструкций. Она – автор учебного пособия – альбома «Алюминиевые конструкции» под общей редакцией профессора Н. С. Стрелецкого [43], многих статей и патентов. В данном альбоме, в частности, представлены чертежи промежуточной алюминиевой опоры ВЛ 330 кВ общим весом 2912 кг (по спецификации: сплав Д16Т – 1653 кг, сталь с метизами – 1009 кг, стальной канат – 250 кг). Илария Николаевна была настоящим энтузиастом в области алюминиевых конструкций, исследуя и конструируя стальные каркасы с алюминиевыми панелями, высокие алюминиевые радиомачты, длинные стрелы экскаваторов из алюминиевых сплавов и т. п. При этом в течение многих лет она была бессменным руководителем секции алюминиевых конструкций Ленинградского областного правления НТО «Стройиндустрия».

В период В. И. Крыжановского основная тематика научно-исследовательских работ кафедры также оставалась неизменно актуальной – ученики профессора Н. Н. Аистова продолжали дело своего учителя. Постоянно проводились НИР по разработке, испытаниям и обследованию конструкций промышленных зданий и сооружений, включая исследования опор ВЛ, которые выполнялись под научным руководством канд. техн. наук, доцента В. А. Трулля.

1.4. Профессор Владимир Антонович Трулль

Ученик и последователь профессора Н. Н. Аистова, Владимир Антонович Трулль в 1937 г. поступил в Ленинградский институт коммунального строительства и в 1943 г. окончил полный курс ЛИСИ по специальности «Промышленное и гражданское строительство». В военном Барнауле 5 июня 1943 г. защитил дипломный проект, получил диплом с отличием и направление на поступление в аспирантуру. Имея бронь как молодой специалист, был направлен на строительство Челябинского металлургического комбината, где работал мастером по монтажу коксовых печей. Через год поступил в аспирантуру по кафедре «Металлические конструкции» ЛИСИ, где под руководством профессора Н. Н. Аистова подготовил кандидатскую диссертацию «Анализ работы некоторых схем связей в металлических каркасах промышленных зданий» [22], которую успешно защитил в 1948 г.

В период 1954–1964 гг. коллектив испытателей из ЛИСИ, в основном составленный из преподавателей и сотрудников кафедры МКиИС (рис. 1.7), во взаимодействии с проектным институтом ЛО «Теплоэлектропроект» (начальник сектора электросетей К. П. Крюков, главный инженер проекта (ГИП) А. Н. Андреева, выпускница ЛИСИ) и трестом «Ленэлектросетьстрой» (Н. В. Севастьянов, Д. Е. Виноградов) успешно выполнил испытания опор ВЛ по 22 договорам научно-исследовательского сектора ЛИСИ, заключенным с Ленинградским заводом высоковольтных опор. Так, на необходимом производственном уровне были проведены полевые натурные испытания стальных, железобетонных и деревянных опор различных типов в условиях строящихся ВЛ 110–500 кВ.

Например, испытания 1954 г. широкобазовой стальной опоры типа ПЛБ-10 для ВЛ 110 кВ из сварных транспортабельных секций, установленной

на железобетонные односвайные фундаменты (рис. 1.8), подтвердили выводы о существенном негативном влиянии податливости фундаментов, приводящем к повышению усилий в нижней части опоры.

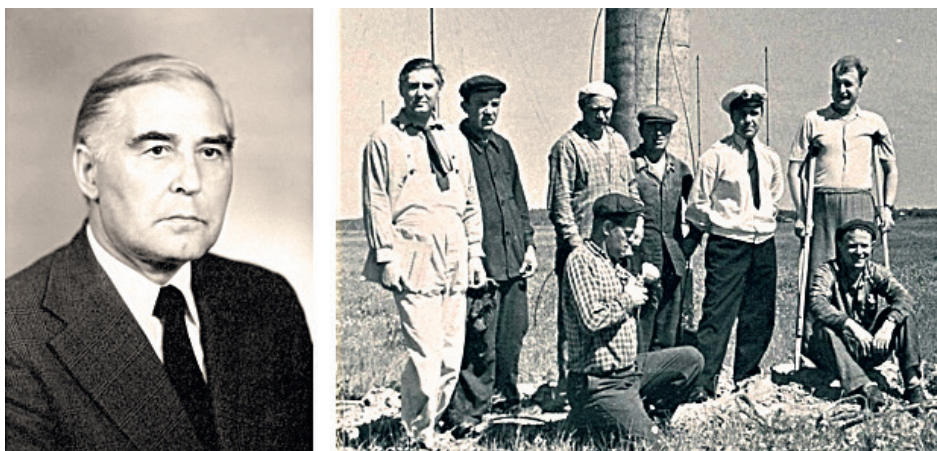


Рис. 1.7. В. А. Труль (слева). Бригада испытателей ЛИСИ на натурных полевых испытаниях восьми железобетонных центрифугированных опор на ВЛ 220 кВ «Сясь-Пикалево» в Ленобласти в 1960 г. (слева направо): В. А. Труль и И. Г. Клинов, С. А. Душечкин (при галстукке) и И. А. Петров (на костылях)

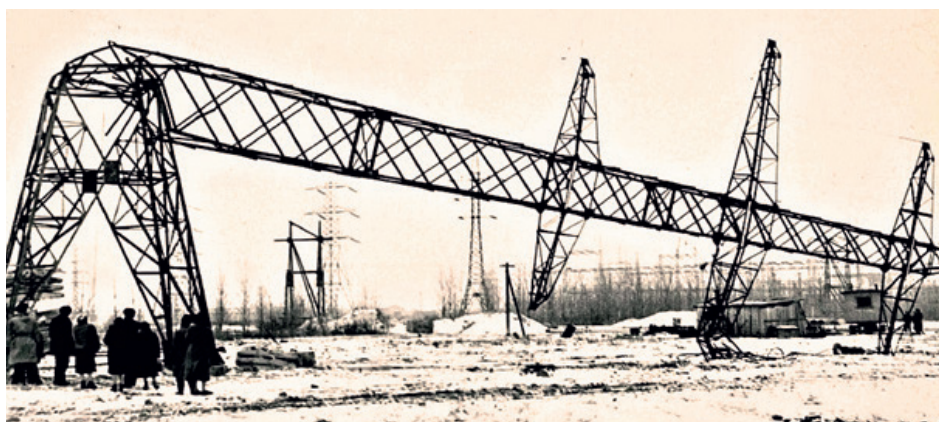


Рис. 1.8. Натурные испытания до разрушения промежуточной двухцепной стальной опоры со сварными транспортабельными секциями ВЛ 110 кВ на деформативных односвайных фундаментах (1954)

Кроме того, перемещения фундаментов при 100%-ной симметричной нагрузке были несимметричны. Эксперименты 1956 г. с промежуточной портовой стальной опорой ВЛ 220 кВ на черных болтах показали значительную деформативность по причине сдвигов элементов конструкций в узлах болтовых сопряжений. Результаты испытаний 1959 г. промежуточной стальной опоры черно-болтовой монтажной сборки (рис. 1.9) на трассе ВЛ 220 кВ «Прибалтийская ГРЭС – Ленинград» также свидетельствовали о высокой де-

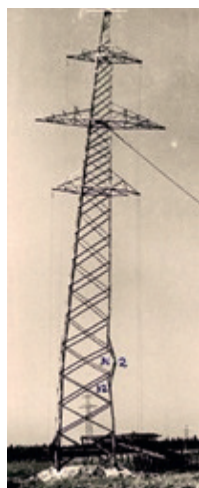


Рис. 1.9. Испытания двухцепной промежуточной опоры на черно-болтовой монтажной сборке ВЛ 220 кВ «Прибалтийская ГРЭС – Ленинград» с потерей местной устойчивости пояса из-за увеличения расчетной длины (1959)

формативности одноболтовых черно-болтовых соединений с общим численным значением сдвига по длине раскоса до 3 мм с преобладанием обратимой (упругой) части. При этом разрушение опоры при нагрузках нормального режима произошло в форме потери местной устойчивости четвертой снизу сжатой панели пояса в месте монтажного телескопического стыка поясного уголка «внахлестку»

на черных болтах. В результате таких испытаний были отработаны резервы несущей способности конструкций опор с оценкой несущей способности посредством единого коэффициента запаса к разрушающей нагрузке и напряжениями, не превышающими допускаемых значений.

С введением «Основных положений по расчету строительных конструкций» СНиП II-Б.1, «Норм проектирования стальных конструкций» СНиП II-Б.4, НИТУ121–55 и «Норм проектирования линий электропередачи напряжением выше 1 кВ» СНиП II-И.9–62, основанных на «Методике предельных состояний» профессора Н. С. Стрелецкого, потребовалось кардинально изменить методологию испытаний опор линий электропередачи, исходя из массовости применения таких конструкций, с выработкой критериев оценки конструкций по предельным состояниям [43–47]. В 1962–1963 гг. на кафедре МКИИС ЛИСИ по заказу ОДП «Севзапэнергопроект» была разработана «Инструкция по испытанию металлических и железобетонных опор линий электропередачи статическими нагрузками», положенная

в основу «Типовой методики механических испытаний элементов линий электропередачи», последняя действующая редакция которой утверждена ГТУ Минэнерго СССР в 1986 г.

В Ленинграде (рис. 1.10) в 1966 г. Владимир Антонович Трулль успешно защитил диссертацию по теме «Исследование действительной работы конструкций опор воздушных линий электропередачи» на соискание ученой степени доктора техн. наук, подготовленную по результатам большой коллективной и личной опытно-теоретической работы по исследованию и разработке новых конструктивных форм опор ВЛ 35–500 кВ [48, 49].



Рис. 1.10. Ленинград, Садовая ул., д. 68 (на углу с ул. Макаренко, рядом Крюков канал), где жила семья В. А. Трулля (профессор, жена, дочери Оксана и Наталья)

В заключении диссертации В. А. Трулль писал о перспективных задачах в развитии конструктивной формы, методах расчета, испытаний

и проектирования ВЛ, о необходимости решения новых задач по исследованию массовых стальных опор нового типа – свободностоящих башен и вантовых опор как легких пространственных конструкций с болтовыми соединениями без узловых фасонки, собираемых целиком на болтах с монтажными стыками поясов, с анкерными звеньями оттяжек, с оптимальными опорными плитами. Отдельно было указано на нерешенную задачу о влиянии перемещений фундаментов на конструкции новых опор, особенно при пространственном широкобазовом исполнении.

С конца 1960-х вопросы научно-технического исследования, испытаний и разработки новых конструктивных форм опор воздушных линий электропередачи перешли из вузовской в отраслевую сферу. Так, начиная с 1958 г., испытания элементов, опор и фундаментов стали проводиться в специализированном подразделении треста «ОРГРЭС» (Москва), построенном в подмосковном г. Хотьково, а в 1974 г. в Ленинграде в СЗО «Энергосеть-проект» по инициативе главного инженера канд. техн. наук К. П. Крюкова (1911–1989) была организована Научно-исследовательская лаборатория конструкций электросетевого строительства (НИЛКЭС), руководителем которой был назначен инженер-новатор канд. техн. наук А. И. Курносов.

Выдающийся ученый и педагог В. А. Трулль весьма успешно заведовал кафедрой с 1972 по 1978 гг. и подготовил 25 кандидатов и докторов наук, сотни высококвалифицированных специалистов в области проектирования, изготовления, обследования и реконструкции различных типов и форм строительных конструкций. Это была настоящая научная школа по исследованию конструкций опор воздушных линий электропередачи, трубобетонных конструкций, работающих на сжатие и изгиб с учетом ползучести [50], стальных открытых и замкнутых конструкций из профилированного листа, радиобашен и мачт, вытяжных башен, морских стационарных платформ для бурения на нефть и газ, сосудов высокого давления, висячих покрытий и бункеров... По данным темам написано более 100 научно-технических статей и монографий, получено более 10 свидетельств и патентов на изобретения, среди которых представляют наибольший интерес следующие его изобретения с аспирантами: № 576267 от 23.09.1974 «Способ подъема длинномерной конструкции» (В. А. Трулль, Б. Н. Ягнюк); № 855146 от 10.10.1979 «Пустотелый металлический строительный элемент» (В. А. Трулль, С. А. Зеленченков, Л. И. Астахова, В. В. Зернов); № 943196 от 26.12.1980 «Устройство для подъема длинномерной конструкции» (В. А. Трулль, В. А. Шеховцов, Н. А. Сенькин).

В 1975 г., еще в начале научной стажировки Н. А. Сенькина Владимир Антонович Трулль предложил алгоритм для выбора темы исследования. «Вам следует в библиотеке ЛИСИ ознакомиться с авторефератами диссертаций, выполненных на кафедре МКиИС, а когда будете писать обзорный реферат, то почувствуете, что это ваше направление! Вот тогда приходите ко мне», – сказал учитель. Через месяц в кабинете заведующего кафедрой МКиИС профессора В. А. Трулля обзорный реферат с выбором темы исследования по конструкциям опор линий электропередачи был весьма критически принят профессором Р. С. Санжаровским. При этом содержание реферата было высоко оценено главным инженером СЗО «Энергосетьпроект», канд. техн. наук К. П. Крюковым, который сразу предложил тему будущей кандидатской диссертации, а впоследствии в 1980 г. стал вторым оппонентом при ее защите. Кирилл Петрович был учеником Николая Павловича Виноградова, известного профессора Ленинградского политехнического института, основателя науки о линиях электропередачи.

Самым успешным учеником профессора В. А. Трулля был Рудольф Сергеевич Санжаровский (03.02.1942), который блестяще защитил кандидатскую и докторскую диссертации, стал лауреатом премии Правительства России за цикл научных работ по теории железобетона и был удостоен звания заслуженного деятеля науки и техники РФ. В настоящее время профессор Р. С. Санжаровский руководит Международной научной школой «Проблемы расчета и конструирования зданий и сооружений, в том числе при их реконструкции. Теория и методы расчета строительных конструкций на прочность, жесткость и устойчивость в нелинейной постановке. Современная нелинейная теория железобетона и трубобетона» [51, 52]. По этой тематике под научным руководством профессора Р. С. Санжаровского подготовлено более 20 кандидатов и докторов наук.

Кафедрой геодезии ЛИСИ под руководством профессора А. И. Болотина с 1965 г. выполнялись научно-исследовательские работы по договору с Союзным радиоцентром № 11 (РЦ-11), расположенном у ст. Поповка (Ленинградская область), по исследованию отклонений от вертикали групп радиобашен и радиомачт [53]. В состав работ были включены сравнительные измерения вертикальности 29 металлических свободностоящих радиобашен (рис. 1.11), которые должны соответствовать требованиям «Правил технической эксплуатации средств радиосвязи и радиовещания (1963)» по норме предельного горизонтального отклонения вершины 1:1500 высоты башни или мачты.



Рис. 1.11. Система радиобашен, выполненных из стальных труб, с синфазными горизонтальными диапазонными антеннами, размещенными между башнями разной высоты по определенной схеме (2008)

В 1971 г. по результатам геодезических работ на 12 радиобашнях высотой от 40 до 102,5 м были зафиксированы запредельные отклонения или крены, превышающие нормативные более чем в три раза. И тогда для решения этой непростой инженерной задачи в группу исследователей был приглашен доктор техн. наук Владимир Антонович Трулль для разработки рекомендаций по рихтовке радиобашен или восстановления их нормативного положения. Далее, с 1973 по 1981 гг., кафедра МКиИС под руководством профессора В. А. Трулля участвовала в совместных комплексных договорах с кафедрой геодезии, заключала собственные договоры с РЦ-11 на НИР по общей теме «Исследование крена высотных антенных сооружений и восстановление их нормативного положения».

Так, в 1973–1975 гг. ответственным исполнителем по теме был аспирант кафедры МКиИС Б. Н. Ягнюк, а результатом НИР стало ежегодное восстановление нормативного состояния трубчатых радиобашен высотой 40, 50 и 102,5 м (рис. 1.12), предназначенных для подвески синфазных

горизонтальных диапазонных антенн (СГД). А вторым весьма важным результатом стала разработка и использование специального устройства для подъема опорных фланцев при проведении рихтовочных работ без остановки радиосвязи и опускания антенн.



Рис. 1.12. Радиобашни СГД высотой 102,5 м (слева); радиобашня высотой 65 м, опорные узлы на фланцах и монолитные фундаменты (справа); межфланцевые прокладки установлены в 1975 г. (фото Н. А. Сенькина, 2020)

На данную технологию было получено авторское свидетельство на изобретение № 576267 от 23.09.1974 «Способ подъема длиномерной конструкции» (авторы: В. А. Трулль и Б. Н. Ягнюк). Сущность изобретения весьма проста: сначала определяются места установки и вычисляются толщины секторальных прокладок, которые изготавливаются с вырезами под опорные болты в нижнем фланце трубчатого пояса; затем посредством специальных подъемных винтов, упирающихся в бетонный фундамент, поднимается верхний фланец относительно нижнего и в раскрытую щель вставляются прокладки и нормальные опорные болты с гайками; данные рихтовочные работы производятся для каждого рихтуемого опорного узла с последующим восстановлением болтовых соединений. По результатам выполненных научно-исследовательских работ Борис Николаевич Ягнюк под научным руководством профессора В. А. Трулля подготовил и в 1975 г. успешно защитил кандидатскую диссертацию

на тему «Исследование работы и восстановление проектного положения четырехгранных металлических опор при неравномерных осадках основания» [54, 55].

В 1975 г. кафедрой геодезии были выявлены значительные отклонения от вертикали (крен) у 14 радиобашен антенной группы «Заря», составленной 26 стальными опорами – башнями решетчатого типа высотой 42,0 м. Последующие измерения осадок фундаментов, проведенные весной и осенью 1976 г., показали их увеличение за 4,5 месяца наблюдений на 3–4 мм на некоторых опорах (№ 1 и № 2), а измерения в августе 1977 г. – увеличение на 6–8 мм. Наиболее возможными причинами таких осадок и отклонений радиобашен являются перемещения бетонных фундаментов в основаниях, сложенных слабыми и пучинистыми грунтами.

Начальник цеха Ленинградского завода строительных металлоконструкций в Рыбацком В. А. Шеховцов в 1976 г. был избран по кафедре МКиИС на должность ассистента, оставил завод и в этом же году был включен в состав исследовательской группы по кафедре геодезии для выполнения НИР с РЦ-11 в 1976–1977 гг. На Вячеслава Афанасьевича была возложена главная задача по организации восстановления проектного положения радиобашен антенной группы «Заря». Именно он был инициатором разработки специального подъемного устройства для рихтовки таких радиобашен, ибо предыдущее устройство оказалось неприменимым для бетонных фундаментов с анкерными болтами. После отработки конструкции подъемного устройства и технологии рихтовки опор в реальных условиях заявка на изобретение была подана в конце 1980 г., а через полтора года получено авторское свидетельство № 943196 от 26.12.1980 «Устройство для подъема длинномерных конструкций» (авторы: В. А. Трулль, В. А. Шеховцов и Н. А. Сенькин).

В 1978–1979 гг. были заключены договоры на НИР с РЦ-11 по теме «Анализ состояния металлических конструкций и исследование кренов высотных сооружений в целях обеспечения нормальных условий эксплуатации». Ответственным исполнителем стал ассистент кафедры МКиИС Анатолий Александрович Саулин, а выполнение поверочных расчетов было предложено аспиранту кафедры Н. А. Сенькину. Было выполнено техническое обследование четырех радиобашен, включая концевые № 1 и 26, на предмет пригодности конструкций к рихтовочным работам. Кроме того, был проведен натурный эксперимент, который показал пренебрежимо малую степень влияния тяжения антенных полотен, размещенных

между верхними частями радиобашен на отметке 41,0 м, на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкций радиобашни при выполнении рихтовки (рис. 1.13).



Рис. 1.13. Радиобашни системы «Заря» высотой 42,0 м; исследования влияния антенной подвески на отм. 41,0 м на возможность рихтовки радиобашни с перемещением верхней части (фото Н. А. Сенькина, 1979)

Геодезические исследования из года в год уточняли фактическое положение группы радиобашен «Заря» и их деформированное состояние. Так, крен одной из радиобашен достиг значительной опасной величины $1/130 H$, а осадки фундаментов – до 8 мм в год. При этом выявлены значительные неравномерности отметок опорных плит, выражающиеся мерой депланации D или искривления опорной плоскости башни (выход одной опорной точки из плоскости трех других), достигшей 45 мм, что потребовало выполнения рихтовочных работ по восстановлению нормального положения радиобашен (рис. 1.14).

Указанные факторы послужили основой для заключения в 1980 г. договора на НИР по теме «Исследование состояния металлических конструкций,

осадок фундаментов и кренов высотных сооружений». Научный руководитель темы профессор В. А. Трулль назначил ответственным исполнителем аспиранта Н. А. Сенькина.



Рис. 1.14. Радиобашни системы «Заря» высотой 42,0 м; исследования влияния принудительного вертикального перемещения опорного узла на НДС радиобашни (фото Н. А. Сенькина, 1980)

Поверочные расчеты радиобашен выполнялись в соответствии с требованиями СНиП II-В.3-72 «Стальные конструкции», СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» и СН 376-67 «Указания по проектированию металлических конструкций антенных сооружений связи». Например, согласно СН 376-67, горизонтальное отклонение любой точки мачты или башни при ураганном ветре или при гололеде с соответствующим ветром на высоте H не должно превышать $1/100 H$, то же – от односторонне подвешенных антенн при отсутствии ветра – $1/200 H$. После расчетов были проведены модельный и натурный эксперименты с принудительным вертикальным смещением одного опорного узла радиобашни при помощи заявленного рихтовочного устройства (см. рис. 1.14).

Так, данные расчета радиобашни как пространственной стержневой системы «конструкция – фундаменты – основание» по специально разработанной программе на языке Фортран для ЭВМ ЕС-1020 были подтверждены результатами последующего натурального эксперимента. Однако простое открепление одной ноги радиобашни от фундамента показало отсутствие дополнительных усилий в ее элементах и перемещений опорных узлов, несмотря на значительную депланацию опорной плоскости. Следовательно, речь шла о возможном искажении геометрии конструкции при сборке и последующей релаксации внутренних усилий, возникающих при ее установке на фундаменты по причине их перемещений в деформируемом грунтовом основании. На основании поверочных расчетов конструкции были проведены рихтовочные работы на восьми радиобашнях при геодезическом сопровождении без прекращения радиосвязи.

1981 г. был последним в работах по рихтовке радиобашен радицентра РЦ-11. Аспиранты кафедры МКиИС В. А. Кудрявцев и А. В. Немцев под руководством профессора В. А. Трулля вместе с персоналом РЦ-11 выполнили рихтовку положения 11 трубчатых радиобашен высотой 40, 50 и 102,5 м с СГД-антеннами при использовании технологии по авторскому свидетельству на изобретение ЛИСИ № 576267 от 23.09.1974 «Способ подъема длинномерной конструкции» после поверочных расчетов и параллельных тензометрических измерений при помощи тензодатчиков Н. Н. Аистова. Здесь также был замечен эффект отсутствия внутренних усилий в элементах радиобашни даже при значительной депланации опорной плоскости.

Результаты исследования НДС конструкций радиобашен на фундаментах, перемещающихся в условиях деформируемых грунтовых оснований, стали основой для выполнения кандидатской диссертации Н. А. Сенькиным под руководством профессора Трулля на тему «Исследование совместной работы конструкций и основания сооружений башенного типа» [56], которая была успешно защищена в декабре 1980 г. При этом в 1978–1980 гг. при участии автора проведены натурные испытания широкобазовых металлических опор ВЛ 110 кВ «Волховского типа» в Ленинграде и анкерно-угловой опоры типа УМ-102 вместе с ПО «Союзтехэнерго» (ОРГРЭС) в Москве, подтвердившие реальные подвижки и осадки фундаментов в грунтовом основании, а также несимметричное распределения нагрузок на них в связи с разной податливостью сжатых и выдергиваемых фундаментов (рис. 1.15).



Рис. 1.15. Натурные испытания анкерно-угловой опоры ВЛ 110 кВ типа УМ102 с контролем усилий и перемещений фундаментов при участии автора в Москве, Орехово-Борисово (фото Н. А. Сенькина, 1980)

Разработаны расчетные пространственные схемы сооружений башенного типа системы «конструкция – фундамент – основание» со стержневыми аналогами, замещающими систему «фундамент – основание». На основе таких схем составлены программы расчета на языке Фортран-IV для ЭВМ ЕС-1020, результаты расчета по которым для нормальных и аварийных режимов нагрузок были подтверждены рядом натурных испытаний опор ВЛ на фундаментах в деформируемом грунте, выполненных Н. А. Сенькиным вместе с ПО «Союзтехэнерго» (ОРГРЭС) [57, 58]. Получены коэффициенты неравномерного распределения горизонтальной нагрузки на фундаменты, заложенные в нормы проектирования ВЛ: 1,2 – на сжатые фундаменты, а на растянутые (вырываемые) – 1,0. По решению научно-технического совета СЗО «Энергосетьпроект» приняты к внедрению «Методика совместного расчета надфундаментной конструкции опоры ВЛ, фундаментов и основания как единой многоэлементной пространственной системы на воздействие заданных смещений опорных узлов

и на нагрузки общего вида с учетом неоднородности грунтов основания в плане сооружения» с программой расчета на ЭВМ ЕС-1020.

Продолжение высотной тематики проявилось в кандидатской диссертации Шамя Эмрулловича Булгакова по теме «Напряженно-деформированное состояние конструкций морских стационарных платформ при совместной работе со свайным основанием» с проведением исследований на крупномасштабной модели (рис. 1.16) [59].

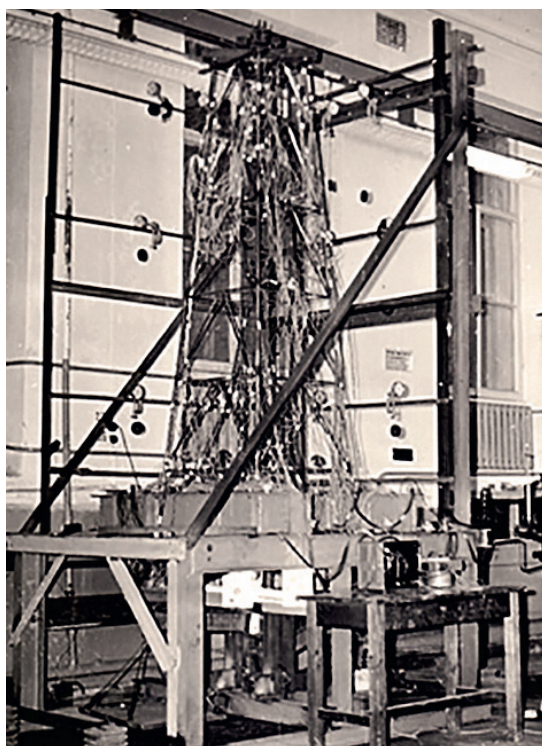


Рис. 1.16. Общий вид экспериментальной модели МСП из стальных труб с полураскосной решеткой общей высотой 2,28 м (масштаб 1:25), испытанной в механической лаборатории ЛИСИ (1982)

Диссертация Ш. Э. Булгакова выполнена под руководством профессора В. А. Трулля на основе хоздоговора в рамках целевой научно-технической программы, утвержденной постановлением Госплана СССР и ГКНТ

Совета министров СССР. В результате в диссертации предложена методика определения перемещений конструкции морской стационарной платформы (МСП) на обресе свайных фундаментов, которая позволила в расчетах конструкций использовать опытные зависимости «нагрузка – перемещение», полученные при раздельном действии вертикальных и горизонтальных сил. Разработана экспериментальная установка для испытаний модели конструкции опорного блока МСП на деформируемом основании при действии кратковременного и длительного нагружений.

Выявлено существенное влияние деформаций основания на НДС конструкций МСП. Проведенные исследования показали, что в течение пяти лет эксплуатации изменение усилий в элементах может достигнуть 20 % из-за деформаций основания во времени.

Тематика высоких МСП получила наибольшее развитие в научных работах доцента, канд. техн. наук Вячеслава Афанасьевича Шеховцова (11.07.1947–17.11.2013) [60–63], выполненных под руководством профессора В. А. Трулля и заслуженного деятеля науки и техники России, профессора Р. С. Санжаровского, бывшего тогда заведующим кафедрой теоретической механики и проректором СПбГАСУ по научной работе. После защиты кандидатской диссертации по трубобетонным конструкциям в 1981 г. В. А. Шеховцов прошел большую практическую школу – был руководителем Крымской лаборатории по исследованию МСП, руководителем жилищной комиссии Адмиралтейского района в Петербурге и исполнительным директором завода строительных металлоконструкций в Санкт-Петербурге. В 2010 г., после длительной аналитической работы над исходными материалами, Вячеслав Афанасьевич успешно защитил докторскую диссертацию по теме «Обоснование прочности и устойчивости трубобетонных конструкций опорных блоков морских стационарных платформ при квазистатических и периодических внешних воздействиях», подготовленную при участии научного консультанта профессора Р. С. Санжаровского. В заключении диссертационной работы В. А. Шеховцов, в частности, подчеркнул: «Применение трубобетона значительно повышает несущую способность блоков МСП, защищает стальные трубы от потери местной устойчивости, создает эффект ледостойкости. Разработки, представленные в диссертации, использованы при проектировании трубобетонных ледостойких платформ во ВНИПИшельфе и ЛенморНИИпроекте».

В 1978 г. Владимир Антонович по состоянию здоровья был вынужден оставить заведование кафедрой МКиИС, но научно-педагогической

работой занимался до самых последних дней своей жизни (рис. 1.17). Под его руководством успешно защитили свои кандидатские диссертации Л. И. Астахова [64], А. А. Рочев (1950–2014) [65], С. А. Зеленченков (1943–2009) [66], Н. А. Сенькин [67] и другие аспиранты.

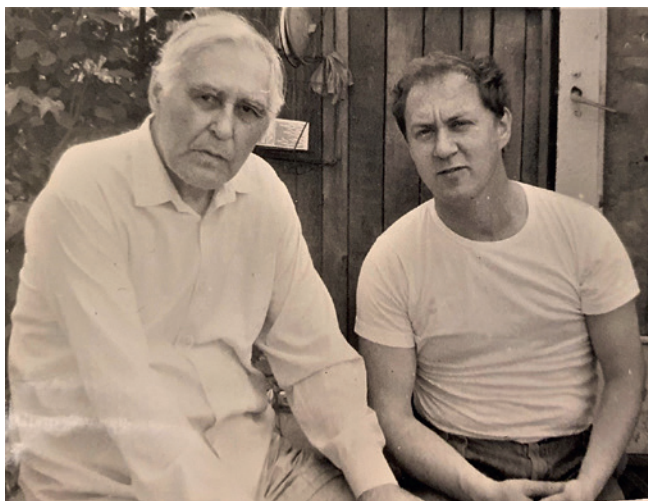


Рис. 1.17. Гостеприимный Владимир Антонович Труль и Н. А. Сенькин на даче профессора во Мшинской в Ленобласти (июнь 1985 г.)

Мы, бывшие студенты – ученики профессора В. А. Трулля, помним его великолепные лекции по основному и специальным курсам металлических конструкций, которые читались с широким использованием тогда современных технических средств обучения на базе большого комплекта слайдов и проекционной аппаратуры.

1.5. Профессор Николай Алексеевич Крылов

6 июля 1978 г. на заведование кафедрой МКиИС пришел Николай Алексеевич Крылов (04.12.1920–01.09.1998), профессор, доктор техн. наук, полковник-инженер, заслуженный изобретатель РСФСР (1972), который руководил кафедрой с 1978 по 1988 г. (рис. 1.18). До этого он возглавлял

специальную Лабораторию № 1, был проректором ЛИСИ по научной работе и возглавлял кафедру мостов ЛИСИ. Николай Алексеевич в 1941 г. поступил и в 1944 г. окончил Ленинградскую военно-воздушную академию Красной Армии (сейчас Военно-космическая академия им. А. Ф. Можайского) по специальности «Строительство аэродромов и спецсооружений».



Рис. 1.18. Кафедра «Металлические конструкции и испытание сооружений» ЛИСИ (1981 г.), в первом ряду (слева направо): Л. П. Безверхова, И. Г. Клинов, В. А. Трульв, Н. А. Крылов, И. А. Мизюмский, А. А. Пашкевич; второй ряд (слева направо): А. И. Филиппов, Г. И. Белый, В. А. Шеховцов, Б. С. Лапшин; третий ряд (слева направо): С. И. Клинов, А. А. Саулин, Ш. Э. Булгаков

В тематике НИР кафедры появилась новая тема – исследование надежности строительных конструкций, преимущественно железобетонных и сталебетонных, по направлению которой ряд аспирантов под руководством профессора Н. А. Крылова и доцента А. А. Пашкевича подготовили кандидатские диссертации (В. М. Попов, С. Г. Шахназаров, Л. Н. Кузнецова, Г. С. Медведев и др.).

В 1983 г. за разработку и внедрение в производство НИР «Исследование, создание и внедрение методов и средств неразрушающего автоматизированного контроля качества железобетонных конструкций» профессор Н. А. Крылов был удостоен премии Совета министров СССР. До сих пор

весьма популярна в научно-инженерных кругах монография профессора Н. А. Крылова «Испытание конструкций сооружений», в большей мере посвященная неразрушающим методам испытания, преимущественно в области железобетонных конструкций [68].



Рис. 1.19. Расположенный рядом с Военно-космической академией им. А. Ф. Можайского в Ленинграде – Санкт-Петербурге на ул. Красных Курсантов, д. 22, где жила семья профессора Н. А. Крылова (последний подъезд) (фото Н. А. Сенькина, 2021)

В предисловии к монографии профессор Н. А. Крылов пишет, что «необходимость испытания конструкций сооружений возникает в разнообразных условиях, когда теоретические методы решения задач оказываются бессильными. В этом случае экспериментальные методы исследования материалов, конструкций и сооружений являются завершающим этапом проверки всех принятых в расчетах предпосылок. На современном

этапе развития теория и практика испытания конструкций сооружений складываются из механических и радиотехнических методов. Радиотехнические методы испытаний используют безнагрузочный вариант исследования напряженно-деформированного состояния конструкций. Опыт последних лет показал, что механические и радиотехнические методы испытания конструкций существенно дополняют друг друга и расширяют область практического их применения в строительстве» [68]. Также автор монографии обратил внимание на изменчивость геометрических и физико-механических характеристик конструкций, что обуславливает необходимость использования статистически-вероятностных методов в инженерных расчетах.

Помнится интересное ироничное утверждение профессора Н. А. Крылова на курсах повышения квалификации преподавателей и специалистов ЛИСИ: «Если стал доцентом, значит – заслуженным артистом, а вот если профессором, то бери выше, еще выше – народным артистом всей страны! Вот таким должен быть уровень наших преподавателей!» (рис. 1.19).

1.6. Профессор Григорий Иванович Белый

С 1988 по 2012 г. кафедрой МКИИС успешно заведовал Григорий Иванович Белый (22.03.1940), окончивший строительный факультет Ленинградского инженерно-строительного института в 1967 г. и защитивший кандидатскую диссертацию в 1973 г., выполненную под научным руководством заслуженного работника высшей школы РФ, доктора техн. наук, профессора кафедры сопротивления материалов ЛИСИ Е. А. Бейлина (1924–2010). Докторскую диссертацию по теме «Пространственная работа и предельные состояния стержневых элементов металлических конструкций» Г. И. Белый успешно защитил в 1988 г. [69].

В докторской диссертации Г. И. Белого предложен и обоснован метод расчета тонкостенных стержневых элементов МК по пространственно-деформированной схеме за пределом упругости, позволяющий количественно оценить действительную работу элементов в составе эксплуатируемых конструкций. На основе метода решена проблема пространственной устойчивости различных элементов МК с учетом влияния общих и местных дефектов и повреждений, начальных напряжений, упрочнения в местах сгиба и некоторых других факторов. Проведенные

модельные и численные эксперименты с достаточной точностью подтвердили полученные в диссертационной работе теоретические результаты по всем исследуемым параметрам. Указанная тематика определила основное направление исследований научной школы профессора Г. И. Белого по исследованию пространственной устойчивости стержневых элементов эксплуатируемых металлических конструкций с учетом влияния дефектов и повреждений. На Международной научно-практической конференции «Реконструкция – Санкт-Петербург – 2005» сделаны доклады об уроках аварий конструкций покрытия сталеплавильного цеха ОМЗ «Спецсталь» и проблемах расчетной оценки технического состояния металлических конструкций зданий и сооружений (рис. 1.20).



Рис. 1.20. Участники Международной научно-практической конференции «Реконструкция – Санкт-Петербург – 2005» в СПбГАСУ (20.10.2005); (слева направо): Г. И. Белый, М. М. Копытов, Б. С. Лапшин (сидит), Н. А. Сенькин, В. И. Морозов

По данному направлению подготовлено более 20 кандидатов наук и сотни высококвалифицированных специалистов – инженеров-строителей. Первым учеником-аспирантом профессора Г. И. Белого можно назвать Николая Николаевича Родикова, в настоящее время успешно работающего доцентом кафедры металлических и деревянных конструкций СПбГАСУ [70].

Г. И. Белый – автор более 180 опубликованных научных и учебно-методических работ, в том числе соавтор двух томов учебника «Металлические конструкции» под общей редакцией В. В. Горева [71], нормативных документов, пособия и 15 патентов на изобретения.

Направленность на практические результаты привела к созданию в 1993 г. ЗАО «Эркон» для выполнения работ в области технической экспертизы, проектирования и ремонта конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений различного назначения, включая памятники архитектуры Санкт-Петербурга.

Директор ЗАО «Эркон» Г. И. Белый руководил работами по обследованию с выдачей технических решений по усилению, ремонту и реставрации целого ряда уникальных объектов: Петропавловского и Казанского соборов, Московских ворот, здания Филармонии, Главного штаба (Большой Эрмитаж), здания Витебского вокзала, четырнадцати надземных станций метро, выставочных павильонов «Ленэкспо», спортивных сооружений в Санкт-Петербурге и Баку.

Также выполнены работы по экспертизе промышленной безопасности объектов металлургической и химической промышленности производственных объединений: мартеновский, конверторный и электросталеплавильный цеха – «Северсталь»; мартеновский цех – «Ижорские заводы»; «Обуховский завод»; «Севмаш»; «Петросталь»; «Адмиралтейские верфи»; «АКРОН»; дымовые и вытяжные трубы различных предприятий; объекты Ленинградской атомной станции и т. п.

Предметом особой гордости профессора Г. И. Белого является обследование в 2002 г. технического состояния основания, фундаментов и несущих конструкций колокольни и собора Петра и Павла Петропавловской крепости в Санкт-Петербурге (рис. 1.21), результаты которого показали удовлетворительное техническое состояние уникального исторического объекта культурного наследия высотой 122,5 м [72–74].



Рис. 1.21. Петропавловская крепость в Санкт-Петербурге: собор Петра и Павла с самой высокой колокольней в России, архитектор Доменико Трезини, 1722 (фото Н. А. Сенькина, 2021)

1.7. Кафедра металлических и деревянных конструкций

Сочетать работу заведующего кафедрой и руководителя крупной научно-производственной организации стало весьма сложно, поэтому после 24 лет заведования кафедрой Григорий Иванович Белый передал руководство своему ученику, канд. техн. наук, доценту И. В. Астахову. Иван Витальевич руководил кафедрой МКИИС с 2012 по 2015 г. до реструктуризации всех кафедр конструкций СПбГАСУ с объединением в одну кафедру «Строительные конструкции» (КСК), заведующим которой стал профессор, доктор техн. наук, член-корреспондент РАН Валерий Иванович Морозов.

В новом формате в сентябре 2018 г. приказом ректора СПбГАСУ № 179 от 26.04.2018 была образована кафедра «Металлические и деревянные конструкции» (МДК) путем разделения КСК и объединения двух ее секций – металлические конструкции и конструкции из дерева и пластмасс (рис. 1.22), а первым заведующим кафедрой МДК был избран профессор, доктор техн. наук Александр Григорьевич Черных.



Рис. 1.22. Кафедра металлических и деревянных конструкций СПбГАСУ (2019) под руководством Александра Григорьевича Черных. В первом ряду (слева направо) доценты: Л. И. Астахова, Н. Н. Родиков, С. И. Миронова, Ш. М. Мамедов; профессор А. Г. Черных; доцент: Т. Н. Казакевич, Н. А. Сенькин, В. В. Михаськин; во втором ряду: ассистент А. В. Ковалевский; доцент: Е. В. Данилов, П. С. Коваль, М. Б. Москалев, А. Л. Туккия, И. В. Астахов; профессор В. Е. Гордиенко; доцент А. Ю. Кузнецов

На этой фотографии кафедры МДК почти все молодые люди – ученики профессора Г. И. Белого и профессора А. Г. Черных – защитили кандидатские диссертации и успешно следуют своему призванию – великому делу образования и служения строительной науке.

Григорий Иванович Белый продолжает работу в СПбГАСУ в должности профессора-консультанта, осуществляя успешную подготовку аспирантов по тематике его научной школы – исследование пространственной устойчивости стержневых элементов эксплуатируемых металлических конструкций с учетом влияния дефектов и повреждений.

Широкой и актуальной является тематика выпускных квалификационных работ кафедры МДК – магистерских и бакалаврских диссертаций, в которой высока доля высотных зданий и сооружений разного назначения, включая высокие многопролетные эстакадные конструкции для высокоскоростного транспорта, башенные и мачтовые конструкции и, конечно, опоры линий электропередачи. Продолжаются исследования действительной работы конструкций воздушных линий электропередачи по тематике профессора В. А. Трулля, на уровне патентов разрабатываются новые конструктивные формы опор.

Продолжаются исследования в области высотных зданий и сооружений. Так, под руководством Н. А. Сенькина с 2019 г. выполняются работы по научно-техническому сопровождению проектов ВЛ 330–750 кВ, поступающих в Главгосэкспертизу России.

Заканчивая повествование, Н. А. Сенькин считает своим долгом обратиться к двум замечательным книгам Иларии Николаевны Артемьевой (18.02.1922–01.06.2021) [81, 82], участницы Великой Отечественной войны (рис. 1.23).

Илария в 17 лет, как спортсменка, чемпионка по велоспорту Азербайджана, участвовала в спортивном сталинском марше 1939 г. по Красной площади. Она училась в МИСИ у великого Н. С. Стрелецкого и после второго курса ушла на фронт. Вернувшись старшим сержантом медицинской службы, закончила учебу в МИСИ, а затем – аспирантуру в ЛИСИ под руководством Н. Н. Аистова. Илария Николаевна написала искреннюю повесть «Мерцанье далеких комет» [81] о переписке с военными друзьями, о дружбе с Николаем Михайловичем Кирсановым, позже защитившим докторскую диссертацию по висячим стальным конструкциям.

Вторая большая автобиографическая книга «Жизнеописание русской коммунистки» [82] представляет значительный интерес, ибо рассказывает об учебе в МИСИ и ЛИСИ, о работе в ЛИСИ и ЛО «Проектстальконструкция»,

об учителях и коллегах, о встрече с профессором С. П. Тимошенко, о выдающихся ученых Н. С. Стрелецком, Н. Н. Аистове, В. З. Власове, И. М. Рабиновиче, Ю. А. Нилендере, Е. И. Белене, Н. М. Кирсанове и др., о дружбе с профессором Н. И. Новожиловой, о мире и войне, о социализме и современности.



Рис. 1.23. Санкт-Петербург, 2012 г.: Иларию Николаевне Артемьевой исполнилось 90 лет

«Есть специалисты по изделиям из металла, которые они делают другом человека, – пишет И. Н. Артемьева. – Это строители-металлисты, проектирующие и строящие основы всех зданий – очень высоких, очень широких, очень больших: проектировщики металлических конструкций – каркасы, скелеты, держащие стены, крыши, перекрытия и все то, что укрывает человека от дождя, снега, ветра, дает ему возможность трудиться спокойно, созидать и совершать полезные дела» [82].

«Моим руководителем дипломного проекта был великий Аистов, – поделился канд. техн. наук Борис Исаевич Любаров, председатель ГЭК кафедры МДК 2021 г. по секции металлических конструкций, – так он говорил, что в те времена только самые успешные выпускники наряду с основным правом на строительное проектирование получали право на проектирование церковных зданий. И это было высшей оценкой в работе его руководителя, преподавателя».

Библиографический список

1. *Аистов Н. Н.* [и др.]. Ленинградский ордена Трудового Красного Знамени инженерно-строительный институт за 125 лет (1832–1957) ; под ред. Н. Ф. Федорова. Л. : Госстройиздат, 1958. 212 с.
2. *Боженков П. И.* История кафедры строительных материалов. СПб. : СПбГАСУ, 1999. 38 с.
3. *Илларионова Л. И.* Гражданский инженер Виктор Владимирович Эвальд (1860–1935) // Петербургские чтения – 96 : мат-лы Энциклопедической библиотеки «Санкт-Петербург – 2003». СПб. : Русско-Балтийский информ. центр БЛИЦ, 1996. С. 110–113.
4. *Эвальд В. В.* Строительные материалы, их приготовление, свойства и испытанія. 6-е изд. С.-Петербургъ : Тип. Сиб. Град-ва, 1910. 404 с.
5. *Эвальд В. В.* Конструктивныя особенности американскихъ зданій и естественные камни, примняемые въ сооруженияхъ въ Соединенныхъ Штатахъ : Отчет о поездкѣ за границу въ 1893 году, изданный Коммиссіею по посылке за границу и внутрь Россіи съ ученою целью бывшахъ воспитанниковъ Строительнаго Училища и Института Гражданскихъ Инженеровъ Императора Николая I. С.-Петербургъ : Тип. А. С. Хомскаго и К°, 1895. 95 с.
6. *Бернгардъ В. Р.* Арки и своды. Лекции. С.-Петербург : Инст. Гр. Инж., 1893. 226 с.
7. *Аистов Н. Н.* Вліяніе расположенія нагрузки, толщины швовъ и состава раствора на прочность кирпичной кладки // Извѣстія института гражданскихъ инженеровъ. Петроградъ : Типографія «Строитель». 1918. № 7. 67 с.
8. *Аистов Н. Н.* Один из способов реставраціи старыхъ деревянныхъ стропильныхъ фермъ большихъ пролетовъ // Строительная промышленность. 1925. № 3. С. 186–187.
9. *Аистов Н. Н.* Патент на изобретение № 6416 от 10 августа 1926 г. Полая деревянная мачта для ангаров, палаток и т. п. 2 с.
10. *Аистов Н. Н., Васильев В. Д., Иванов В. Ф.* [и др.]. История строительной техники. Л.-М. : Госстройиздат, 1962. 560 с.
11. *Аистов Н. Н.* Плоские стропильные железные фермы. Л. : КУБУЧ, 1927. 244 с.
12. *Аистов Н. Н.* Испытаніе сооружений. М. ; Л. : Стройиздат, 1960. 316 с.
13. *Глазунов А. А.* Электрические сети и системы. М. ; Л. : Госэнергоиздат, 1954. 576 с.
14. *Аистов Н. Н., Морозов К. Д.* О скоростномъ строительстве многоэтажныхъ зданій // Архитектура Ленинграда. 1939. № 4–5. С. 45–48.
15. *Стрелецкий Н. С., Горбунов Б. Н., Аистов Н. Н.* [и др.]. Новые единые нормы на проектирование металлоконструкцій // Проект и Стандарт. 1936. № 10. С. 2–5.
16. *Аистов Н. Н.* Испытаніе металлическихъ конструкций и приборы для измерения деформаций, выпускаемые механической лабораторіею ЛИИКС'а // Мат-лы Первой Ленинградской областной конф. по металлическимъ конструкціям [23–26 мая 1936 г.]. Л.-М. : ВНИТО, 1936. 56 с.
17. *Аистов Н. Н.* Об основныхъ направлєніяхъ в области экспериментальныхъ исследованийъ металлическихъ конструкций // Мат-лы Второй Ленинградской конф. по металлическимъ конструкціям [17–20 апреля 1950 г.]. Л. : ЛО ВНИТО, 1950. С. 8–11.

18. *Аистов Н. Н.* Дисциплина «Испытание сооружений», ее место в учебных планах строительных вузов и методика ее преподавания // Доклады межвуз. конф. по испытаниям сооружений. Л. : ЛИСИ, 1958. С. 5–10.
19. *Труль В. А.* К вопросу об оценке результатов испытаний элементов конструкций на основе методики расчета по предельным состояниям // Доклады межвуз. конф. по испытаниям сооружений. Л. : ЛИСИ, 1958. С. 17–30.
20. *Артемьева И. Н.* Алюминиевые сплавы – новый материал для строительных конструкций // Доклады XVI науч. конф. ЛИСИ. Л. : ЛИСИ, 1958. С. 93–98.
21. *Аистов Н. Н., Мизюмский И. А.* Анализ аварий стальных конструкций // Доклады XVI науч. конф. ЛИСИ. Л. : ЛИСИ, 1958. С. 104–108.
22. *Труль В. А.* Об устойчивости стержня, опирающегося на сплошную упругую среду неоднородной податливости // Науч. труды Ленинградского ИСИ. Л. : ГСИ, 1952. Вып. 13. С. 47–52.
23. *Труль В. А.* Расчет промежуточных шарниров с призматическими вкладышами // Строительная механика и строительные конструкции : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1954. Вып. 17. С. 220–231.
24. *Труль В. А.* О расположении опор в опорных кольцах купольных покрытий // Строительная механика и строительные конструкции : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1956. Вып. 23. С. 228–248.
25. *Клинов И. Г.* Экспериментальное исследование влияния линейного механического упрочнения малоуглеродистой стали на ее пластичность при последующем деформировании в обратном направлении // Строительная механика и строительные конструкции : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1957. Вып. 26. С. 224–238.
26. *Клинов И. Г.* К вопросу устойчивости плоской формы изгиба за пределом упругости // Строительная механика и строительные конструкции : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1959. Вып. 30. С. 153–171.
27. *Петров И. А.* Исследование работы соединений металлических конструкций на черных болтах // Инженерные конструкции : доклады XIX науч. конф. Л. : ЛИСИ, 1961. С. 23–30.
28. *Петров И. А.* Исследование статической работы соединений стальных конструкций на высокопрочных болтах // Металлические конструкции и испытание сооружений : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1963. Вып. 40. С. 158–178.
29. *Ребров И. С.* Устойчивость внецентренно сжатого стержня, симметрично усиленного под нагрузкой // Исследования по строительным конструкциям и испытанию сооружений : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1968. № 51. С. 48–64.
30. *Аистов Н. Н., Душечкин С. А., Клинов И. Г.* [и др.]. Нормы и технические указания по испытанию сооружений (2-я ред. проекта норм) // Металлические конструкции и испытание сооружений : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1963. Вып. 40. С. 11–94.
31. *Крюков К. П., Курносоев А. И., Новгородцев Б. П.* Конструкции и расчет металлических и железобетонных опор линий электропередачи. Л. : Энергия, 1975. 456 с.
32. *Виноградов Д. Е.* Испытание опор линий электропередачи в полевых условиях. М. ; Л. : Энергия, 1964. 180 с.

33. Трофимов В. И. Исследование и расчет элементов стальных опор линий электропередачи. М. ; Л. : Госэнергоиздат, 1959. 104 с.
34. Астахов Н. П. Основные итоги работы ОРГРЭС в области разработки механической части линий электропередачи 400–500 кВ // Наладочные и экспериментальные работы ОРГРЭС. М. ; Л. : Энергия, 1958. Вып. XV. С. 43–62.
35. Дюбек И. И. Исследование прочности и устойчивости некоторых пространственных стержневых систем опор линий электропередачи : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1955. 8 с.
36. Djubek J. Stabilita tenkostenneho pruta, striedavo, opretho v dvoch rovinach // Rozpravu Ceskoslovenske akademie Ved, 1959.
37. Аустов Н. Н. Научно-исследовательская работа кафедры металлических конструкций и испытания сооружений // Металлические конструкции и испытание сооружений : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1963. Вып. 40. С. 7–9.
38. Труль В. А. Оценка результатов испытаний опор линий электропередачи на основе метода предельных состояний // Металлические конструкции и испытание сооружений : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1963. Вып. 40. С. 114–126.
39. Кольцов И. А. Об организации и проведении научных исследований в Ленинградском инженерно-строительном институте во второй половине 1950–1970-х // Исследования по механике строительных конструкций и материалов : межвуз. темат. сб. трудов. Посвящается 170-летию СПбГАСУ (УГИ, ЛИСИ). СПб. : СПбГАСУ, 2002. С. 105–116.
40. Качурин В. К., Крыжановский В. И. Обследование мостов : руководство для транспортных вузов. М. ; Л. : ОГИЗ-Гострансиздат, 1932. 172 с.
41. Крыжановский В. И. Испытание деревянных ферм на кольцах Тухшерера / Ленинградское бюро ЦИС НКПС. М. : Гострансиздат, 1931. 40 с.
42. Копытов М. М. Экспериментальное исследование работы сжатых перфорированных стержней // Строительная механика и инженерные конструкции : доклады III конф. молодых ученых – строителей. Л. : ЛИСИ, 1969. С. 80–89.
43. Артемьева И. Н. Аллюминиевые конструкции ; под общ. ред. проф. Н. С. Стрелецкого. М. : Стройиздат, 1967. 28 с.
44. Труль В. А. Эксперимент в свете принципов расчета сооружений по предельным состояниям // Развитие методики расчета по предельным состояниям : сб. тезисов докладов к науч. конф. М. : МИСИ, 1961. С. 108–112.
45. Труль В. А. Экспериментальное исследование работы стальной опоры линии электропередачи мощностью 220 кВ // Инженерные конструкции : тезисы докладов к XX науч. конф. Л. : ЛИСИ, 1961. С. 31–33.
46. Труль В. А. Работа черных болтов в узловых и стыковых сопряжениях опор воздушных линий электропередачи // Инженерные конструкции : доклады. Л. : ЛИСИ, 1965. № 1. С. 5–28.
47. Труль В. А. Применение физической аналогии при расчете многосвязных пластин на изгиб по методу сеток // Вопросы вычислительной математики и геометрического моделирования : тезисы докладов к XXIV науч. конф. Л. : ЛИСИ, 1966. С. 56–65.

48. Труль В. А. Исследование действительной работы конструкций опор воздушных линий электропередачи : автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – Л., 1966. 43 с.
49. Труль В. А. Исследование действительной работы конструкций опор воздушных линий электропередачи : дис. ... д-ра техн. наук. Л., 1970. 396 с.
50. Кикин А. П., Санжаровский Р. С., Труль В. А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. М. : Стройиздат, 1974. 144 с.
51. Санжаровский Р. С., Веселов А. А. Теория расчета строительных конструкций на устойчивость и современные нормы : учеб. пособие. М. : АСВ, 2002. 128 с.
52. Беглов А. Д., Санжаровский Р. С. Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные нормы и Евростандарты. СПб. : АСВ, 2006. 221 с.
53. Болотин А. И., Сакулин Б. Д. Необходимая точность измерений и целесообразное размещение станций при определении крена радиомачт способом отдельных направлений // Автомобильные дороги, мосты и геодезия : доклады XXV научн. конф. ЛИСИ. Л. : ЛИСИ, 1967. С. 55–57.
54. Ягнюк Б. Н. Исследование работы и восстановление проектного положения четырехгранных опор при неравномерных осадках основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1975. 23 с.
55. Ягнюк Б. Н. Восстановление вертикального положения радиобашен // Монтажные и специальные работы в строительстве. 1979. № 11. С. 11–12.
56. Сенькин Н. А. Исследование совместной работы конструкций и основания сооружений башенного типа : дис. ... канд. техн. наук. Л., 1980. 142 с.
57. Труль В. А., Сенькин Н. А. Исследование влияния перемещений фундаментов на усилия в стержнях сооружений башенного типа // Металлические конструкции и испытания сооружений : тезисы докладов к XXVIII науч. конф. Л. : ЛИСИ, 1980. С. 25–32.
58. Сенькин Н. А. Учет совместной работы конструкций и основания при проектировании стальных опор линий электропередачи // Взаимодействие оснований и сооружений. Поземные сооружения и подпорные стены : мат-лы Междунар. конф. по геотехнике ТК207 ISSMGE. Т. 2. СПб. : ПИ «Геореконструкция», 2014. С. 93–100.
59. Булгаков Ш. Э. Напряженно-деформированное состояние конструкций морских стационарных платформ при совместной работе со свайным основанием : дис. ... канд. техн. наук. Л., 1983. 143 с.
60. Шеховцов В. А., Санжаровский Р. С. К вопросу устойчивости сжато-изогнутых стержней из комплексных материалов (трубобетона) // Металлические конструкции и испытания сооружений : сб. науч. трудов ЛИСИ. 1978. С. 50–57.
61. Шеховцов В. А., Гусейнов И. Г. Несущая способность морских стационарных платформ. СПб. : СПбГАСУ, 2003. 350 с.
62. Шеховцов В. А. Случайные нелинейные колебания опорных блоков морских стационарных платформ. СПб. : СПбГАСУ, 2004. 246 с.
63. Шеховцов В. А. Обоснование прочности и устойчивости трубобетонных конструкций опорных блоков морских стационарных платформ при квазистатических и периодических внешних воздействиях : автореф. дис. ... д-ра техн. наук. СПб., 2010. 39 с.

64. Астахова Л. И. Экспериментально-теоретическое исследование устойчивости продольно гофрированных элементов замкнутого сечения при продольном сжатии : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1979. 25 с.
65. Рочев А. А. Исследование работы внецентренно сжатых перфорированных стержней в упругопластической стадии : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1979. 26 с.
66. Зеленченков С. А. Об устойчивости элементов металлических конструкций, сжатых с двухосными эксцентриситетами : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1982. 23 с.
67. Сенькин Н. А. Исследование совместной работы конструкций и основания сооружений башенного типа : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1980. 28 с.
68. Крылов Н. А., Глуховской К. А. Испытание конструкций сооружений. Л. : Стройиздат, 1970. 271 с.
69. Белый Г. И. Пространственная работа и предельные состояния стержневых элементов металлических конструкций : автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Л., 1988. 32 с.
70. Родиков Н. Н. Устойчивость сжатых с двухосными эксцентриситетами стержневых элементов конструкций из открытых профилей : дис. ... канд. техн. наук. Л., 1987. 148 с.
71. Металлические конструкции : учебник : в 3 т. / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, Г. И. Белый [и др.] ; под ред. В. В. Горева. М. : Высш. шк., 1997–1999.
72. Белый Г. И., Бронин В. Н., Лапшин Б. С. Ради чего «ломали копыя» и бурили скважины? // Дизайн и строительство. 2002. № 11. С. 22–23.
73. Белый Г. И., Белый А. Г., Лапшин Б. С. Стальные конструкции зданий и сооружений : особенности оценки технического состояния и ресурса // Сб. трудов науч. конф. «Актуальные проблемы архитектуры и строительства». Ч. 1. СПбГАСУ, 2005. С. 169–174.
74. Белый Г. И., Лапшин Б. С. ЗАО «Эркон» отмечает 20-летие деятельности // Стройметалл. 2013. № 4 (35). С. 10–15.
75. Немцев А. В. Об ученом, учителе и человеке. К 100-летию Учителя // Сб. трудов 72-й науч. конф. «Архитектура и строительство». Ч. 1. 2016. С. 68–70.
76. Санжаровский Р. С., Сенькин Н. А. Профессор В. А. Труль – талантливый ученый и педагог (к 100-летию со дня рождения) // Сб. трудов 72-й науч. конф. «Архитектура и строительство». Ч. 1. С. 70–73.
77. Сенькин Н. А. Профессор В. А. Труль : вклад в развитие методологии расчета и испытания конструкций воздушных линий электропередачи // Сб. трудов 72-й науч. конф. «Архитектура и строительство». Ч. 1. С. 73–81.
78. Ягнюк Б. Н. Владимир Антонович Труль и развитие норм проектирования стальных конструкций // Сб. трудов 72-й науч. конф. «Архитектура и строительство». Ч. 1. С. 81–86.
79. Ярцев Б. А. Владимир Антонович Труль. Воспоминания бывшего студента // Сб. трудов 72-й науч. конф. «Архитектура и строительство». Ч. 1. С. 86–87.
80. Кузова (Труль) О. В. Памяти моего отца Владимира Антоновича Труля // Сб. трудов 72-й науч. конф. «Архитектура и строительство». Ч. 1. С. 59–67.
81. Артемьева И. Н. Мерцанье далеких комет. СПб. : Наследие, 2009. 108 с.
82. Артемьева И. Н. Жизнеописание русской коммунистки : в 3 ч. 2-е изд., испр. и доп. СПб. : Петрополис, 2016. 400 с.

Глава 2. ВОССТАНОВЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАРНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

В. Е. Гордиенко, Е. И. Рыбнов, И. В. Астахов, В. В. Михаськин

При длительной эксплуатации сварных металлических конструкций (МК) их элементы подвергаются воздействию не только различных нагрузок (статических, циклических, динамических) и температурному перепаду внешней среды, но и агрессивному воздействию коррозионных сред, ведущих к изменению физико-механических свойств металла и геометрических характеристик металлоконструкций. Кроме того, в сварных соединениях, элементах и узлах конструкций могут существовать дефекты, полученные в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации, способствующие возникновению зон концентрации напряжений (КН), наиболее опасные из которых могут привести к отказам и авариям, зачастую сопряженным с человеческими жертвами.

Безусловно, весьма актуальной и важной задачей является повышение прочностных свойств металла в выявленных опасных зонах КН за счет применения прогрессивных способов и методик формирования и контроля мелкозернистых структур металла с различной степенью дисперсности, что позволит восстановить несущую способность и повысить надежность и безопасность эксплуатации сварных строительных металлических конструкций.

2.1. Предпосылки для получения мелкозернистых структур в строительных сталях

При изготовлении сварных строительных металлических конструкций широко используются конструкционные малоуглеродистые и низколегированные стали, которые могут поставляться в различном исходном состоянии (после холодной и горячей прокатки, в термически обработанном виде) и иметь в различных элементах МК крупнозернистую, мелкозернистую и деформированную микроструктуру. Так как микроструктура определяет механические свойства, соответственно, и свойства металла могут

существенно отличаться друг от друга в различных частях и элементах металлоконструкции.

Так, например, в работе [1] показано, что сталь, соответствующая нормативным документам, не всегда позволяет обеспечить надежную работу сварных металлоконструкций с учетом хрупких разрушений. Поэтому рекомендуется не только сравнивать фактическую ударную вязкость стали с нормативными характеристиками, но и проводить анализ сериальных кривых ударной вязкости и доли вязкой составляющей в изломах исследуемых образцов, а также считать целесообразным нормирование размеров ферритных зерен. В зарубежных странах в разработанных стандартах уже предусмотрено производство сталей с мелкозернистой структурой.

Проводимые обследования сварных МК показали, что наиболее частыми причинами их повреждений является появление усталостных трещин в сварных соединениях, которым присуща структурная неоднородность (литая структура в сварном шве, мелкозернистая и крупнозернистая – в зоне термического влияния). Поэтому проведение экспериментальных исследований по оценке влияния исходной микроструктуры металла на несущую способность, эксплуатационную надежность и безопасность элементов сварных МК является актуальной задачей.

Во многих экспериментальных работах было показано, что прочностные свойства металлов и сплавов при низких температурах возрастают с измельчением зерен. Так, например, уменьшение размера зерен от 10 до 1 мкм повышает предел текучести [2], предел прочности [3, 4], величину твердости [5] и усталостную прочность [6] значительного числа металлов и сплавов. Проведенные исследования показали, что наличие мелкозернистой структуры является одной из важных практических причин, которая существенно повышает прочностные свойства металлов и сплавов.

В работе [4] показано, что уменьшение размера зерен стали 20 с 6 до 11 баллов повышает предел прочности с 1300 до 1420 МПа, для стали 40 при повышении дисперсности структуры с 7 до 15 баллов и отпуске при 100 °С сталь упрочнялась на 300...500 МПа, а предел прочности достигал 2600 МПа.

Измельчение диаметра зерен с 6 до 0,6 мкм в стали Jn-744 повышало предел текучести от 490 до 860 МПа [7], а предел прочности повышался на 420 МПа. В исследованиях [8] показано, что уровень прочности стальной проволоки с минимальным размером зерен примерно в 70 раз выше, чем у монокристалла железа, содержащего углерод.

Из рассмотренного видно, что с увеличением степени дисперсности исходной микроструктуры повышаются прочностные свойства и ударная вязкость металла при низких температурах [7, 9], поэтому разработка и совершенствование способов получения мелкозернистой структуры имеет самостоятельное значение для кардинального повышения механических свойств металлов и сплавов, а также для повышения ресурса, обеспечения надежности и безопасности длительно эксплуатирующихся сварных строительных металлоконструкций.

2.2. Разработка методики экспериментальных исследований

2.2.1. Обоснование и выбор конструкционных сталей

Строительные сварные металлоконструкции обычно эксплуатируются при различных видах нагрузок и режимах нагружения, в связи с чем сталь для МК следует подбирать так, чтобы обеспечивалась необходимая надежность конструкции при наименьших затратах на изготовление и длительную эксплуатацию. При этом используемые стали должны обладать хорошей свариваемостью, чтобы обеспечить качественное сварное соединение без применения дополнительных технологических приемов (подогрев, проковка, последующая термическая обработка).

Кроме того, если сварная конструкция эксплуатируется при низких температурах, то сталь должна иметь достаточную пластичность при самой низкой из возможных рабочих температур. Следует отметить, что наиболее чувствительны к снижению температуры кипящие малоуглеродистые стали, в меньшей степени – спокойные, а наибольшую пластичность при низких температурах сохраняют низколегированные стали. При работе сварной конструкции в интервале температур $-45\text{ }^{\circ}\text{C} \geq t \geq -65\text{ }^{\circ}\text{C}$ применение низколегированных сталей становится обязательным, так как только они могут обеспечить сопротивление конструкции хрупкому разрушению. При этом используют стали 09Г2С толщиной до 32 мм и 10ХСНД толщиной до 40 мм [10]. Не допускается применение кипящих сталей для несущих элементов сварных металлоконструкций.

Многие сварные металлоконструкции эксплуатируются в агрессивных средах, при этом скорость коррозии малоуглеродистых сталей в атмосфере различной степени загрязненности составляет от 0,01 до 0,50 мм/год,

а в морской воде – до 3 мм/год [11]. При этом коррозионные повреждения сварных швов происходят еще быстрее, вследствие чего необходимо использовать стали с повышенными антикоррозийными свойствами, т. е. содержащие в себе медь, никель, хром, например 10ХСНД, 15ХСНД.

В последнее время широкое применение получают низколегированные стали, имеющие по сравнению с углеродистыми более высокие механические свойства, что достигается введением в сталь легирующих элементов (Si, Mn, Cr, Ni, Cu и др.) в количестве менее 2,5 % для упрочнения феррита. Низколегированные стали применяют как в горячекатанном, так и в термоупрочненном виде при изготовлении деталей машин, металлических конструкций, магистральных нефте- и газопроводов, резервуаров и т. д. К ним относятся стали, обладающие хорошей свариваемостью: 09Г2, 09Г2С, 09Г2Д, 14Г2, 17ГС, 10Г2С1, 10ХСНД, 10ХСНДП, 15ХСНД, 14Г2АФ, 16Г2АФ, 12Г2СМФ, 12ГН2МФАЮ и др. Применение низколегированных сталей, имеющих $\sigma_T = 380$ МПа, вместо углеродистых ($\sigma_T = 245$ МПа) позволяет сэкономить до 15 % металла; при $\sigma_T = 400$ МПа – до 20...30 %; при $\sigma_T = 500$ МПа (после термического упрочнения) экономия металла достигает 50 %.

Таким образом, использование низколегированных сталей позволяет не только снизить металлоемкость сварных МК, но и повысить их эксплуатационные характеристики. Самое широкое распространение при производстве сварных металлоконструкций получили низколегированные стали 09Г2С и 10ХСНД [12].

Углеродистая сталь 08пс и низколегированные стали 09Г2С и 10ХСНД находят широкое применение в строительстве и других отраслях промышленности. Термоупрочнение этих сталей дает увеличение предела текучести на 25...30 % и предела прочности на 15...20 %, а также смещение порога хладноломкости на 15...20 °С в сторону отрицательных температур [13].

Вследствие сказанного для проведения экспериментальных исследований были выбраны малоуглеродистая сталь 08пс (в качестве модельного материала) и низколегированные стали 09Г2С и 10ХСНД. Их выбор обусловлен следующим:

- широким применением в строительных машинах, сварных металлоконструкциях и других элементах различных отраслей промышленности;
- эти стали имеют хорошие характеристики пластичности при обычных и низких температурах;
- стали имеют обычные и повышенные антикоррозионные свойства;
- стали обладают хорошей свариваемостью;

• стали обладают низкой склонностью к образованию закалочных структур;

• данный набор конструкционных сталей дает возможность распространения полученных закономерностей и выдачи обоснованных рекомендаций на все материалы, которые близки к ним по химическому составу и механическим свойствам.

Такой обоснованный выбор конструкционных сталей, а также получение на них большого числа различных структурных состояний позволяет оценить их преимущества и недостатки при определении связи между структурными, механическими и магнитными характеристиками. Химический состав исследуемых сталей показан в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Химический состав сталей

Сталь	Химический состав, %								
	C	Mn	Si	Al	P	S	Cr	Ni	Cu
08пс	0,06	0,27	0,05	0,0011	0,019	0,022	–	–	–
09Г2С	0,10	1,36	0,50	–	0,029	0,031	–	–	–
10ХСНД	0,12	0,57	0,92	–	0,032	0,036	0,63	0,87	0,48

Для проведения экспериментальных работ из листов малоуглеродистой стали 08пс и низколегированных сталей 09Г2С и 10ХСНД поперек прокатки вырезались пластины шириной 30, длиной 150 и толщиной 2 мм, которые далее подвергались предварительной обработке: высокотемпературному отжигу, холодной пластической деформации (прокаткой) на степень $\varepsilon = 8, 15, 22, 30, 40$ и 50% и термоциклической обработке (ТЦО). Затем от пластин отрезались образцы для последующего микроструктурного анализа. Образцы после холодной пластической деформации на степень $\varepsilon = 50\%$ подвергались последующему рекристаллизационному отжигу (РО).

2.2.2. Разработка методики пассивного феррозондового контроля

Рассматривались возможность и целесообразность применения разработанного пассивного феррозондового метода контроля структурных

изменений металла в процессе деформационного, термического и термоциклического воздействий [14–25].

К преимуществам пассивного феррозондового метода следует отнести следующие:

- нет необходимости в предварительной подготовке поверхности контроля элементов сварных металлических конструкций (зачистка, удаление изоляционного покрытия);
- нет необходимости в намагничивании и последующем размагничивании металла в зоне контроля;
- метод характеризуется высокой чувствительностью к структурным изменениям металла в процессе термических и деформационных воздействий;
- метод позволяет выявлять локальные зоны концентрации напряжений в элементах сварных строительных МК и оценивать степень их опасности;
- метод позволяет косвенно определять действующие напряжения в опасных зонах концентрации напряжений;
- метод позволяет проводить неразрушающий контроль в труднодоступных местах и замкнутых контурах;
- метод дает возможность его применения для проведения периодического или постоянного мониторинга состояния [26–31].

Напряженность магнитного поля рассеяния H_p контролировалась прибором ИКНМ-2ФП с двухканальным феррозондовым преобразователем (рис. 2.1).

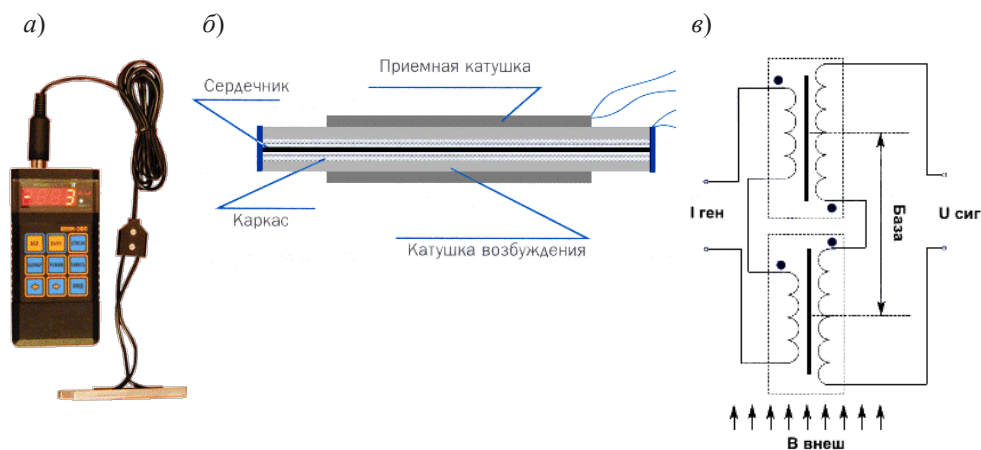


Рис. 2.1. Внешний вид прибора ИКНМ-2ФП (а) и схемы феррозондового преобразователя (б, в)

Действие прибора ИКНМ-2ФП основано на регистрации магнитных полей рассеяния на поверхности объекта при его намагничивании в слабом магнитном поле Земли (область Рэлея) и выявлении аномального поведения магнитного поля рассеяния в зонах концентрации напряжений. Методика магнитных измерений предусматривала осуществление контроля в процессе проведения испытаний при деформационном, термическом и термоциклическом воздействиях.

2.2.3. Разработка методики получения мелкозернистых структур в строительных конструкционных сталях

Необходимо отметить, что заводской прокат, идущий на изготовление сварных металлических конструкций, может поставляться в различных состояниях (табл. 2.2), что предопределяет его начальную структуру (крупнозернистая, деформированная, мелкозернистая), а следовательно, и соответствующие механические свойства металла в различных элементах конструкций. Поэтому для повышения достоверности результатов экспериментальных исследований конструкционные стали подвергались различным видам обработки для получения типичных начальных структур, характерных для реальных эксплуатируемых сварных строительных МК.

Таблица 2.2

Состояние проката

№ п/п	Состояние поставляемого проката
1	В горячекатаном состоянии
2	В нормализованном состоянии
3	После термической обработки с прокатного нагрева
4	После термического улучшения (закалка + высокий отпуск)
5	В холоднокатаном состоянии
6	После термической обработки холоднокатаных листов

Возможность формирования крупнозернистой структуры в конструкционных сталях достигается за счет проведения высокотемпературного отжига, а получение мелкозернистой структуры с различной зернистостью

является достаточно сложной задачей. Крупнозернистая структура на лабораторных образцах получалась нагревом металла при 900 и 1050 °С. Для получения структуры с более высокой степенью дисперсности была сделана попытка разработать простые и надежные способы ее формирования и магнитного контроля в процессе термической и термоциклической обработки.

Мелкозернистую структуру из крупнозернистой можно получить за счет предварительной холодной пластической деформации и последующего рекристаллизационного отжига. Варьируя степень деформации и температуру нагрева, можно сформировать конечный размер зерен [32].

Более эффективным способом получения мелкозернистой структуры с повышенными механическими свойствами является термоциклическая обработка (ТЦО), основанная на многократном циклическом нагреве металла сталей (аустенизации) и охлаждении. Основным структурным изменением при ТЦО сталей является сильное измельчение зерен, уменьшение разнородности и более однородное распределение химических элементов, что вызывается интенсификацией диффузионных процессов за счет усиления теплофизических факторов [33].

Таким образом, проведенный анализ способов получения мелкозернистой структуры показывает, что для малоуглеродистых и низколегированных конструкционных сталей наиболее эффективными способами являются рекристаллизационный отжиг и термоциклическая обработка.

2.3. Разработка способов и режимов получения мелкозернистых структур в строительных конструкционных сталях при рекристаллизационном отжиге

2.3.1. Влияние холодной пластической деформации на структурные изменения и магнитные свойства металла конструкционных сталей

Исследуемые образцы из сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД в состоянии заводской поставки подвергались холодной пластической деформации на 8, 15, 30, 40, 50 %. В процессе деформации измерялся магнитный параметр H_p в различных зонах образцов. На рис. 2.2–2.5 показана зависимость магнитного параметра H_p в трех точках исследуемых образцов.

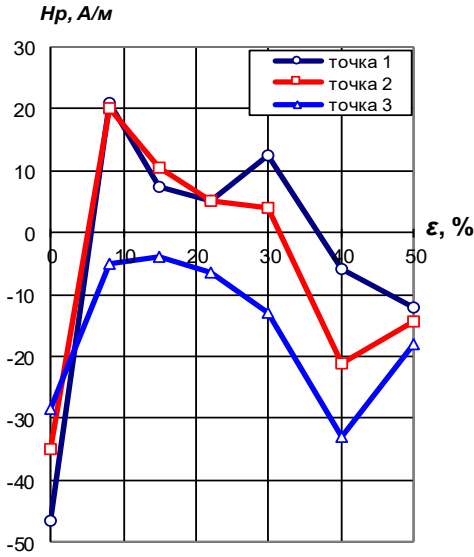


Рис. 2.2. Зависимость магнитного параметра H_p от степени деформации ϵ для стали 08пс

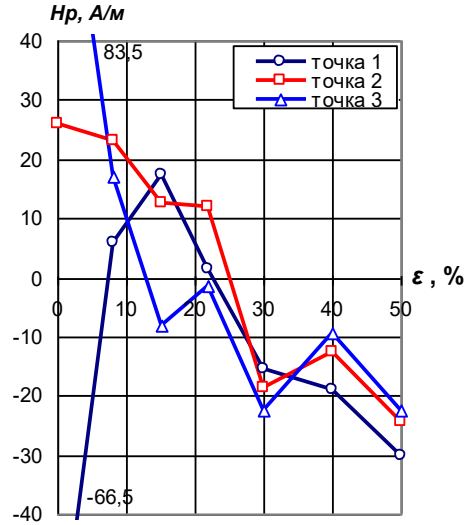


Рис. 2.3. Зависимость магнитного параметра H_p от степени деформации ϵ для стали 09Г2С

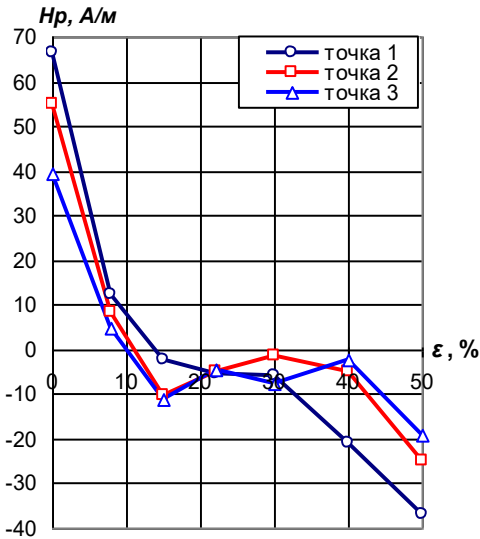


Рис. 2.4. Зависимость магнитного параметра H_p от степени деформации ϵ для стали 10ХСНД

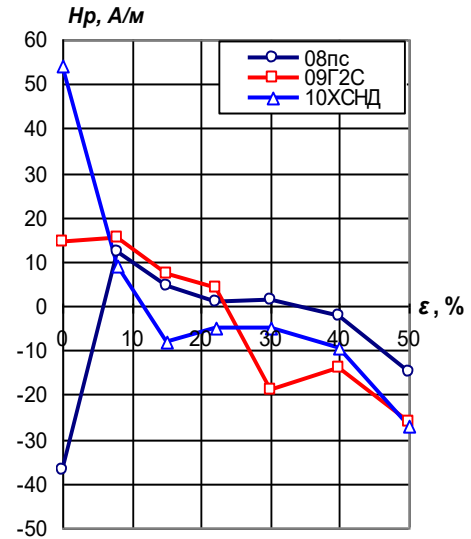


Рис. 2.5. Зависимость магнитного параметра H_p от степени деформации ϵ для сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД

Рис. 2.2 показывает, что при увеличении степени деформации стали 08пс для точек 1 и 2 магнитный параметр H_p меняет отрицательный знак на положительный, при этом после $\varepsilon = 30\%$ наблюдается повторная смена знака H_p на отрицательный. В то же время значения H_p в оставшейся точке 3 остаются отрицательными при всех степенях деформации. Необходимо подчеркнуть, что при степени деформации $\varepsilon = 50\%$ значения H_p всех точек сближаются до своих минимальных значений.

В стали 09Г2С (см. рис. 2.3) начальные значения H_p имеют как положительные, так и отрицательные величины. Увеличение степени деформации более 22% приводит все величины H_p в область отрицательных значений. При этом величина H_p в центральной точке 2 лежит между значений, соответствующих соседним точкам 1 и 3.

Следует отметить, что начальные значения магнитных характеристик на образцах из стали 10ХСНД (см. рис. 2.4), в отличие от сталей 08пс и 09Г2С, имеют только положительный знак, которые далее при $\varepsilon = 8\%$ существенно снижаются и при $\varepsilon = 15\%$ принимают отрицательные значения.

На рис. 2.5 приведены средние значения параметра H_p для точек 1, 2, 3 от ε для конструкционных сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД. Видно, что даже существенный разброс значений параметра H_p , несмотря на разные знаки в начальном состоянии, с увеличением ε уменьшается, а при $\varepsilon = 40\%$ и более все значения магнитного параметра H_p имеют только отрицательный знак. После деформации образцов на степень 50% значения параметра H_p для низколегированных сталей 09Г2С и 10ХСНД почти совпадают. Значительные изменения параметра H_p при холодной пластической деформации в большей степени обусловлены структурными изменениями, происходящими в исследуемых сталях.

Так, с увеличением степени деформации в микроструктуре стали 09Г2С значительно повышается кристаллографическая ориентированность зерен вдоль направления прокатки (рис. 2.6). На начальной стадии прокатки образцов имеются недеформированные зерна, в то же время поблизости от них наблюдаются зерна со значительной степенью деформации. При достижении степени пластической деформации, равной $\varepsilon = 30\%$, в микроструктуре стали практически отсутствуют зерна, не претерпевшие изменений в ходе пластической деформации.

Такие же характерные признаки, что и для стали 09Г2С, особенно на первых стадиях прокатки наблюдаются и в микроструктуре низколегированной стали 10ХСНД (рис. 2.7).

Отличный характер формирования текстуры прокатки присущ малоуглеродистой стали 08пс (рис. 2.8), располагающей более крупнозернистой исходной микроструктурой. В этой стали на начальной стадии формирующаяся текстура прокатки имеет менее выраженный характер, поэтому даже после прокатки на $\varepsilon = 50\%$ в ее структуре наблюдаются слабдеформированные зерна, что подтверждают данные изменения параметра H_p после холодной пластической деформации на степень $\varepsilon = 50\%$.

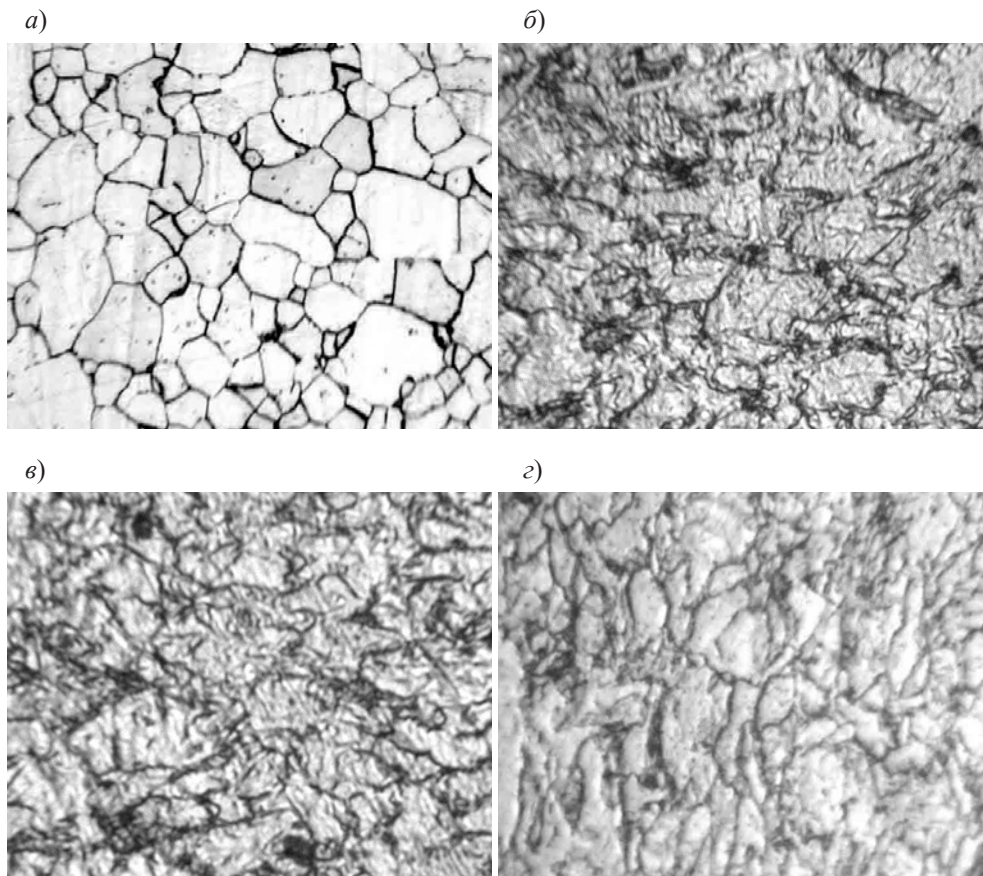


Рис. 2.6. Изменения структуры стали 09Г2С в процессе прокатки:
a – состояние поставки; *б, в, з* – после прокатки
на степень деформации 15, 40 и 50 % соответственно

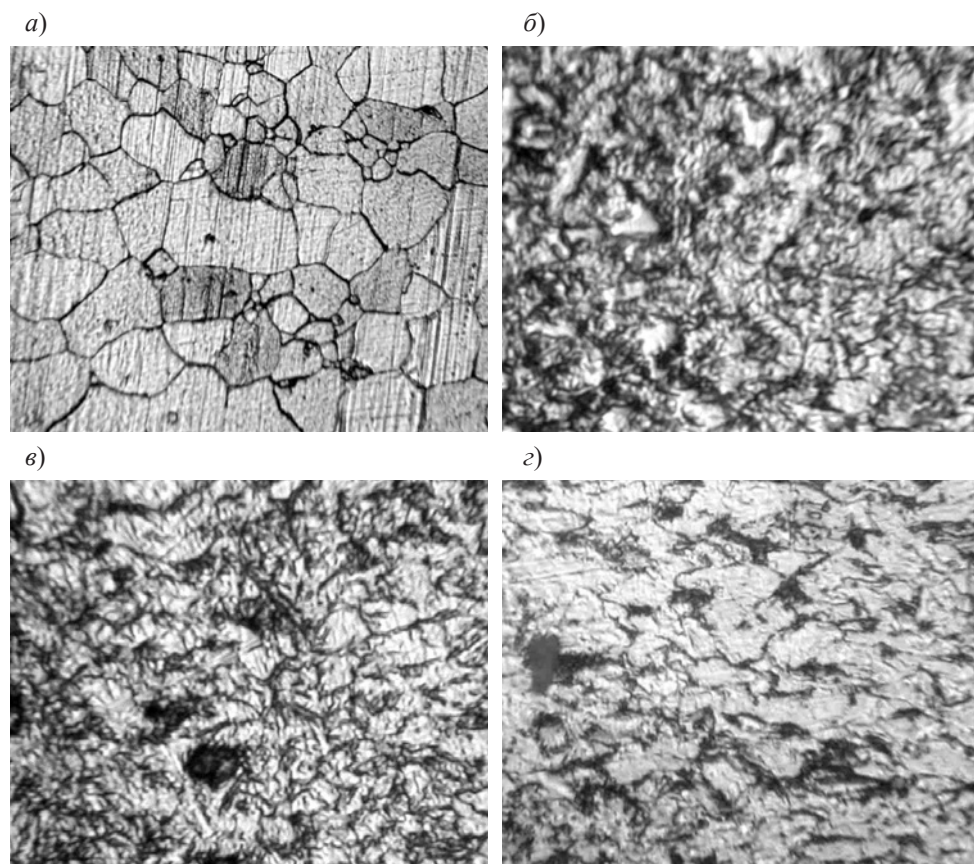


Рис. 2.7. Изменения структуры стали 10XCHD в процессе прокатки:
а – состояние поставки; б, в, з – после прокатки
на степень деформации 7, 30 и 50 % соответственно

Вышесказанное свидетельствует, что при экспериментальных исследованиях малоуглеродистой стали 08пс и низколегированных сталей 09Г2С и 10XCHD выявлена корреляционная связь между напряженностью магнитного поля рассеяния H_p , степенью холодной пластической деформации ε и изменением исходной микроструктуры в процессе дробной прокатки, что дает возможность рекомендовать использование пассивного феррозондового метода для контроля структурных изменений металла в строительных конструкционных сталях при холодной пластической деформации.

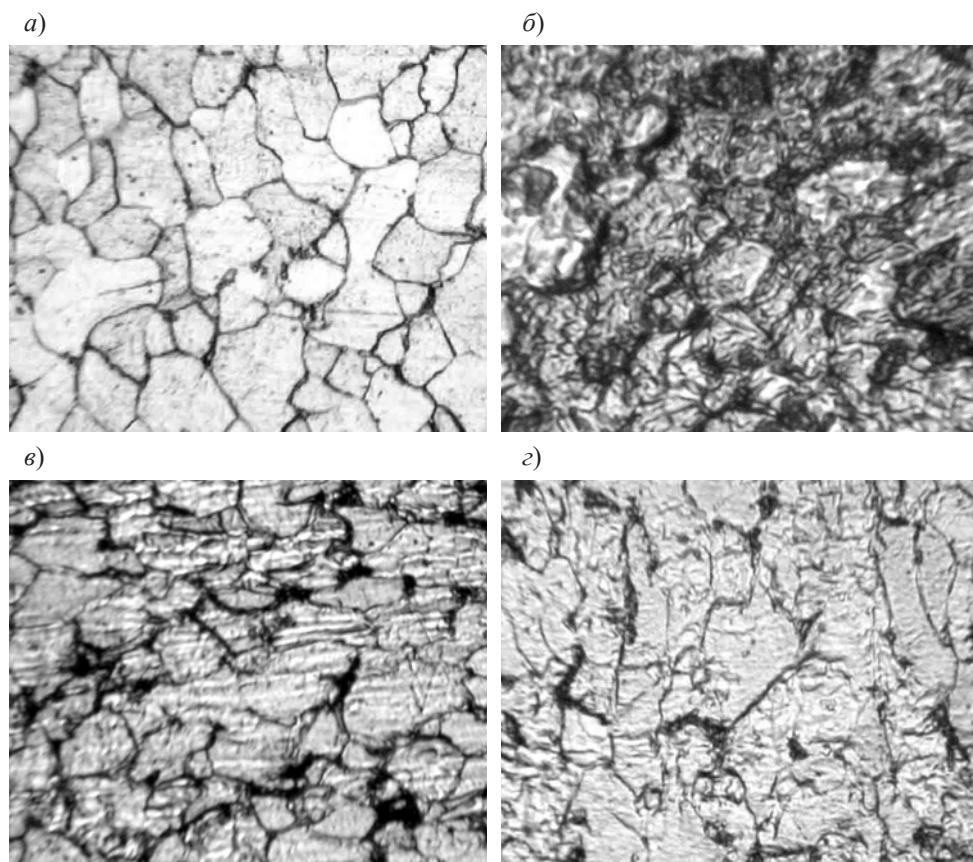


Рис. 2.8. Изменение структуры стали 08пс в процессе прокатки:
а – состояние поставки; б, в, г – после прокатки
на степень деформации 15, 30 и 50 % соответственно

2.3.2. Пассивный феррозондовый контроль формирования мелкозернистой структуры при нагреве холоднотемпературнодеформированных конструкционных сталей

Значительное разнообразие типов сварных строительных МК, возрастающее количество марок сталей, разработка и развитие новых эффективных технологических процессов для достижения особых физико-механических

характеристик металлов не позволяют в рамках теории ферромагнетизма определить характерные зависимости между магнитными, структурными и механическими параметрами сталей.

В связи с этим представляла научный и практический интерес оценка возможности пассивного феррозондового метода контроля структурного состояния малоуглеродистой стали 08пс и низколегированных сталей 09Г2С и 10ХСД в процессе рекристаллизационного отжига.

Разработанная методика получения мелкозернистой структуры в сталях включала в себя предварительную холодную пластическую деформацию (прокатку) сталей на степень деформации $\varepsilon = 50\%$ и последующий рекристаллизационный отжиг при температурах 20...800 °С.

Начальные и конечные фазы рекристаллизации определяли путем измерения напряженности магнитного поля рассеяния H_p на поверхности образцов и с помощью микроструктурного анализа. Напряженность магнитного поля H_p измерялась в трех точках центральной части образцов после их охлаждения с разных температур.

На рис. 2.9 представлена зависимость контролируемого магнитного параметра от температуры рекристаллизационного отжига на образцах из конструкционных сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД. Видно, что у всех исследуемых сталей в интервале температур 150...300 °С наблюдается резкое снижение значений напряженности магнитного поля H_p , что, вероятно, связано с протеканием первой стадии возврата – отдыхом, в результате чего в основном уменьшается количество точечных дефектов (межузельных атомов и вакансий) путем аннигиляции на краевых дислокациях, а также искажение кристаллической решетки. Перестройки дислокационной структуры в этом случае не происходит [34].

При повышении температуры нагрева более 300 °С происходит дальнейшее снижение значений H_p , но с меньшей интенсивностью. При этом за счет активизации диффузионных процессов происходит перераспределение дислокаций, их аннигиляция и выстраивание избыточных дислокаций одного знака в вертикальные дислокационные стенки, в результате чего образуются субзерна – идет процесс полигонизации. За счет движения дислокационных границ они укрупняются, что приводит к снижению плотности дефектов [35].

При температурах 600...700 °С снижение значений H_p замедляется, что соответствует прохождению процесса первичной рекристаллизации. Образующиеся центры рекристаллизации формируются в тех участках

деформированных зерен, в которых плотность дислокаций повышена и кристаллическая решетка наиболее искажена. Они растут в результате присоединения (диффузии) к ним атомов из деформированного окружения, при этом границы центра рекристаллизации мигрируют в сторону деформированного окружения.

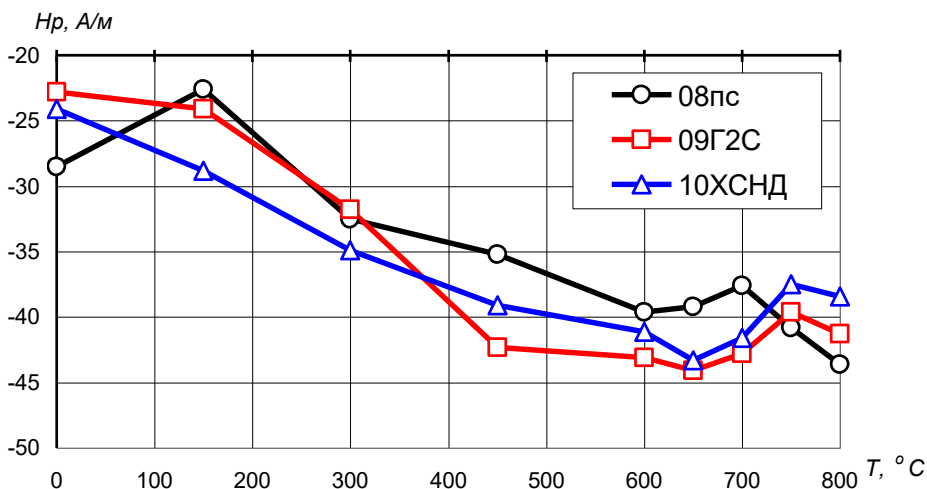


Рис. 2.9. Зависимость магнитного параметра H_p от температуры рекристаллизационного отжига для сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД

Активизация процесса рекристаллизации обычно сопровождается перестройкой дислокационной структуры и снижением плотности дислокаций до $10^6 \dots 10^8 \text{ см}^{-2}$ [34], что приводит к устранению эффективных препятствий на пути смещающихся дислокаций. Происходящие в процессе отжига разрушение текстуры прокатки за счет структурных изменений и образование новых равноосных зерен с низкой плотностью дислокаций повышают подвижность доменных стенок и снижают напряженность магнитного поля H_p . Окончание монотонного снижения H_p от температуры отжига свидетельствует об окончании первичной рекристаллизации. Некоторый подъем кривой H_p при 750 °C, вероятно, связан с частичной фазовой перекристаллизацией сталей. Дальнейшее повышение температуры нагрева до 900 и 1050 °C приводит к прохождению

собирающей и вторичной рекристаллизаций, в результате чего формируется более равновесная крупнозернистая структура с повышенной разнородностью.

Изменение напряженности магнитного поля H_p на образцах после высокотемпературного отжига приведено на рис. 2.10. Видно, что увеличение температуры отжига снижает значения H_p по сравнению с исходным состоянием. При этом повышение температуры отжига, независимо от марки стали, способствует стабилизации значений H_p и приближению их к значениям, соизмеримым с напряженностью магнитного поля Земли.

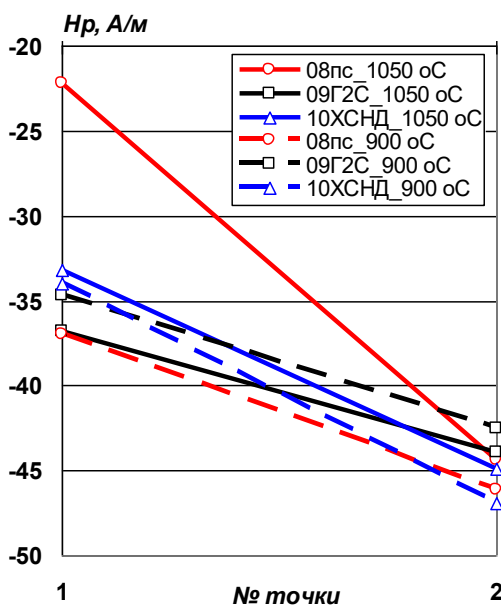


Рис. 2.10. Изменение магнитного параметра H_p на сталях 08пс, 09Г2С и 10ХСНД после высокотемпературного отжига при 900 и 1050 °С: ось 1 – до отжига; ось 2 – после отжига

При микроструктурном анализе исследовались структурные изменения, происходящие в холоднодеформированных малоуглеродистых и низколегированных сталях при нагреве от 200 до 900 °С и при 1050 °С. Изменение структуры сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД в процессе рекристаллизационного отжига показано на рис. 2.11–2.13.

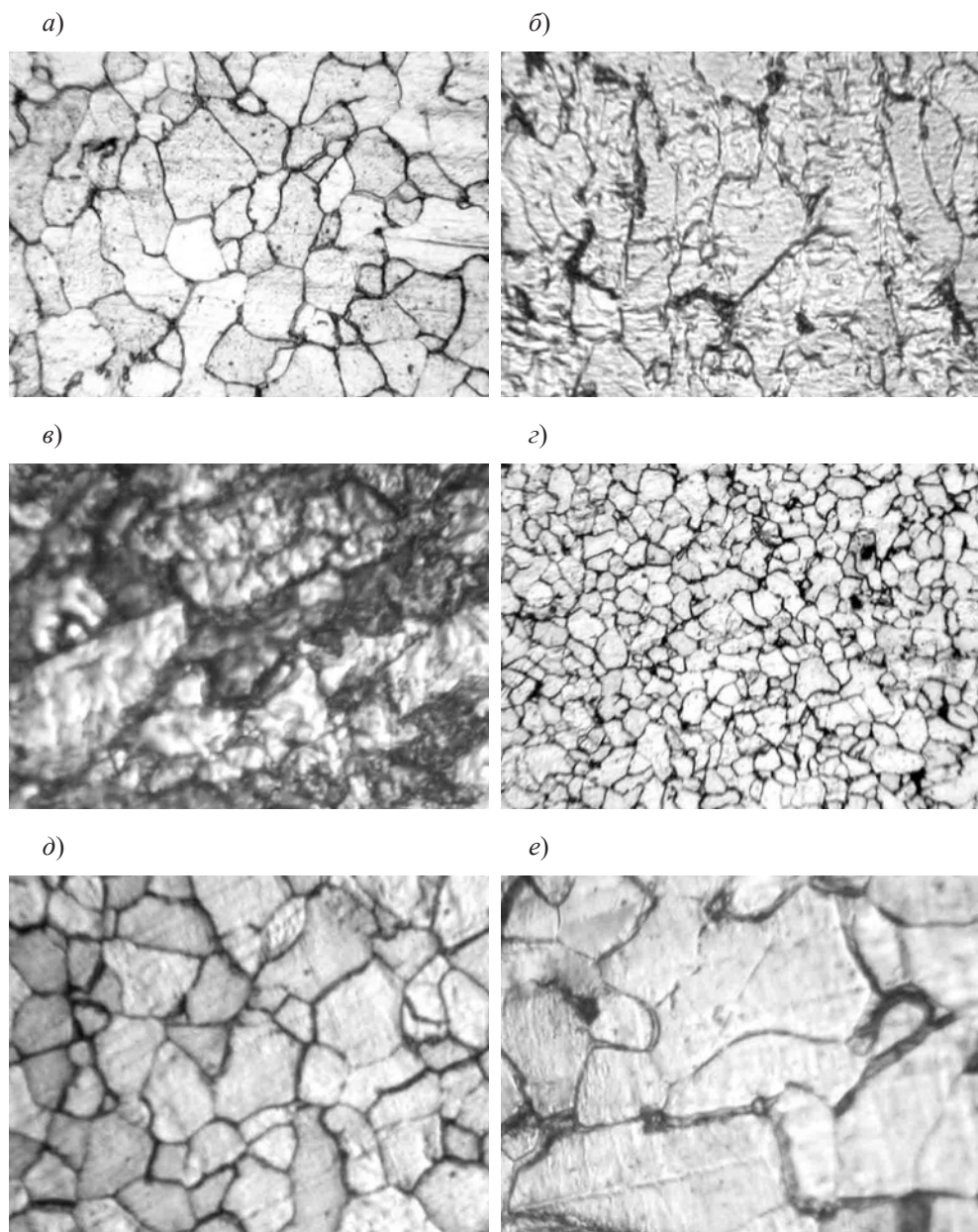


Рис. 2.11. Изменение структуры стали 08пс при рекристаллизационном отжиге: в состоянии поставки (а); после прокатки на степень деформации 50 % (б); после прокатки на степень деформации 50 % и отжига при 600, 700, 800 и 900 °С (в–е)

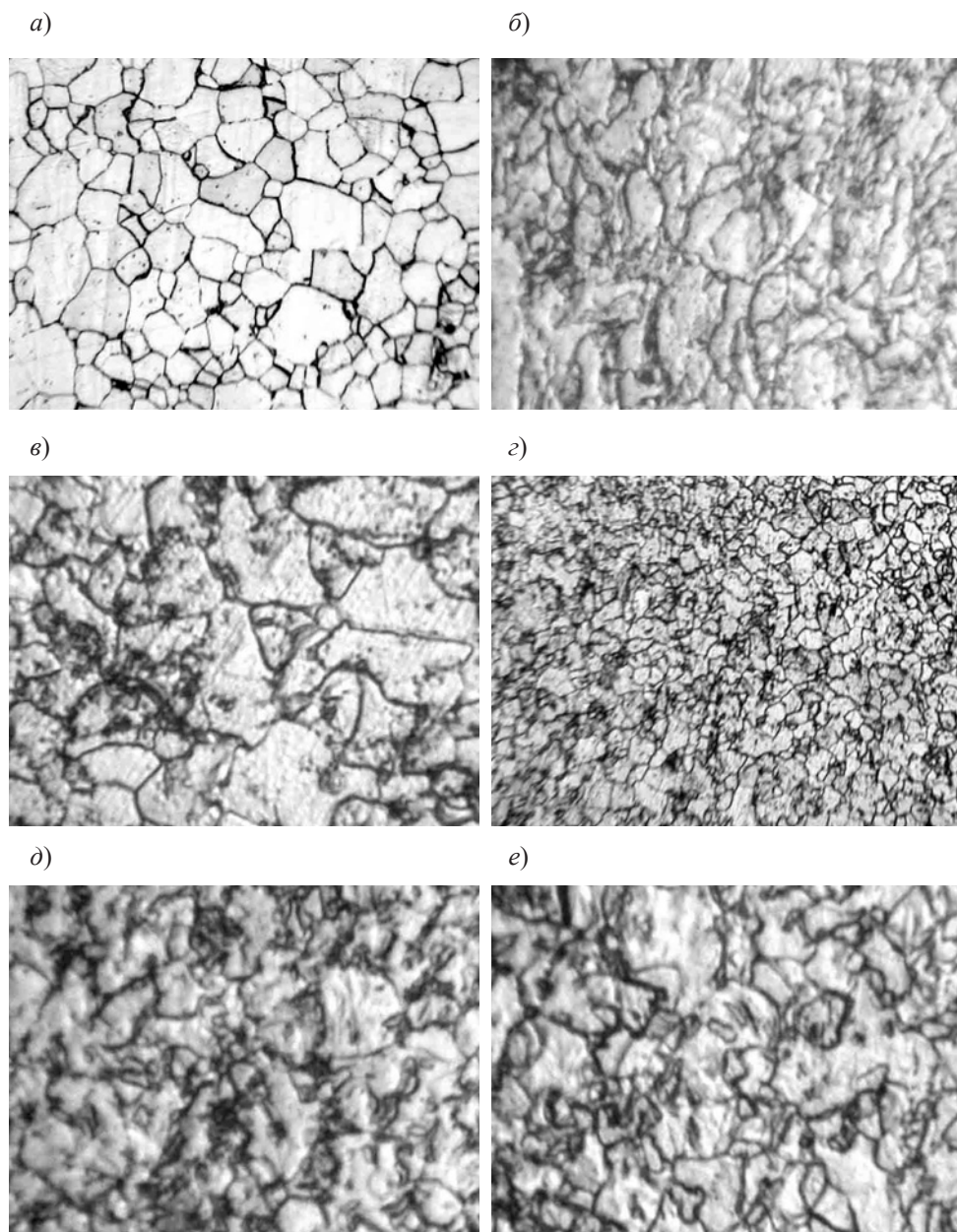


Рис. 2.12. Изменение структуры стали 09Г2С при рекристаллизационном отжиге: в состоянии поставки (а); после прокатки на степень деформации 50 % (б); после прокатки на степень деформации 50 % и отжига при 650, 725, 800 и 900 °С (в–е)

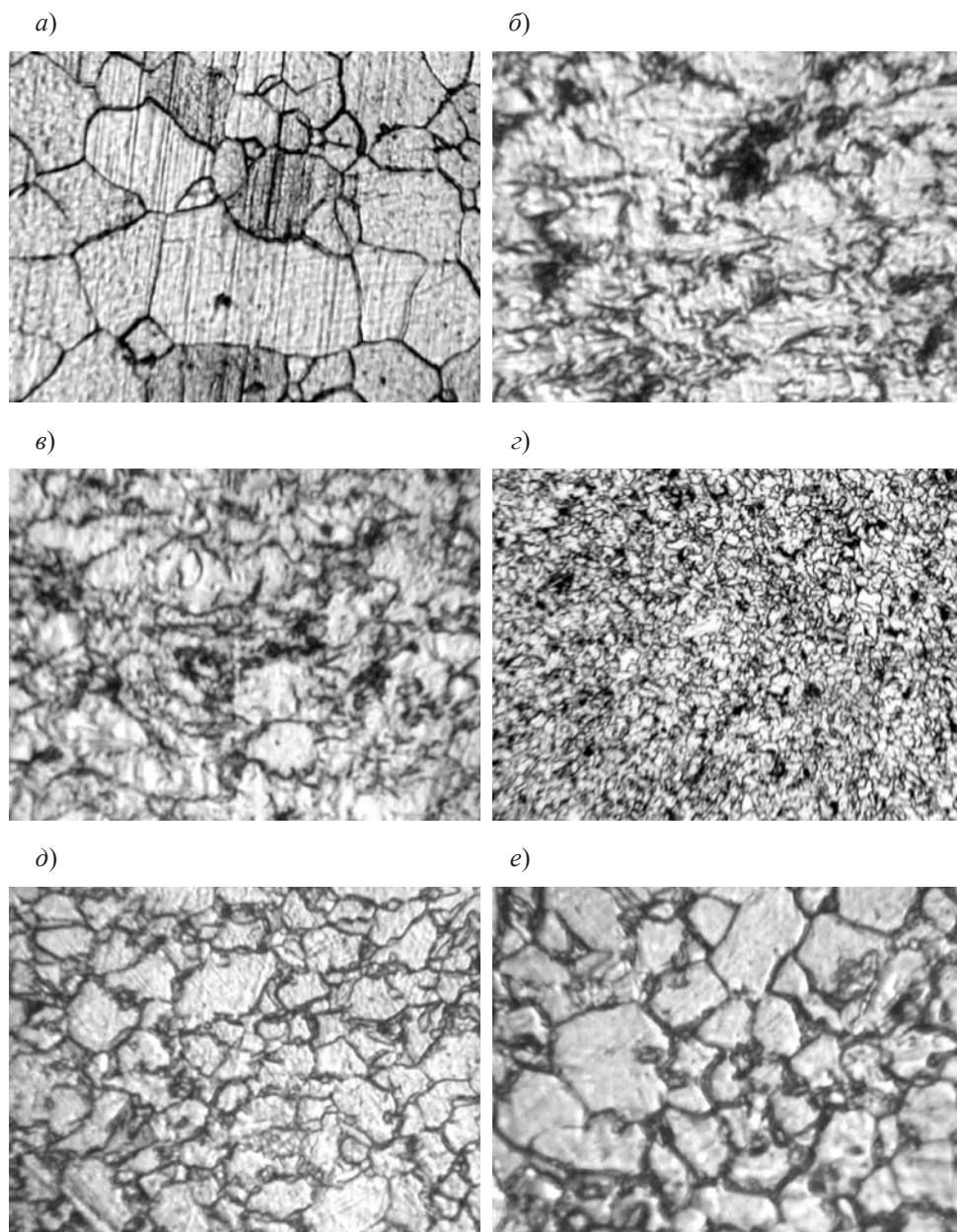


Рис. 2.13. Изменение структуры стали 10ХСНД при рекристаллизационном отжиге: в состоянии поставки (а); после прокатки на степень деформации 50 % (б); после прокатки на степень деформации 50 % и отжига при 650, 725, 800 и 900 °С (в–е)

По данным металлографического исследования, температура начала рекристаллизации для стали 08пс составляет 600 °С, для сталей 09Г2С и 10ХСНД – 650 °С. При магнитном же контроле (см. рис. 2.9) фиксируется не только начало рекристаллизации, но и процессы возврата, что свидетельствует о более высокой чувствительности магнитного метода.

На рис. 2.11, в, 2.12, в и 2.13, в приведены микроструктуры сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД, полученные при температурах 600, 650 и 650 °С. Видно, что при этих температурах возникают отдельные зародыши рекристаллизации, которые неравномерно распределяются в деформированной матрице.

К завершающей фазе первичной рекристаллизации (см. рис. 2.11, з, 2.12, з и 2.13, з) при температурах 700, 725 и 725 °С формируется достаточно мелкозернистая структура сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД с размерами зерен 8, 6 и 5 мкм соответственно. Дальнейшее повышение температуры нагрева выше температуры первичной рекристаллизации до 800 и 900 °С (см. рис. 2.11, д, е, 2.12, д, е и 2.13, д, е) приводит к росту зерен. Наименьший их рост и наименьшая разнотернистость характерны для низколегированных сталей 09Г2С и 1ХСНД (по сравнению с малоуглеродистой 08пс), что свидетельствует о стабилизирующем влиянии на структуру мелкодисперсных частиц карбидной фазы.

Сравнивая результаты металлографического анализа с изменением значений магнитного параметра, можно констатировать, что начало рекристаллизации в сталях 08пс, 09Г2С и 10ХСНД практически соответствует местам перегиба на кривых «напряженность – температура» отжига (см. рис. 2.9).

Следовательно, фиксируя достаточно раннюю стадию завершения первичной рекристаллизации, в сталях 08пс, 09Г2С и 10ХСНД удастся получить мелкозернистую равноосную структуру, которая с увеличением степени легированности стали получается еще более мелкозернистой. При этом достаточно высокую чувствительность напряженности магнитного поля рассеяния H_p от температуры рекристаллизационного отжига можно использовать при контроле качества малоуглеродистых и низколегированных сталей в процессе отжига.

Необходимо подчеркнуть, что при магнитном контроле нет необходимости в специальной подготовке образцов, поэтому появляется возможность контроля процесса термической обработки образцов методом неразрушающего контроля, что невозможно при микроструктурном анализе. При этом повышается не только производительность труда, но и достоверность

контроля, а следовательно, и надежность получаемых данных. Кроме того, во многих случаях по техническим причинам нельзя производить отбор проб из изделий для проведения металлографического анализа.

2.4. Разработка способов и оптимальных режимов формирования мелкозернистой структуры в строительных конструкционных сталях при термоциклической обработке

Несмотря на развитие современных технологий, одним из необходимых условий обеспечения высокого качества сварных строительных металлических конструкций является не только широкое использование имеющихся, но и разработка новых средств, методов и методик неразрушающего контроля. В этом случае для уменьшения материальных и производственных затрат следует неразрушающий контроль осуществлять не только в конце обработки, но и на промежуточных этапах изготовления сварных МК. Такими возможностями обладает пассивный феррозондовый метод, который использовался при контроле структурных изменений металла в исследуемых конструкционных сталях при термоциклической обработке.

Исследуемые образцы из конструкционных сталей подвергались ТЦО в следующих начальных состояниях: состояние поставки; поставка + высокотемпературный отжиг; поставка + холодная пластическая деформация.

Формирование мелкозернистой структуры при термоциклической обработке контролировалось с помощью металлографического анализа и феррозондового метода контроля. Измерение значений напряженности магнитного поля рассеяния H_p осуществлялось как перед проведением первого цикла ТЦО, так и по окончании каждого из циклов «нагрев – охлаждение».

На рис. 2.14–2.17 приведена зависимость магнитного параметра H_p от количества циклов термоциклической обработки исследуемых сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД в различных начальных структурных состояниях. Видно, что самые значительные изменения параметра H_p происходят в течение двух первых циклов «нагрев – охлаждение». В это же время наблюдается стирание магнитной предыстории металла лабораторных образцов, что подтверждается сменой положительного знака на отрицательный и сближением значений параметра H_p .

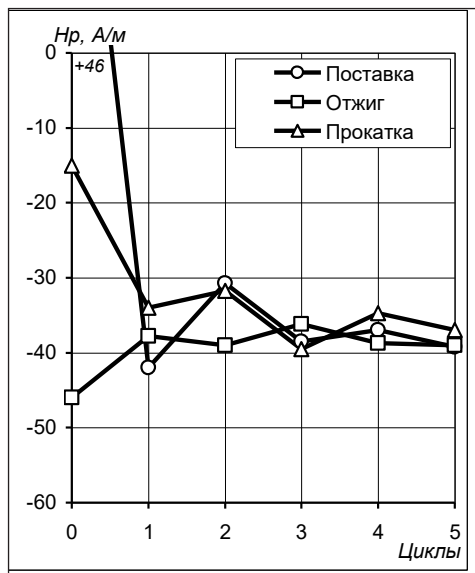


Рис. 2.14. Изменение значений параметра H_p при ТЦО стали 08пс в различном структурном состоянии

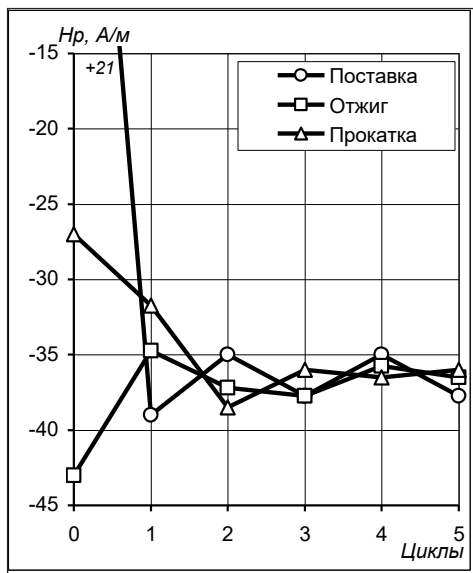


Рис. 2.15. Изменение значений параметра H_p при ТЦО стали 09Г2С в различном структурном состоянии

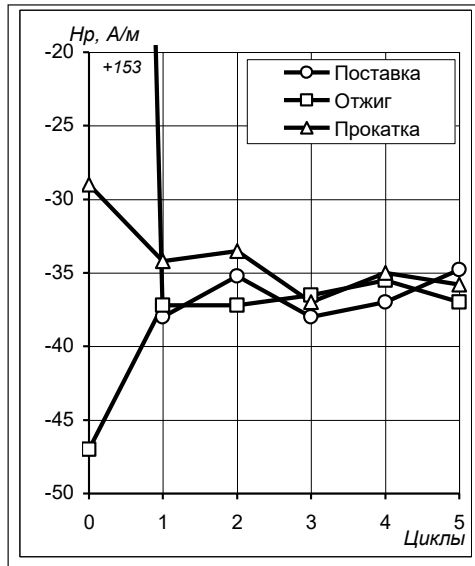


Рис. 2.16. Изменение значений параметра H_p при ТЦО стали 10ХСНД в различном структурном состоянии

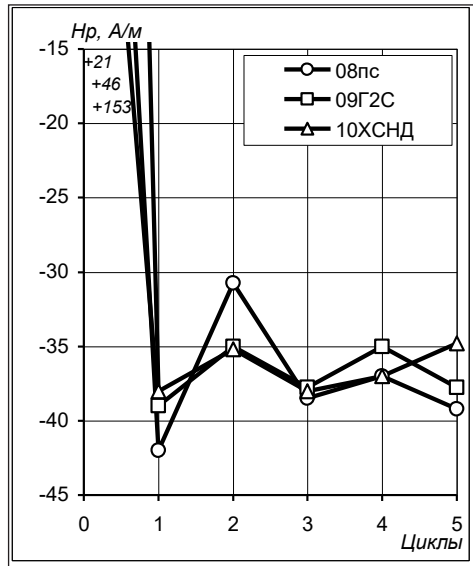


Рис. 2.17. Изменение значений параметра H_p при ТЦО сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД в состоянии поставки

На рис. 2.17 показано, что у всех лабораторных образцов, находящихся в состоянии заводской поставки, наблюдается существенное изменение параметра H_p после первого цикла термоциклической обработки. При последующих циклах отрицательные значения H_p не меняют своего знака.

Следует отметить, что независимо от марки стали после пятого цикла ТЦО разность между максимальными и минимальными значениями параметра H_p конструкционных сталей в зависимости от начального структурного состояния примерно одинакова и составляет 4 А/м, что говорит о сравнительно близком структурном состоянии исследуемых сталей после ТЦО (рис. 2.18, 2.19).

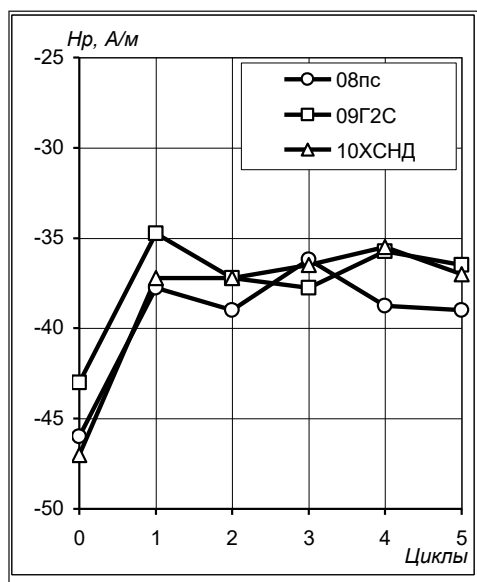


Рис. 2.18. Изменение значений параметра H_p при ТЦО сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД после отжига

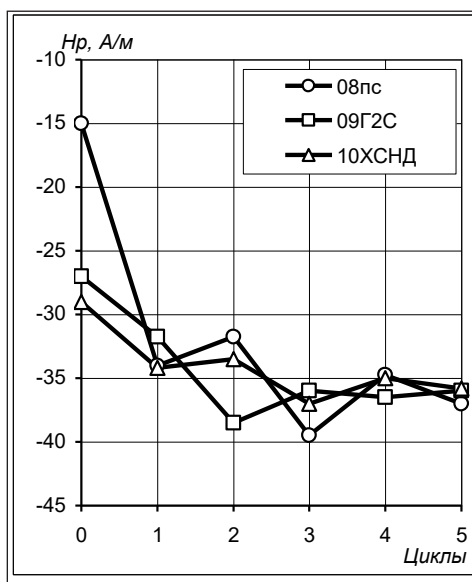


Рис. 2.19. Изменение значений параметра H_p при ТЦО сталей 08пс, 09Г2С и 10ХСНД после пластической деформации на степень 50 %

Следует подчеркнуть, что химсостав конструкционных сталей оказывает существенное влияние на магнитный параметр H_p . Из рис. 2.14–2.16 видно, что самые значительные изменения параметра H_p происходят у малоуглеродистой стали 08пс, наименьшие – у стали 10ХСНД и промежуточные – у стали 09Г2С.

Существенные изменения величины H_p отмечаются в зависимости от начальной структуры сталей. Так, например, стали с самой крупнозернистой и более равновесной структурой (поставка + отжиг) по сравнению с более мелкозернистыми сталями в состоянии поставки (см. рис. 2.17, 2.18) характеризуются меньшими изменениями H_p , начиная с первого цикла.

Конструкционным сталям, подвергнутым предварительной пластической деформации, характерны более значительные колебания напряженности магнитного поля рассеяния H_p , особенно при втором и третьем циклах термоциклической обработки (см. рис. 2.19).

Значительные изменения параметра H_p в зависимости от химсостава сталей, начальной структуры и числа циклов ТЦО, вероятнее всего, связаны со структурными изменениями в сталях, происходящими в процессе термоциклической обработки.

Микроструктурный анализ показал, что независимо от начальной структуры образцов во всех исследуемых сталях после второго цикла формируется мелкозернистая структура с разной степенью дисперсности (рис. 2.20–2.28).

Последующее увеличение числа циклов ТЦО в меньшей мере повышает степень ее измельчения, что хорошо согласуется с данными изменения магнитного параметра H_p : при увеличении количества циклов наблюдается уменьшение амплитуды колебаний контролируемого параметра H_p . Аналогичные результаты были получены в работе [33], где на сталях 30, 40 и 60 в процессе ТЦО было показано, что для формирования оптимальной микроструктуры и требуемых механических свойств достаточно пяти-шести циклов ТЦО.

Следует подчеркнуть, что после 1-го цикла термоциклической обработки формируется микроструктура с различным размером зерен. При этом в одних областях происходит большее измельчение зерен, чем в других, соседних областях. С увеличением числа циклов отмечается повышение степени дисперсности зерен уже в тех областях, в которых зерно было крупнее, и дальнейшее измельчение в областях с более мелким зерном, полученным после первого цикла «нагрев – охлаждение».

Существенное изменение значений H_p на начальных циклах ТЦО и монотонное уменьшение магнитной амплитуды при последующих можно использовать при проведении термоциклической обработки с целью контроля окончания формирования мелкозернистой структуры в малоуглеродистых и низколегированных сталях.

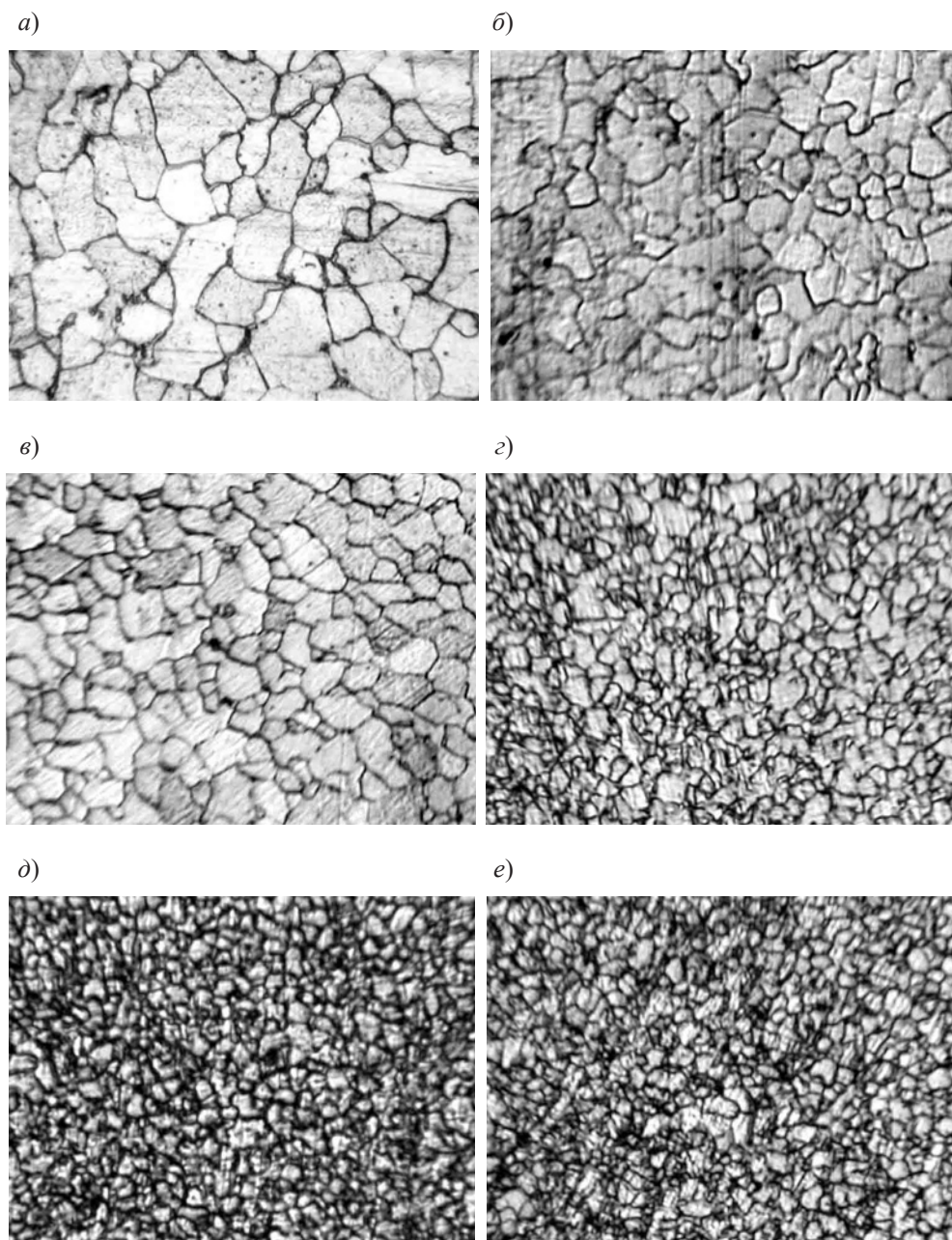


Рис. 2.20. Изменение структуры стали 08пс в процессе ТЦО:
а – состояние поставки; б–е – после 1–5-го цикла

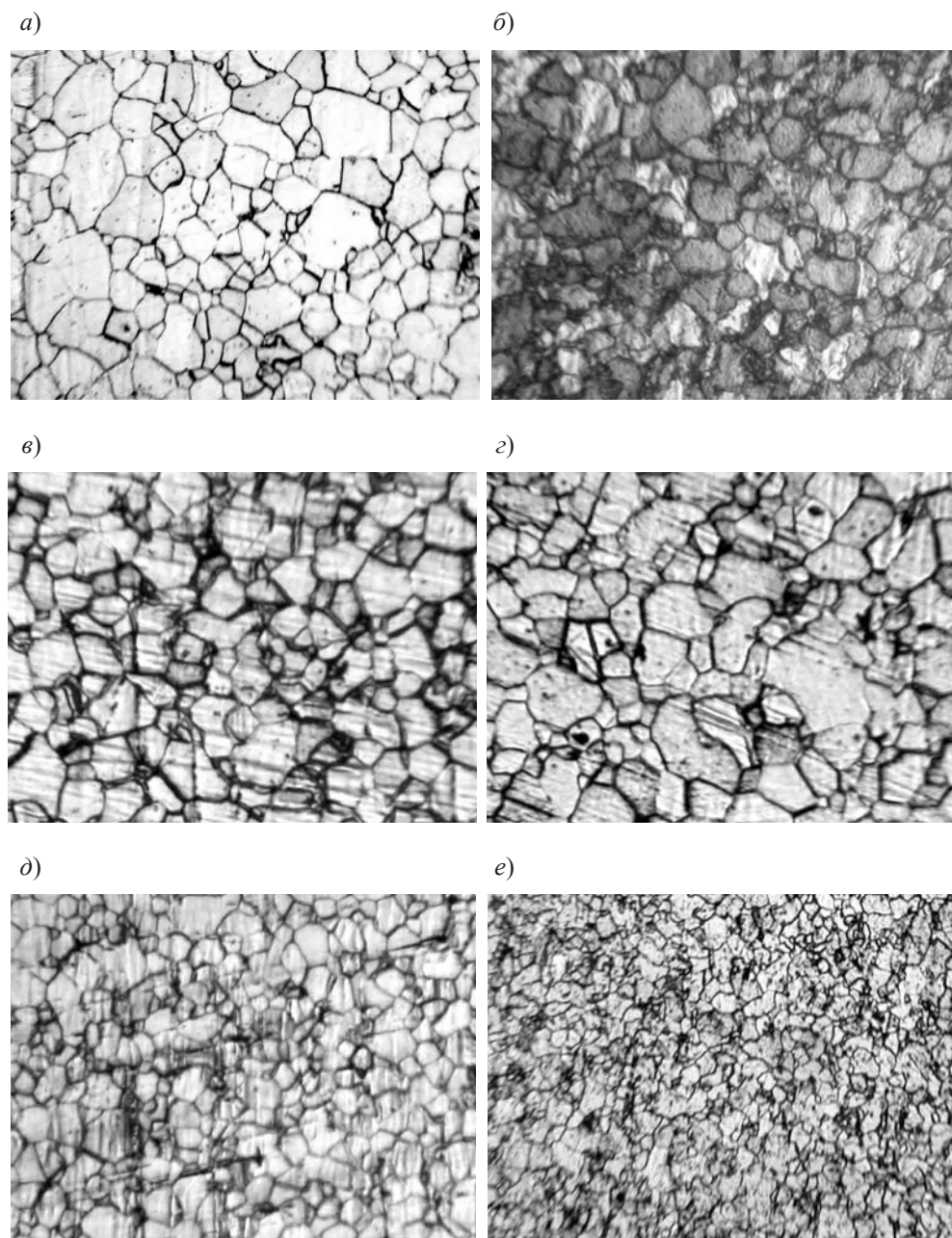


Рис. 2.21. Изменение структуры стали 09Г2С в процессе ТЦО:
а – состояние поставки; б–е – после 1–5-го цикла

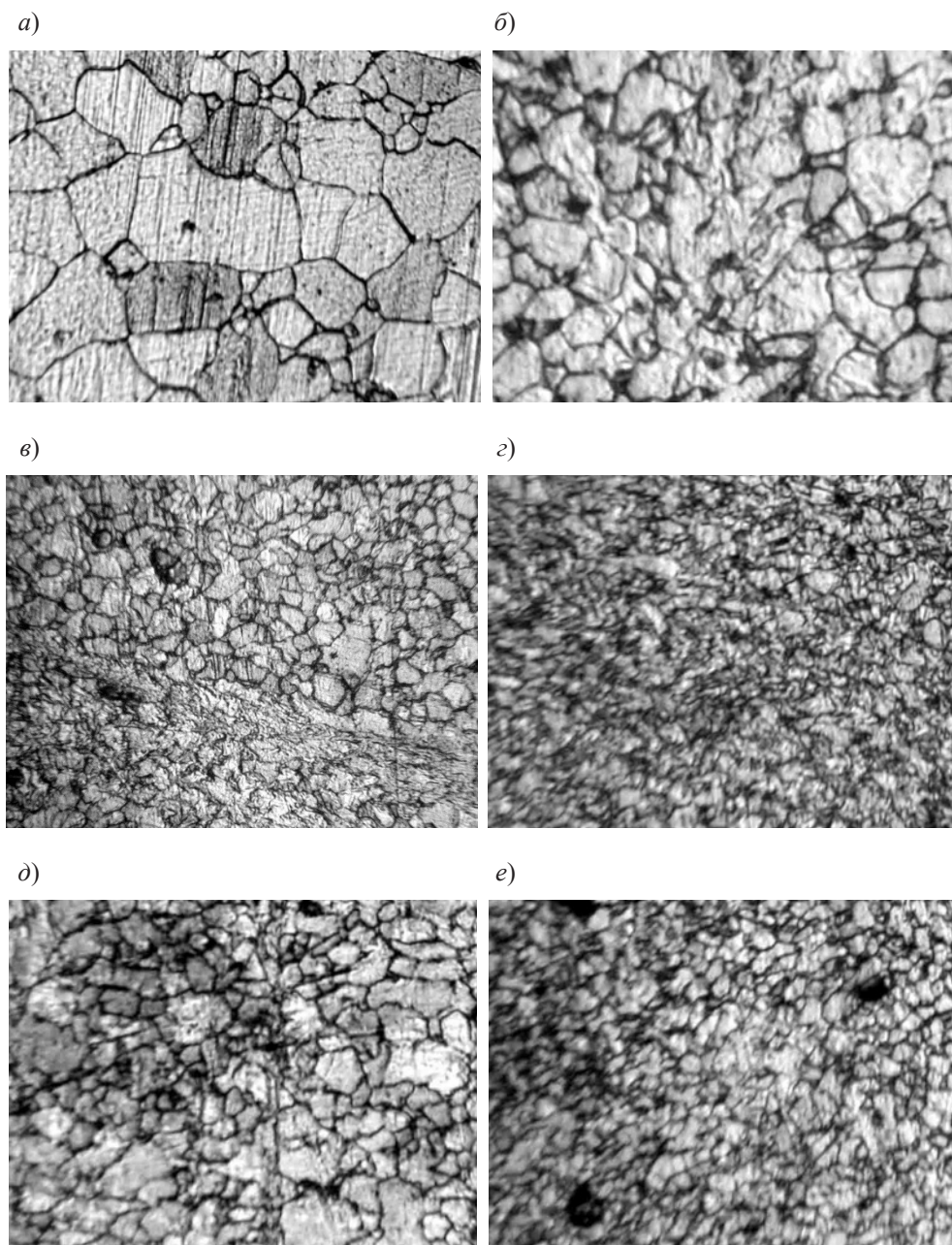


Рис. 2.22. Изменение структуры стали 10ХСНД в процессе ТПО:
а – состояние поставки; б–е – после 1–5-го цикла

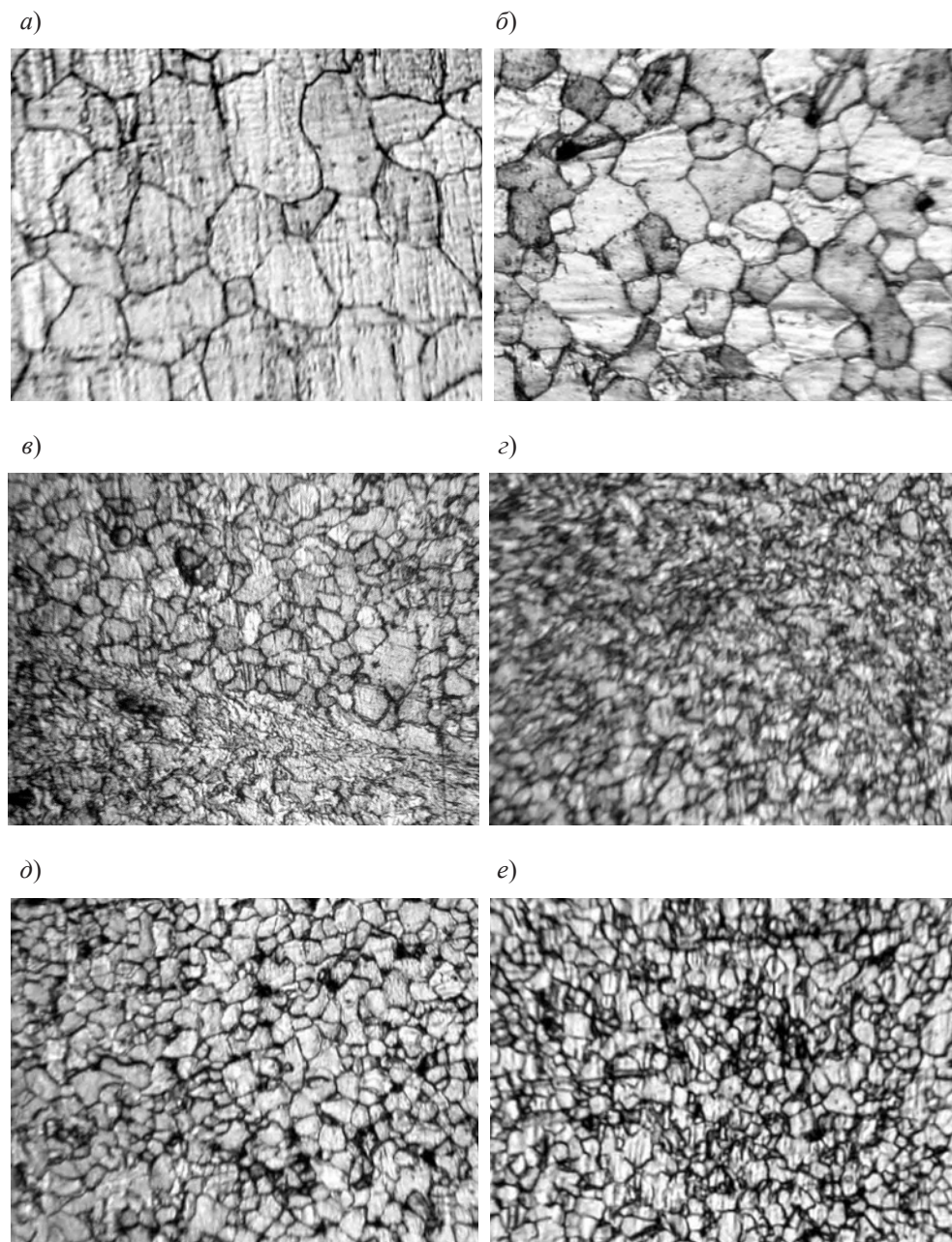


Рис. 2.23. Изменение структуры стали 08пс в процессе ТЦО:
а – состояние «поставка + отжиг при 900 °С»; б–е – после 1–5-го цикла

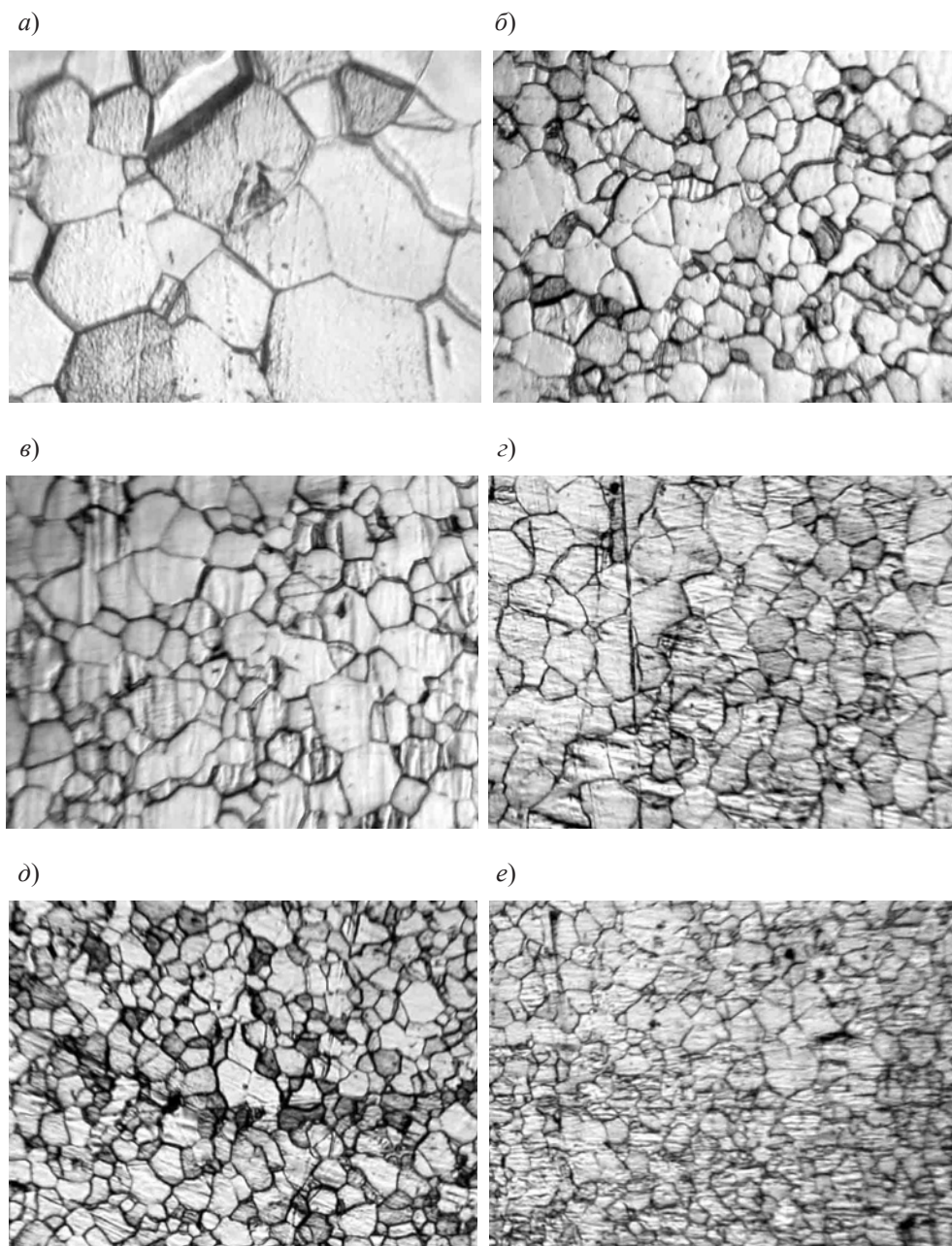


Рис. 2.24. Изменение структуры стали 09Г2С в процессе ТЦО:
а – состояние «поставка + отжиг при 900 °С»; б–е – после 1–5-го цикла

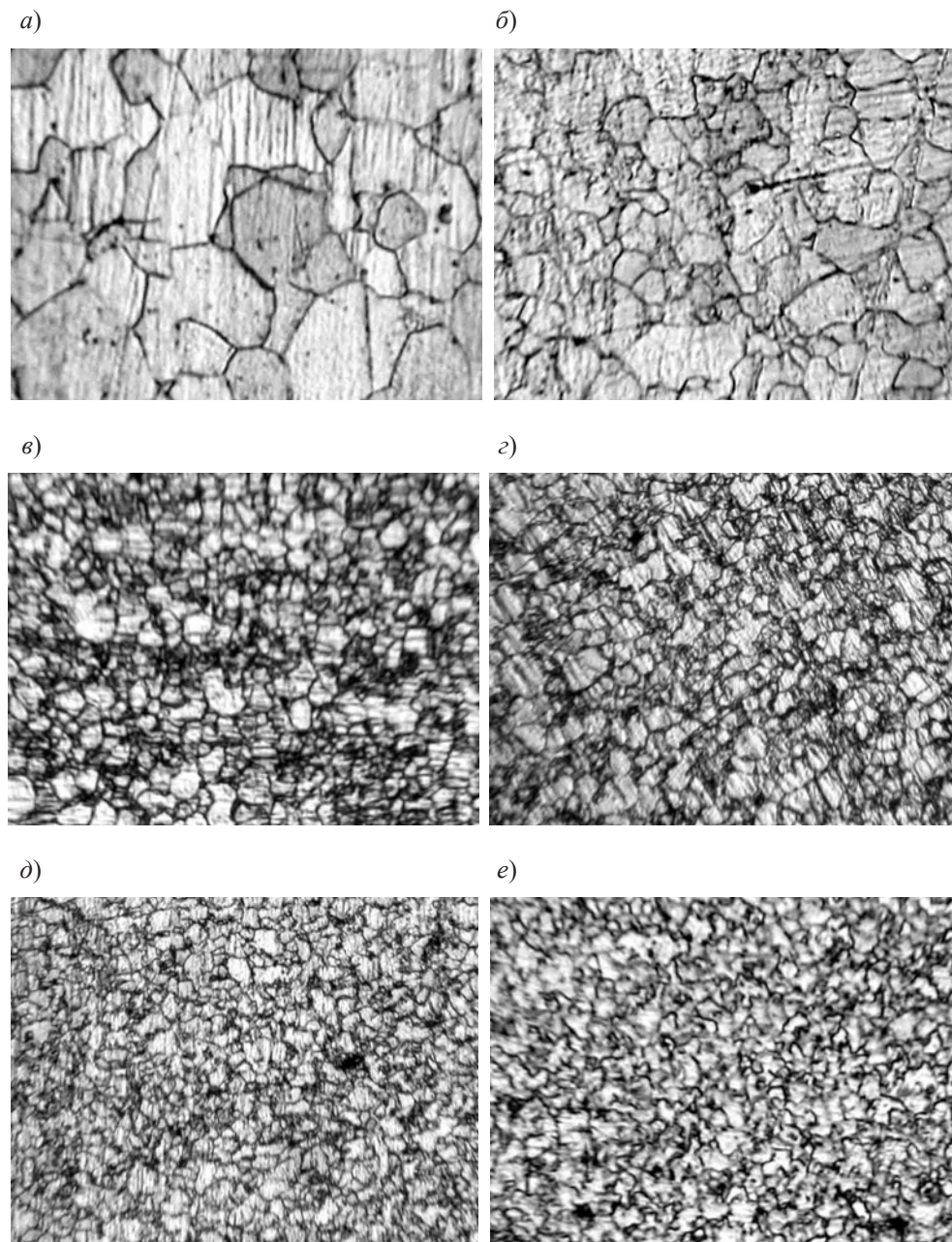


Рис. 2.25. Изменение структуры стали 10ХСНД в процессе ТЦО:
а – состояние «поставка + отжиг при 900 °С»; б–е – после 1–5-го цикла

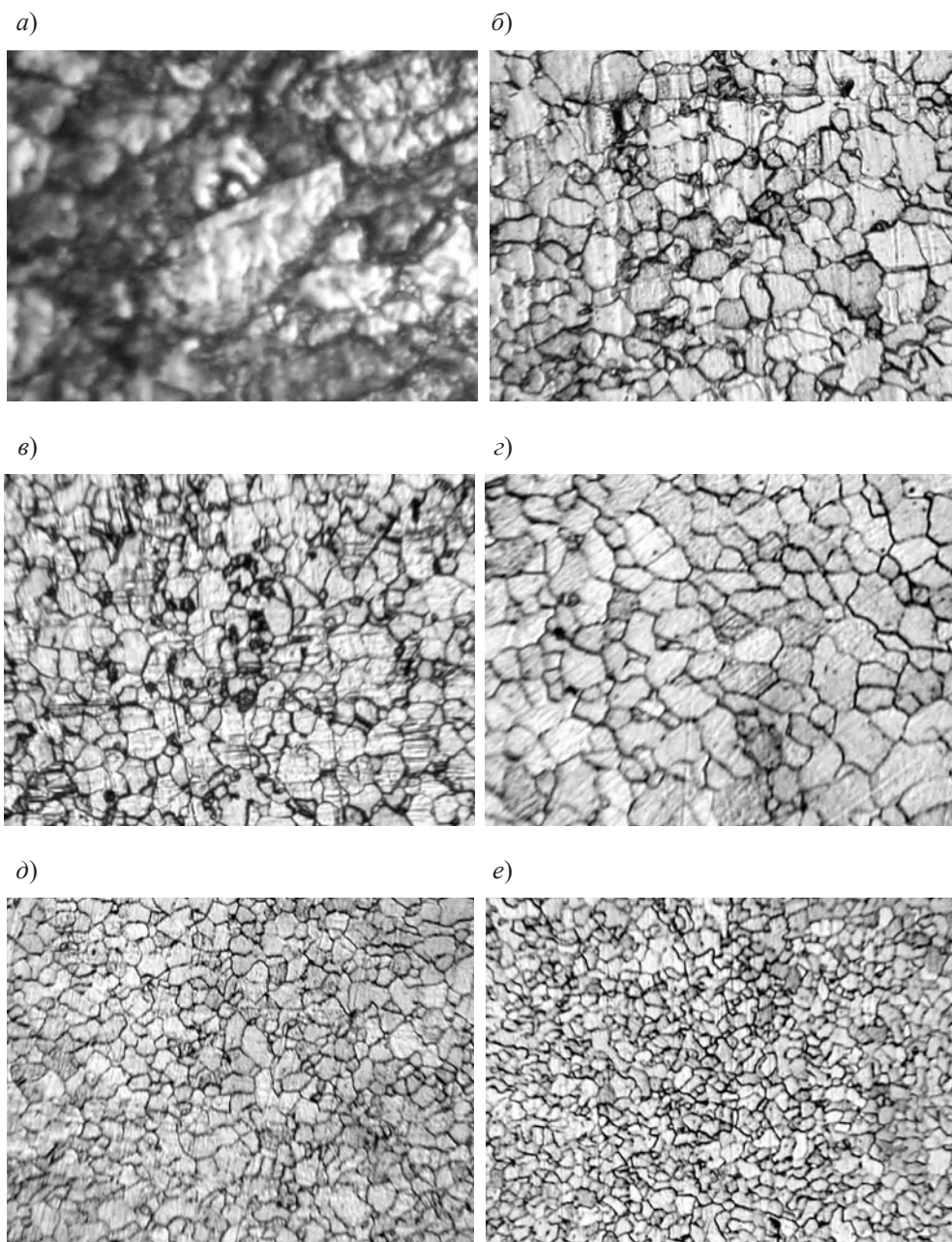


Рис. 2.26. Изменение структуры стали 08пс при ТЦО: *a* – состояние «поставка + прокатка на $\varepsilon = 50\%$ »; *б–е* – после 1–5-го цикла

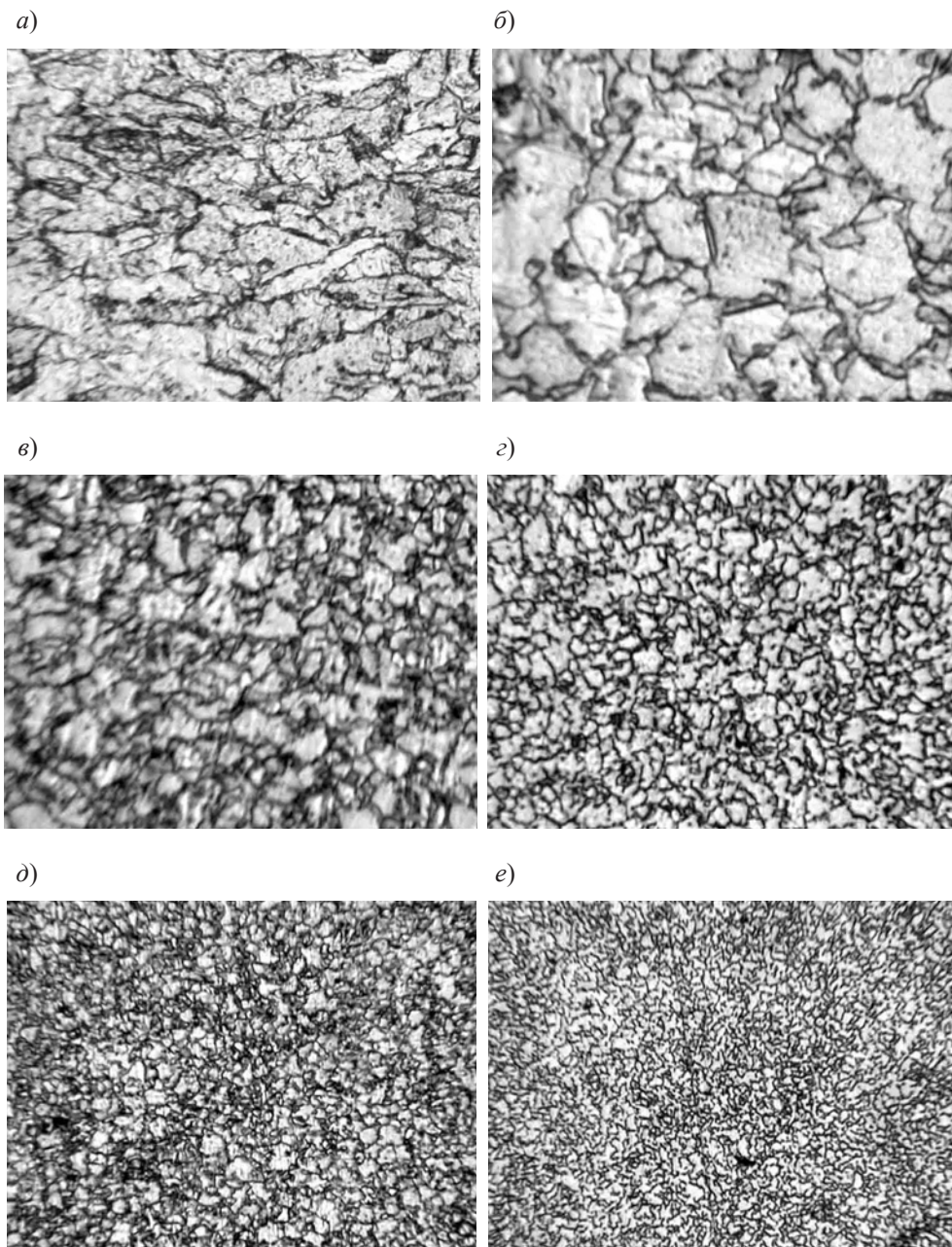


Рис. 2.27. Изменение структуры стали 08пс при ТЦО: а – состояние «поставка + прокатка на $\varepsilon = 50\%$ »; б–е – после 1–5-го цикла

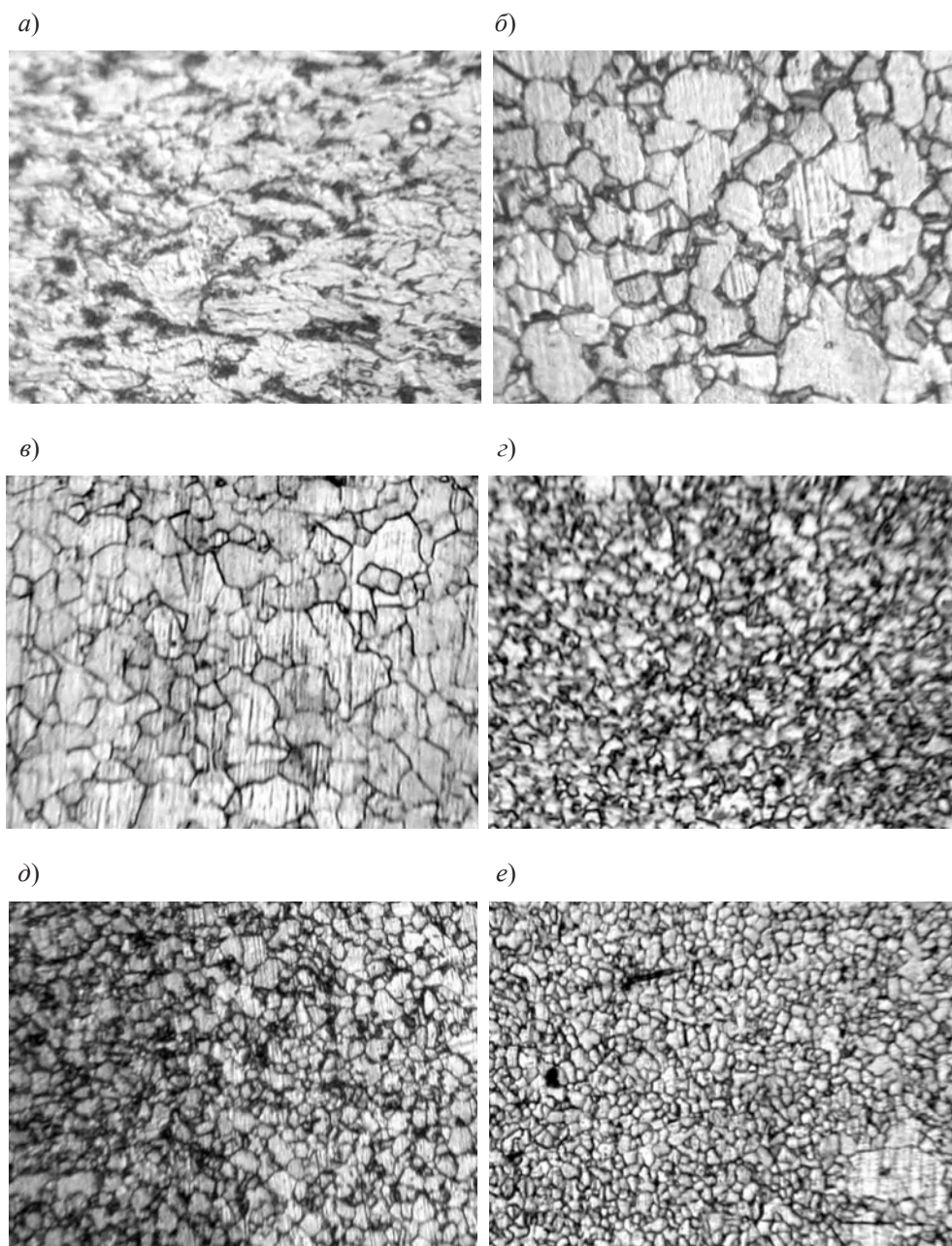


Рис. 2.28. Изменение структуры стали 10ХСНД в процессе ТЦО: *a* – состояние «поставка + прокатка на $\varepsilon = 50\%$ »; *б-е* – после 1–5-го цикла

Следует отметить, что химический состав сталей также оказывает значительное влияние на формирование мелкозернистой микроструктуры в процессе ТЦО (см. рис. 2.20–2.22): для стали 08пс разнородность значительно уменьшается после 2-го цикла, у стали 09Г2С, в которой феррит упрочнен марганцем и кремнием, – после 3-го цикла, у стали 10ХСНД, имеющей более высокую степень легированности, – после 4-го цикла, что, вероятнее всего, связано и со спецификой технологии термоциклической обработки, а также и с влиянием легирующих элементов.

Рис. 2.20, *е* отражает, что у малоуглеродистой стали 08пс в состоянии поставки после пяти циклов ТЦО образуется однородная структура с мелким зерном, хотя в некоторых областях размер зерен несколько меньше, чем в других.

Микроструктура низколегированной стали 09Г2С, в которой феррит упрочнен марганцем и кремнием, несколько отличается от структуры стали 08пс: структура в состоянии поставки имеет меньшую разнородность и размер зерен. Однако, как и для стали 08пс, после 1-го цикла обработки наблюдается измельчение структуры с разнородностью в различных областях. Конечный размер зерен после 5-го цикла также имеет меньшее значение (см. рис. 2.21).

Структура низколегированной стали 10ХСНД имеет те же закономерности измельчения, что и сталь 09Г2С, однако, вероятно ввиду большей степени легированности, ее структура после 5-го цикла обработки имеет меньший размер зерен и меньшую разнородность (см. рис. 2.22).

Такое же избирательное измельчение структуры в одних областях по сравнению с другими после 1-го цикла термоциклической обработки также было подтверждено металлографическими исследованиями в работе [36]. Дальнейшее увеличение числа циклов обработки измельчало микроструктуру во всех областях.

Таким образом, видно, что в низколегированных сталях 09Г2С и 10ХСНД после 5-кратного термоциклирования, по сравнению с малоуглеродистой сталью 08пс, формируется более мелкозернистая структура. Кроме того, в легированных сталях для получения мелкозернистой структуры без заметной разнородности требуется большее количество циклов ТЦО, чем для углеродистой стали. Вероятно, ответ необходимо искать во влиянии легирующих элементов на формирование конечной структуры стали в процессе ТЦО.

Необходимо отметить, что легированные стали отличаются тем, что термодинамическая активность углерода в них ниже, чем в углеродистых

сталях. Поэтому замедление диффузионных процессов растворения цементита и выделения его из аустенита приводит к смещению С-образной кривой изотермического распада аустенита вправо, делая более устойчивым переохлажденный аустенит. Следует отметить, что ранее описанные способы ТЦО углеродистых сталей могут быть применены без существенного изменения технологии и к легированным сталям перлитного класса, когда суммарное содержание легирующих элементов не превышает 5 %.

Влияние легирующих элементов на число циклов таково, что при увеличении их содержания в стали увеличивается и необходимое число циклов. На рис. 2.29 показана зависимость оптимального числа циклов нагрева-охлаждения стали с содержанием углерода 0,4 % от суммарного содержания легирующих элементов.

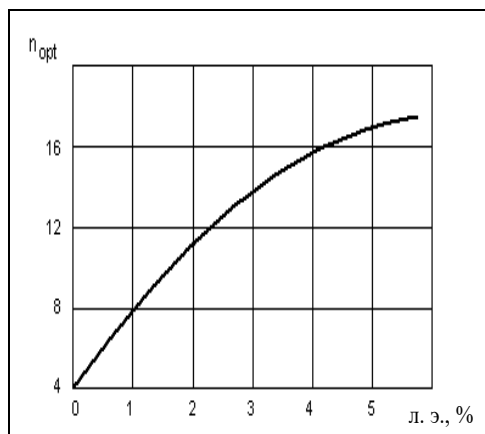


Рис. 2.29. Влияние числа циклов СТЦО для стали с содержанием углерода 0,4 % на формирование мелкозернистой структуры

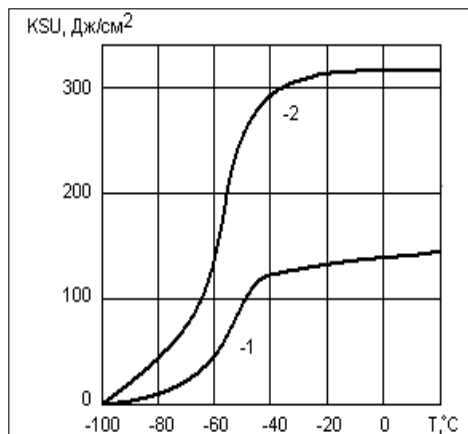


Рис. 2.30. Зависимость ударной вязкости при различных температурах испытаний для стали 15X после нормализации (1) и ТЦО (2)

Из этого следует, что способы получения мелкозернистой структуры при ТЦО применительно к низколегированным сталям следует корректировать с учетом влияния легирующих элементов. Так, режим ТЦО на наибольшую ударную вязкость стали 40X состоит из 8–9-кратных нагревов до температур на 50...70 °C выше точки A_{c1} (A_1 – это критическая температура 727 °C; говорят A_{c1} и A_{r1} , когда рассматривают процессы нагрева

и охлаждения соответственно) и охлаждений вначале на воздухе до температур на 30...50 °С ниже точки A_{r1} и далее – в масле или в воде. После ТЦО стали 15Х исходная структура резко измельчалась, при этом пластичность и ударная вязкость увеличились [37], что видно из рис. 2.30.

При ТЦО фазовые и структурные превращения в сталях сопровождаются образованием, перемещением и аннигиляцией точечных и линейных дефектов, а также перераспределением легирующих элементов [38]. В процессе термоциклирования имеющиеся дислокации приходят в движение, при этом идет образование и размножение новых дислокаций. По данным [39], при ТЦО железа увеличение плотности дислокаций начинается сразу же после начала обработки. С увеличением числа циклов (времени термоциклирования) плотность дислокаций повышается. Следовательно, эффективность ТЦО будет определяться степенью генерирования дефектов и в первую очередь дислокаций.

В процессе многократной аустенизации из-за разницы удельных объемов превращенных фаз в металле протекают процессы, свойственные нагреву слабдеформированных металлов:

- перераспределение дислокаций;
- диффузия точечных дефектов и их сток в дислокации и границы с частичной их аннигиляцией;
- формирование малоугловых границ;
- миграция малоугловых границ с поглощением дефектов;
- миграция межзеренных границ между рекристаллизованными зернами и укрупнение последних при одновременном снижении зернограничной и поверхностной энергий.

При ТЦО наблюдается резкое изменение микроструктуры, субструктуры и дислокационной структуры. Основным структурным изменением в стали является значительное измельчение зерна, будь то перлит, феррит, мартенсит или другая структура. Причем измельчение зерен, как правило, сопровождается уменьшением разности зернистости и более однородным распределением химических элементов.

Наиболее важной причиной, вызывающей подобные изменения в структуре, является интенсификация диффузионных процессов за счет усиления воздействия теплофизических факторов. В процессе термоциклирования имеющиеся дислокации приходят в движение, при этом идет образование и размножение новых дислокаций. По данным [39–43], при ТЦО железа, циркония, вольфрама, а также при низкотемпературном

термоциклировании молибдена увеличение плотности дислокаций начинается сразу же после начала обработки. На рис. 2.31 показано изменение плотности дислокаций ρ при термоциклировании. Видно, что с увеличением числа циклов (времени термоциклирования) плотность дислокаций повышается. Следовательно, эффективность ТЦО будет определяться степенью генерирования дефектов и в первую очередь дислокаций.

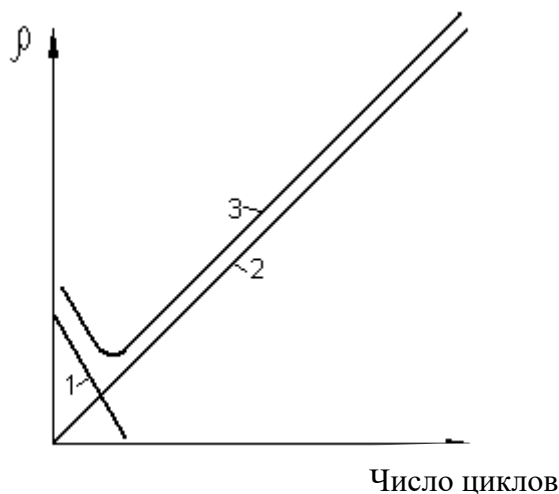


Рис. 2.31. Зависимость плотности дислокаций ρ от числа циклов ТЦО:
 1 — старые дислокации; 2 — новые дислокации;
 3 — суммарное число дислокаций

Повышение плотности дислокаций и образование полигональной субструктуры после ТЦО чистого железа [38] и малоуглеродистой стали [44] дают основание полагать, что ответственными за формирование дислокационной структуры при ТЦО сталей являются полиморфные превращения, приводящие к фазовому наклепу в основном за счет разницы удельных объемов и модулей упругости образующихся фаз. Фазовый наклеп иногда сопровождается процессами рекристаллизации, которые по мере накопления деформации монотонно повторяются от цикла к циклу [45].

Центры первичной рекристаллизации образуются в первую очередь в тех участках решетки, которые наиболее искажены, в том числе у границ

зерен и их стыков, что ведет к формированию мелкозернистой структуры. Процесс рекристаллизации при ТЦО можно представить как многократное чередование малых деформаций и рекристаллизационных отжигов.

Становится понятным, почему у низколегированных сталей 09Г2С и 10ХСНД, по сравнению с малоуглеродистой 08пс, процесс уменьшения разноструктурности смещается в сторону большего числа циклов. Это происходит потому, что у легированных сталей термодинамическая активность углерода ниже, чем в углеродистых сталях, и, следовательно, структурные изменения при ТЦО в них происходят медленнее. Поэтому влияние легирующих элементов на число циклов при ТЦО таково, что при увеличении их процентного содержания в стали требуется и увеличение числа циклов для получения равноосной мелкозернистой структуры.

Начальная структура конструкционных сталей перед ТЦО значительно влияет на конечный размер зерен. Более крупнозернистой исходной структуре сталей (поставка + отжиг при 900 °С), по сравнению со структурой в состоянии заводской поставки, соответствует и более крупнозернистая структура после ТЦО (см. рис. 2.23–2.25). На рис. 2.23 приведена структура стали 08пс после пятикратной ТЦО. Перед ТЦО образцы в состоянии заводской поставки подвергались 30-минутному отжигу при 900 °С, вследствие чего в них сформировалась равновесная структура. В этом случае, как и при ТЦО образцов в состоянии заводской поставки, после первого цикла в различных областях формируется структура с различным размером зерен. Однако разноструктурность в этом случае несколько меньше, а размер зерен – крупнее. При последующих циклах происходит дальнейшее измельчение зерен, а после пятого цикла формируется достаточно однородная структура с мелким зерном. Для низколегированной стали 09Г2С характерны такие же структурные изменения, как и для малоуглеродистой стали 08пс, однако после пятого цикла образуется более мелкозернистая структура (см. рис. 2.24). Структура низколегированной стали 10ХСНД на разных стадиях обработки, по сравнению с предыдущими сталями, имеет меньшую разноструктурность, а после пятого цикла обладает однородной мелкозернистой структурой (см. рис. 2.25).

Добавим, что с увеличением степени легированности сталей в них формируется более мелкозернистая структура как после высокотемпературного отжига, так и в состоянии поставки.

Значительное влияние начальной микроструктуры на конечный размер формирующихся зерен после ТЦО отмечалось и ранее.

Так, например, в работе [46], проведенной на стали 5 % Ni + Cr + Mo + V, установлено влияние исходной структуры на степень измельчения зерен при термоциклической обработке. Предпочтительной исходной структурой в этой стали, по сравнению с другими, была структура горячей прокатки, в которой на границах зерен феррита имелись карбиды. Авторы установили, что аустенитное превращение при нагреве обычно начинается в местах пересечений карбидов с высокоугловыми границами ферритных зерен. Рост аустенитных зерен вокруг карбидов происходит достаточно быстро, и аустенитные зерна растут до тех пор, пока они не начнут соприкасаться друг с другом. После соприкосновения дальнейший рост аустенитных зерен происходит с увеличением времени выдержки и повышением температуры.

Следовательно, при ТЦО, когда рост зерен подавлен низкими температурами аустенизации и малыми выдержками, оптимальной исходной структурой будет такая структура, которая обеспечивает максимальную плотность карбидов на высокоугловых границах ферритных зерен. В нашем случае такой возможностью могут обладать низколегированные стали 09Г2С и в большей степени 10ХСНД.

Холодная пластическая деформация перед ТЦО вносит существенные коррективы как для углеродистой стали 08пс (см. рис. 2.26), так и для низколегированных сталей 09Г2С и 10ХСНД (см. рис. 2.27, 2.28). Значительным отличием ТЦО предварительно деформированных образцов является получение более мелкозернистой структуры, чем у образцов в состоянии поставки и в состоянии (поставка + отжиг при 900 °С), что связано с активизацией структурных изменений, происходящих при нагреве и охлаждении.

Значительное измельчение структуры при ТЦО после холодной пластической деформации авторы [33] объясняют тем, что холодная деформация перераспределяет и повышает плотность несовершенств кристаллического строения дислокаций, вакансий, дефектов упаковки и, кроме того, способствует образованию и развитию мало- и высокоугловых границ. Так как дефекты кристаллической решетки сильно влияют на формирование структуры сплавов при фазовых и структурных переходах, пластическую деформацию перед ними, а также в период их прохождения можно эффективно использовать для создания оптимальной структуры при ТЦО сталей. Так, в работе [47] показано, что при ТЦО предварительно холоднодеформированных образцов возрастает число центров образующейся γ -фазы и, как следствие, интенсивно измельчается зерно аустенита. Кроме того,

при деформировании в межкритическом интервале температур в результате динамического $\gamma \rightarrow \alpha$ превращения [48] можно значительно ускорить процесс перекристаллизации, сильно наклепать составляющие структуры и измельчить зерно. Таким образом, использование предварительной холодной пластической деформации может быть эффективно при ТЦО сталей, проводимой в области перлитных превращений.

Таким образом, более выраженное прохождение структурных изменений при ТЦО холоднодеформированных конструкционных сталей и окончательное формирование равноосной мелкозернистой структуры после 3-го цикла ТЦО подтверждается изменением значений H_p при циклическом отжиге. Так, из рис. 2.19 видно, что значения H_p для всех исследуемых сталей после 4-го и 5-го циклов практически равны, что свидетельствует об окончании эффективного измельчения размера зерен и получения мелкозернистой структуры. Следовательно, с помощью пассивного феррозондового метода появляется возможность контроля формирования наиболее мелкозернистой структуры в малоуглеродистых и низколегированных строительных конструкционных сталях на ранних стадиях термоциклической обработки.

2.5. Выводы

1. Разработан новый неразрушающий метод контроля ферромагнитных материалов – пассивный феррозондовый метод, позволяющий по изменению напряженности магнитного поля рассеяния H_p выявлять локальные зоны концентрации напряжений в элементах сварных МК, сварных соединениях, замкнутых контурах, сложных узлах без предварительной подготовки поверхности зон контроля.

2. Этот метод позволяет оценить степень опасности выявленных зон КН и косвенно определить в них действующие напряжения.

3. Установлена взаимосвязь между напряженностью магнитного поля рассеяния H_p и структурными изменениями металла в процессе рекристаллизационного отжига и термоциклической обработки на примере конструкционных малоуглеродистых и низколегированных сталей 08пс, 09Г2С, 10ХСНД, что позволяет рекомендовать пассивный феррозондовый (ПФ) метод для контроля структурных изменений металла в процессе формирования оптимальной мелкозернистой структуры с разной степенью зернистости в промышленных условиях.

4. Разработаны оптимальные режимы формирования мелкозернистых структур с заданной степенью измельчения, обладающих повышенными прочностными свойствами конструкционных сталей независимо от их исходного структурного состояния (крупнозернистое, мелкозернистое, деформированное) в процессе рекристаллизационного отжига и термодатической обработки при поэтапном контроле структурных изменений пассивным феррозондовым методом.

5. Пассивный феррозондовый метод позволяет осуществлять постоянный или периодический мониторинг в опасных локальных зонах КН изменения НДС элементов сварных МК в зависимости от окружающей среды, опасного воздействия агрессивных коррозионных сред, характера и величины внешних и иных нагрузок, что снизит риск возникновения отказов и аварий.

6. Разработана методика усиления элементов сварных строительных металлоконструкций за счет проведения ТЦО в опасных зонах с поэтапным пассивным феррозондовым контролем с целью получения оптимальной мелкозернистой структуры с высокими прочностными свойствами, что позволит восстановить несущую способность длительно эксплуатируемых строительных конструкций до нормативного уровня.

Библиографический список

1. *Горицкий В. М., Хромов Д. П.* Тенденции и проблемы оценки качества сталей для строительных металлоконструкций // Контроль. Диагностика. 2005. № 9. С. 38–40.
2. *Petch, N. J.* The cleavage strength of polycrystals // J., JISI. 1953. P. 25.
3. *Hauser, F. E.* Fracture of magnesium alloys at low temperature. Trans. Met. Soc. AIME, 1956. P. 206.
4. *Шепеляковский К. З.* Упрочнение деталей машин поверхностной закалкой при индукционном нагреве. М. : Машиностроение, 1972. 138 с.
5. *Jindal, P. C.* Hall-Petch Basis for Assessing Alloy Strengthening. Trans. Met. Soc. AIME, 1969. P. 245.
6. *Sinclair, G. M.* Hall-Petch Basis for Assessing Alloy Strengthening // Trans. ASM. 1952. P. 44.
7. Сверхмелкое зерно в металлах : сб. статей ; пер. с англ. В. В. Романеева и А. А. Григорьяна ; под ред. Л. К. Гордиенко. М. : Металлургия, 1973. 384 с.
8. *Embury, J. D., Fisher, R. M.* A study of the deformation of patented steel wire. Acts Met., 1966. P. 14.
9. *Hayden, H. W., Floreen, S.* The influence of martensite and ferrite on the properties of two-phase stainless steels having microduplex structures. ASM Quart, 1968. P. 61.
10. Справочник по кранам : в 2 т. / под ред. М. М. Гохберга. Л. : Машиностроение, 1988. Т. 1. Характеристики материалов и нагрузок. Основы расчета кранов, их приводов и металлических конструкций ; под ред. М. М. Гохберга. 536 с.
11. *Соколов С. А., Карзов Г. П.* Прочность и долговечность металлических конструкций ПТМ. Л. : ЛПИ, 1989. 88 с.
12. *Болдырев А. М.* Технология сварки в строительстве. Воронеж : ВГУ, 1987. 196 с.
13. *Безлюдько Г. Я., Мужичицкий В. Ф., Попов Б. Е.* Магнитный контроль (по коэрцитивной силе) НДС и остаточного ресурса стальных МК // Заводская лаборатория. Диагностика материалов. 1999. № 9. Т. 65. С. 53–57.
14. *Гордиенко В. Е., Гордиенко Е. Г., Овчинников Н. В.* [и др.]. Методика оценки технического состояния металлоконструкций грузоподъемных кранов с применением пассивного феррозондового метода // Вестник гражданских инженеров. 2011. № 3 (28). С. 92–95.
15. *Гордиенко В. Е., Гордиенко Е. Г., Кузьмин О. В.* [и др.]. Магнитный контроль несущей способности сварных металлоконструкций строительных машин // Контроль. Диагностика. 2012. № 2 (164). С. 20–25.
16. *Гордиенко В. Е.* Мониторинг технического состояния сварных несущих металлических конструкций промышленных зданий, дорожных, строительных и подъемно-транспортных машин // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 2 (31). С. 206–209.
17. *Гордиенко В. Е., Гордиенко Е. Г., Овчинников Н. В.* [и др.]. Пассивный феррозондовый контроль технического состояния металлических конструкций грузоподъемных кранов // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 5. С. 48–49.

18. *Gordienko, V., Gordienko, E., Smirnova, E.* Applied Aspects of Low-Carbon and Low-alloy Steel Recrystallization // *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*. 2015. N 11(10). P. 1075–1083.
19. *Гордиенко В. Е., Трунова Е. В., Абросимова А. А., Шананина Н. В.* Пассивный феррозондовый контроль длительно эксплуатируемых сварных металлоконструкций с коррозионными повреждениями // *Вестник гражданских инженеров*. 2016. № 3 (56). С. 193–197.
20. *Гордиенко В. Е., Абросимова А. А., Щербаков А. П., Трунова Е. В.* Пассивный феррозондовый и контроль и расчет сварных металлоконструкций строительных машин с учетом кинетики развития коррозионных повреждений : моногр. СПб. : СПбГАСУ, 2018. 168 с.
21. *Gordienko, V.* Magnetic control of structural changes in structural steels during plastic deformation // *E3S Web of Conferences*. 2020. V. 164. A. N. 08023.
22. *Gordienko, V., Chernykh, A., Repin, S.* Influence of recrystallization annealing regime on the formation of a fine-grained structure in structural steels // *E3S Web of Conferences*. 2020. V. 164. A. N. 08021.
23. *Gordienko, V., Chernykh, A., Kazakevich, T.* [et al.]. Effect of thermal cycling modes on magnetic properties of building steels // *12th International Conference on Contemporary Problems of Architecture and Construction*. [November 25–26, 2020, Saint Petersburg, Russia]. P. 5.
24. *Gordienko, V., Repin, S., Vorobiev, A., Abrosimova, A.* Structural changes in structural steels during thermal cycling // *Architecture and Engineering*. V. 6. Issue 2 (2021). P. 70–76.
25. *Gordienko, V., Repin, S., Abrosimova, A.* Improving the reliability of metal structures of transport and technological machines during operation in the Arctic // *Transportation Research Procedia, International Conference on Arctic transport accessibility : networks and systems*. 2021.
26. *Дубов А. А.* Диагностика котельных труб с использованием магнитной памяти металла. М. : Энергоатомиздат, 1995. 111 с.
27. *Большаков В. Н., Горбаш В. Г., Оленович Т. В.* Влияние механических напряжений на локальную остаточную намагниченность // *Известия АН БССР*. 1980. № 1. С. 109–112.
28. *Горкунов Э. С., Новиков В. Ф., Ничипурук А. П.* [и др.]. Устойчивость остаточной намагниченности термически обработанных стальных изделий к действию упругих деформаций // *Дефектоскопия*. 1991. № 2. С. 68–76.
29. *Дубов А. А.* Исследование свойств металла с использованием метода магнитной памяти // *Горный вестник*. 1998. № 4. С. 135.
30. *Новиков В. Ф., Долгих Е. В.* О магнитоупругом гистерезисе в сплавах железа с тербием // *Физика металлов и металловедение*. 1980. Т. 49. Вып. 2. С. 292–295.
31. *Новиков В. Ф., Долгих Е. В., Конопелько А. М.* О новом виде памяти к механическим напряжениям // *Проблемы освоения нефтегазовых ресурсов Западной Сибири*. 1979. С. 38.
32. *Chaudhari, P.* Antiphase Domains in Long-Period Superlattices. *Science and Technology*, 1968. P. 42–44, 46–49.

33. Федюкин В. К., Смагоринский М. Е. Термоциклическая обработка металлов и деталей машин. Л. : Машиностроение, 1989. 255 с.
34. Новиков И. И. Теория термической обработки металлов. М. : Металлургия, 1978. 392 с.
35. Самоходский А. И., Кунявский М. Н., Кунявская Т. М. [и др.]. Металловедение. М. : Металлургия, 1990. 416 с.
36. Портер Л. Ф., Добковски Д. С. Регулирование размера зерна термоциклированием : пер. с англ. В. В. Романеева и А. А. Григорьяна ; под ред Л. К. Гордиенко // Сверхмелкое зерно в металлах : сб. статей. М. : Металлургия. 1973. С. 135–163.
37. Федюкин В. К. Термоциклическая обработка сталей и чугунов. Л. : ЛГУ, 1977. 143 с.
38. Иванцов И. Г., Блинкин А. М. Влияние $\alpha \rightarrow \gamma$ -превращения на дислокационную структуру чистого железа // Мат-лы совещания по вопросам получения и исследования свойств чистых металлов. Харьков, 1977. С. 84–85.
39. Гарбер Р. И., Харитонов Ж. Ф. Некоторые особенности внутреннего трения при $\alpha \rightarrow \gamma$ -превращении железа // Физика металлов и металловедение. 1968. Т. 26. № 5. – С. 888–893.
40. Савицкий Е. М., Бурханов С. Т., Тетюева Т. В. [и др.]. Влияние термоциклической обработки на тонкую структуру и свойства монокристаллов молибдена // Монокристаллы тугоплавких и редких металлов. М. : Наука, 1971. С. 119–124.
41. Гарбер Р. И., Харитонова Ж. Ф., Ажажа В. М. [и др.] Изменение дислокационного строения и скорости рекристаллизации при многократном $\alpha \leftrightarrow \beta$ -превращении циркония // Физика металлов и металловедение. 1971. Т. 31. № 3. С. 578–583.
42. Савицкий Е. М., Бурханов С. Т., Тетюева Т. В. [и др.] Эффекты термоциклирования монокристаллов сплавов вольфрама и молибдена // Докл. АН СССР, 1971. Т. 198. № 2. С. 373–376.
43. Yamashita, T., Taneda Y. Transmission electron microscopic observation of dislocation resulting from allotropic transformation of pure iron // Journ. of the physical society Jap. 1962. Vol. 17. P. 527–531.
44. Юшкевич П. М., Криштал М. А., Верховский С. Н. [и др.] Влияние многократной закалки на текстуру и механические свойства низкоуглеродистой стали // Специальные стали и сплавы. 1975. № 4. С 41–44.
45. Маслакова Т. М. Влияние термоциклирования ($\gamma \leftrightarrow \alpha$) на свойства мартенситно-старееющей стали // Металловедение и термическая обработка металлов. 1978. № 12. С. 23–27.
46. Speich, G. R. Formation of Austenite from Ferrite and Ferrite-Carbide Aggregates. Trans. Met. Soc. AIME, 1983. P. 245.
47. Дьяченко С. С., Кузьменко Е. А., Поляничка А. И. Особенности влияния холодной деформации и ТЦО на структуру и свойства низкоуглеродистых сталей // Мат-лы конф. «Термоциклическая обработка металлических изделий». Л. : 1982. С. 18–19.
48. Бокштейн С. З. Диффузия и структура металлов. М. : Металлургия, 1973. 206 с.

Глава 3. ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ МНОГОСЛОЙНЫХ ДЕРЕВОПЛИТ

Е. И. Рыбнов, А. Г. Черных, П. С. Коваль

В строительной отрасли применяются различные виды плитных (панельных) конструкций на основе древесины. Они широко представлены как в эксплуатирующихся, так и во вновь возводимых зданиях. В связи с этим нередко возникают задачи экспериментального исследования свойств таких плит, в том числе в процессе обследования.

3.1. Исследования и применение в строительстве панелей и плит на основе древесины

В качестве многослойных плит покрытий и перекрытий, стеновых панелей применяются многочисленные варианты конструкций с деревянным каркасом (как правило, из досок) и обшивками из листовых материалов – фанеры, цементно-стружечных плит, асбестоцементных плит и т. п. [1–6]. Впервые подобные конструкции разрабатывались на основе практического опыта строительства. Впоследствии теоретической основой для их дальнейшего развития послужили труды в области теории упругости изотропных и анизотропных пластин, анизотропии механических свойств древесины, проведенные Н. И. Мухелишвили, С. П. Тимошенко, С. Войновским-Кригером, С. Г. Лехницким, С. А. Амбарцумяном, Б. Г. Галеркиным, Е. К. Ашкенази, Г. А. Гениевым, Б. А. Освенским, А. Н. Митинским, Ю. С. Соболевым, А. Л. Рабиновичем, А. П. Павловым, Ф. П. Белянкиным, Ю. М. Ивановым, Е. Н. Серовым, В. Н. Глухих и др. [7–30]. Разработкой новых типов многослойных плит и панелей на основе древесины занимались П. А. Дмитриев, В. И. Жаданов, И. С. Инжутов, Р. Б. Орлович, Д. А. Украинченко, М. М. Жербин, Н. П. Борисова [31–38]. В. П. Стуковым, В. И. Кулишем [39–43] предложены конструктивные решения для ребристых пролетных строений автодорожных мостов с использованием клееных деревянных ребер и железобетонных плит, проведены их теоретические и экспериментальные исследования. В работах

Б. В. Лабудина, Е. В. Попова рассмотрено влияние податливости связей между обшивками и ребрами стеновых панелей различной конструкции на их совместную работу [44–46]. Несущая способность и деформативность составных стеновых панелей с деревянным каркасом и обшивками из листовых материалов как элементов многослойных ограждающих конструкций изучены А. Г. Черных, А. С. Черных, С. Г. Каратаевым, Е. В. Даниловым, К. С. Григорьевым, П. С. Ковалем [47–50]. Авторами разработан ГОСТ на соответствующие конструкции [51].

Активно развивается производство перекрестно-клееных плит из древесины (плиты ДПК по [52]; *англ.* – Cross-Laminated Timber, CLT). В 2020–2021 гг. в северо-западной части России введены в эксплуатацию два крупных завода, изготавливающих ДПК: «Ладожский ДСК» (производственная мощность до 120 тыс. м³ в год) и «Сокол СиЭлТи» (производственная мощность до 50 тыс. м³ в год); имеется несколько небольших предприятий. Такие плиты применяются в конструкциях стен, покрытий и перекрытий малоэтажных и многоэтажных зданий [53–59], в качестве настилов мостов [60, 61]. Т. П. Черновой изучена совместная работа CLT-плиты и клееных деревянных ребер, соединенных при помощи податливых связей [44, 62, 63].

Производством освоены перекрестные дощато-гвоздевые панели МНМ (*нем.* – Massiv-Holz-Mauer), применяемые в качестве несущих стен и перегородок малоэтажных зданий. Это панельные конструкции из 5–15 взаимно перпендикулярных слоев досок толщиной 23–24 мм [64–66]. Сплачивание элементов выполняется алюминиевыми гвоздями по пласти.

В 1930-х широкое применение нашли гвоздевые деревоплиты (ГД), которые чаще других конструкций применялись для создания настилов покрытий промышленных зданий [67]. ГД представляют собой ряд досок, поставленных на ребро вплотную друг к другу и сплоченных гвоздями. Такие плиты обладают следующими достоинствами: простота технологического процесса изготовления (монтажа), относительная легкость, возможность применения без дополнительного утепления, высокая огнестойкость, значительные несущая способность и жесткость, отсутствие необходимости устраивать скатные связи в покрытии за счет образования жесткого диска [68–71]. Кроме того, в период индустриализации древесина была относительно дешева, а для ГД допустимо применять в том числе низкосортные пиломатериалы и обрезки. Методика расчета деревоплит по балочной схеме была предложена В. Г. Писчиковым, В. А. Замараевым, М. Е. Каганом [70].

Основным недостатком ГД является возможность загнивания древесины за счет конденсации пара в швах между элементами плиты [67]. В связи с этим в СНиП II-В.4–62 было запрещено применение деревоплиты в покрытиях и перекрытиях зданий [72]. Однако более значимым фактором, повлиявшим на отказ от применения ГД, оказалось распространение эффективных утеплителей и развитие ребристых многослойных ограждающих конструкций на основе древесины. В специализированных нормах по проектированию мостов и труб положения, относящиеся к ГД, сохраняются [73]. Как правило, плиту рекомендуют проектировать ребристой, а поверх нее укладывать железобетонное либо асфальтобетонное покрытие [39–43, 68, 74–79]. Это приводит к снижению материалоемкости, коэффициента армирования плиты и упрощению производства бетонных работ, так как при этом не требуется устраивать опалубку. ГД активно применяются в строительстве автодорожных и пешеходных мостов в странах Европы [61, 80–84], Северной Америки [85–87], Тихоокеанского региона [88–93]. В Канаде в связи с широким распространением ГД при строительстве зданий [94] разработаны нормы и рекомендации по проектированию таких конструкций для покрытий и перекрытий [95].

В последние десятилетия появились новые конструктивные решения деревоплит, устраняющие их недостатки. Практически исключает возможность загнивания древесины ГД правильная изоляция конструкции от влаги, а также применение в составе многослойного пирога покрытия эффективных утеплителей. Сплачивание пиломатериалов при помощи винтов, а также напрягаемой арматуры обеспечивает плотное прилегание элементов друг к другу [61, 95, 96], что не позволяет образовываться пустотам и щелям, в которых может появляться конденсат. Кроме того, жесткость и несущая способность такой конструкции оказываются выше. Многослойные плиты настила, изготовленные из уложенных на ребро досок с пиленными либо строгаными поверхностями или клееных деревянных элементов, удерживаемых вместе силами трения от предварительного напряжения, называются предварительно напряженными многослойными деревоплитами (ПНД) [52]. Также указанная конструкция известна как поперечно обжатая деревоплита [78], в англоязычной литературе – Stress-Laminated Timber Deck или SLTD [85, 87], в немецкоязычной – Quervorgespannte Holzplatte или QS-Holzplatte [97]. Плита может выполняться из цельной или клееной древесины, LVL [88, 89], комбинированных элементов из металла

и древесины [91], а соединители – из полимерной [87] высокопрочной стальной арматуры [81, 85] либо тросов [83, 87]. Общий вид и конструкция ПНД представлены на рис. 3.1 и 3.2.



Рис. 3.1. Общий вид моста с предварительно напряженной многослойной древесиной. Мост Большого Эрика на р. Гурон (Big Eric's Bridge, Huron river) [87]

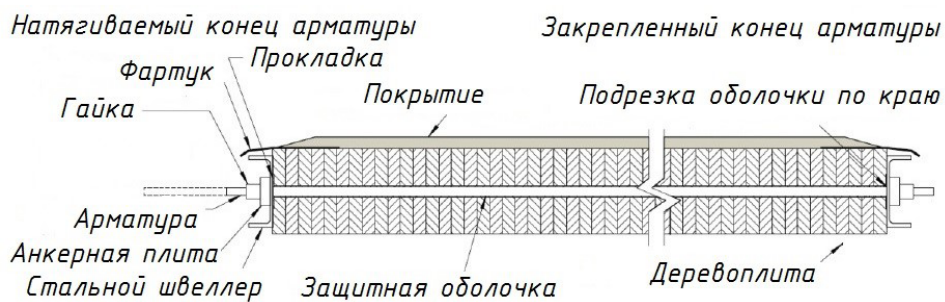


Рис. 3.2. Конструкция предварительно напряженной многослойной деревоплиты, поперечное сечение

Как правило, такие плиты используются для пролетных строений мостов, однако возможно также и другое их применение, например, для устройства труб под проезжей частью автомобильных дорог [97], покрытий и перекрытий [98].

3.2. Постановка задачи об испытании панелей и плит на основе древесины на изгиб

При испытаниях деревянных конструкций на изгиб рекомендуется определять прогибы в середине пролета, в опорных узлах, а также в четвертях пролета [99]. Эти рекомендации в полной мере справедливы для плоских стержневых конструкций. Однако для крупноформатных плоскостных объектов (панелей и плит), находящихся в условиях сложного НДС, задача определения деформаций системы более трудоемка по сравнению с простыми балочными элементами. Например, в случае ПНД, свободно опертой по двум сторонам и нагруженной сосредоточенной поперечной силой, изгиб конструкции происходит в двух направлениях, т. е. не является цилиндрическим [82, 87, 100–104]. Аналогичная работа характерна для плит ДПК в перекрытиях зданий с безригельным каркасом, а также для стеновых панелей, шарнирно закрепленных по контуру [47–50]. Возникает необходимость измерения прогибов в большем количестве точек, а для некоторых случаев – во всех точках. Причем последующий анализ результатов испытаний может быть осложнен за счет взаимных сдвигов элементов составной конструкции [80, 105, 106]. Использование при этом прогибомеров не позволит получить необходимую полноту экспериментальных данных для построения изогнутой поверхности плиты.

Важно отметить, что результаты экспериментальных исследований деформативности плитных конструкций могут применяться для оценки их работы не только по второй, но и по первой группе предельных состояний. Для определения НДС плиты необходимо записать функцию ее прогибов $w(x; y)$, т. е. выполнить построение изогнутой поверхности [7, 16, 30, 107, 108]. Следовательно, вычисление внутренних усилий и напряжений возможно только при правильном определении прогибов в каждой точке.

Существующие методики расчета ПНД, ДПК не учитывают реальной расчетной схемы конструкции, заменяя плиту балкой фиктивной

ширины [61, 81, 88, 89]. Результаты расчета несущей способности и деформаций плиты по разным методикам получаются различными для одинаковых условий работы [109].

Согласно данным, полученным в ряде исследований [83, 109–112], наблюдаются значительные отклонения расчетных прогибов конструкции от экспериментальных, в отдельных случаях – в сторону занижения значений.

Таким образом, возникает задача разработки методики определения вертикальных деформаций крупноформатных плоскостных объектов (плит на основе древесины), находящихся в условиях сложного НДС.

3.3. Методика экспериментального определения прогибов плит методом сплошного лазерного сканирования

А. Г. Черных и П. С. Ковалем была разработана методика экспериментального определения вертикальных деформаций (прогибов) крупноформатных плоскостных объектов (ПНД, иных плит на основе древесины) методом сплошного лазерного сканирования изгибаемой поверхности [104, 106]. Особенности методики:

- вертикальные деформации определяются лазерным сканером, а обработка результатов производится в специализированном программном обеспечении;
- шаг точечной сетки сканирования поддается регулированию, а количество точек практически не ограничено;
- возможность проведения эксперимента до разрушения образца;
- точность измерений лазерным сканером до 10^{-5} м;
- отсутствует возможность перемещать сканер во время съемки либо между ступенями нагружения одного образца.

Алгоритм определения деформаций приведен на рис. 3.3.

Результаты лазерного сканирования (эксперимента) включают в себя фотофиксацию испытательных образцов на каждой ступени нагружения, совмещенную с облаками точек с определенными координатами. Полученные данные позволяют строить изогнутую поверхность плиты, а также при необходимости – профили по любым сечениям.

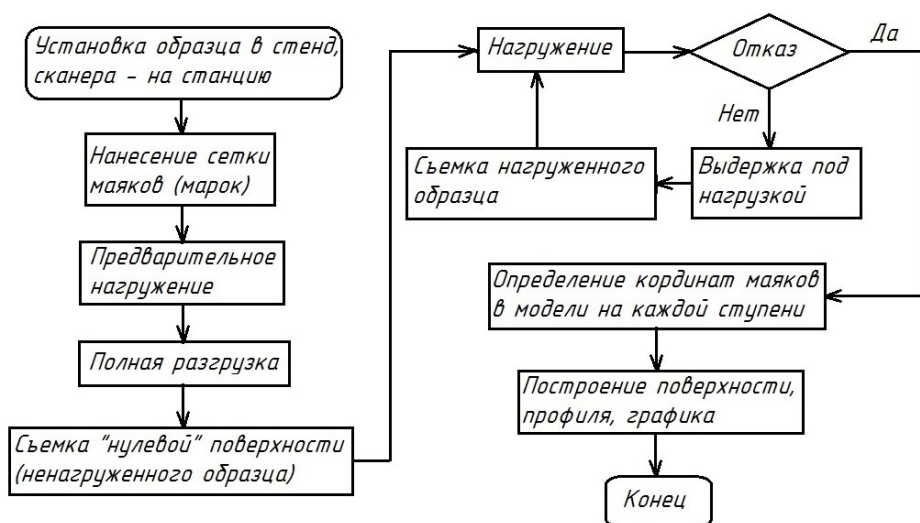


Рис. 3.3. Алгоритм экспериментального определения вертикальных деформаций методом сплошного лазерного сканирования

3.4. Экспериментальное исследование предварительно напряженных многослойных деревоплит

Экспериментальное исследование деформативности ПНД производилось в форме многофакторного эксперимента (МФЭ). Испытания проводились по плану Бокса ВЗ [113–115]. В качестве переменных факторов были выбраны ширина плиты, шаг растянутых стержней (следовательно, и их количество), усилие натяжения стержней. Каждый фактор варьировался на трех уровнях. Значения переменных факторов МФЭ приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Переменные факторы МФЭ по плану Бокса ВЗ

Параметр	Значение для фактора		
	Ширина	Шаг	Натяжение
Единица измерения	м (шт. досок)	м	<i>H</i>

Окончание табл. 3.1

Параметр		Значение для фактора		
		Ширина	Шаг	Натяжение
Обозначение	Натуральное	b	s	F
	Кодовое	x_1	x_2	x_3
Уровни варьирования	Нижний (-)	0,945 (21)	0,250	7650 (35)
	Средний (0)	1,395 (31)	0,500	15300 (70)
	Верхний (+)	1,845 (41)	0,750	22950 (105)
Интервал варьирования		0,450 (10)	0,250	7650 (35)

Условия проведения испытаний, материалы образцов, их толщина, пролет, а также способ нагружения оставались неизменными. Значения постоянных факторов МФЭ приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Постоянные факторы МФЭ

Наименование	Ед. изм.	Значение
Температура воздуха	°С	20
Влажность воздуха	%	60
Материал стержней (резьбовых штанг по DIN 975)	–	Сталь
Номинальный диаметр винтовых стержней (резьбовых штанг по DIN 975) по резьбе	мм	12
Рабочий диаметр (резьбовых штанг по DIN 975)	мм	10,7
Класс прочности (резьбовых штанг по DIN 975)	–	8.8
Длина стержней (резьбовых штанг по DIN 975)	мм	2000
Материал распределительных траверс-шайб	–	Сталь
Диаметр распределительных траверс-шайб	мм	96,0

Окончание табл. 3.2

Наименование	Ед. изм.	Значение
Порода древесины элементов ПНД	–	Сосна
Сорт пиломатериалов	–	2
Размеры поперечного сечения элементов плиты (досок)	мм	45×120
Длина элементов (досок)	мм	3000,0
Пролет плиты (в свету)	мм	2760,0
Влажность древесины	%	12,0

Для значений переменных факторов была составлена матрица планирования эксперимента (табл. 3.3).

Таблица 3.3

Матрица планирования

№ п/п	b , м (×1)	s , м (×2)	F , H (×3)
1	1,845 (+1)	0,25 (–1)	22 950 (+1)
2	1,845 (+1)	0,25 (–1)	7650 (–1)
3	1,845 (+1)	0,50 (0)	15 300 (0)
4	1,845 (+1)	0,75 (+1)	22 950 (+1)
5	1,845 (+1)	0,75 (+1)	7650 (–1)
6	1,395 (0)	0,75 (+1)	15 300 (0)
7	1,395 (0)	0,50 (0)	7650 (–1)
8	1,395 (0)	0,50 (0)	22 950 (+1)
9	1,395 (0)	0,25 (–1)	15 300 (0)
10	0,945 (–1)	0,25 (–1)	22 950 (+1)
11	0,945 (–1)	0,25 (–1)	7650 (–1)
12	0,945 (–1)	0,50 (0)	15 300 (0)
13	0,945 (–1)	0,75 (+1)	7650 (–1)
14	0,945 (–1)	0,75 (+1)	22 950 (+1)

В качестве выходного параметра МФЭ был принят прогиб центральной точки плиты.

Согласно матрице планирования, по табл. 3.3 были выполнены испытательные образцы ПНД в количестве трех штук каждого типа. Изготовительные схемы приведены на рис. 3.4–3.12.

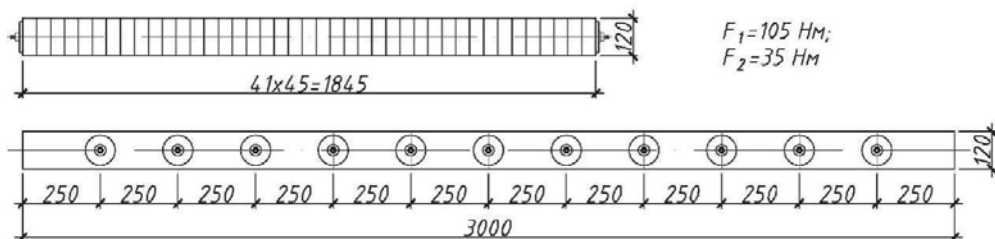


Рис. 3.4. Образцы 1 и 2 (табл. 3.3)

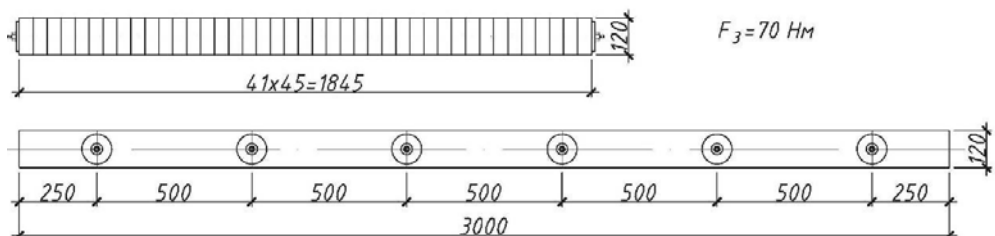


Рис. 3.5. Образец 3 (табл. 3.3)

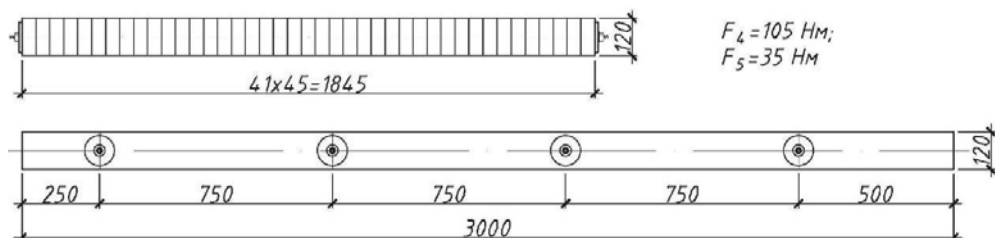


Рис. 3.6. Образцы 4 и 5 (табл. 3.3)

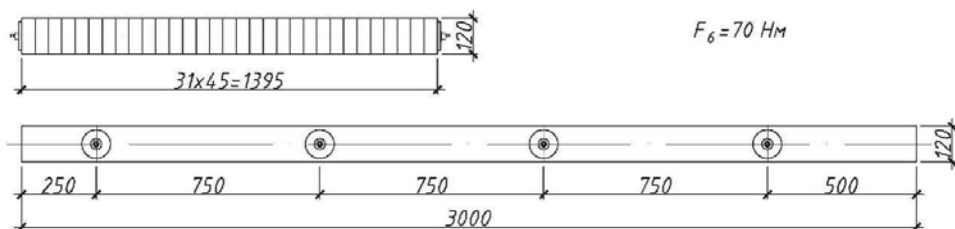


Рис. 3.7. Образец 6 (табл. 3.3)

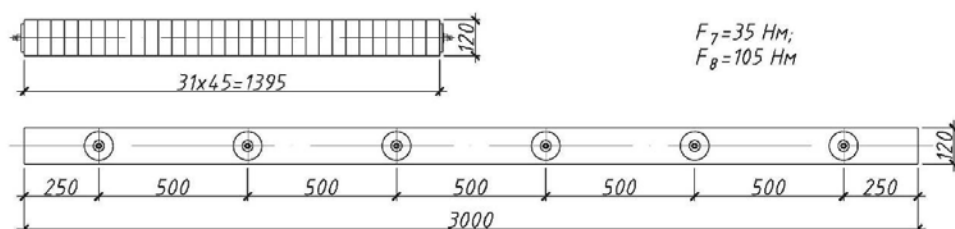


Рис. 3.8. Образцы 7 и 8 (табл. 3.3)

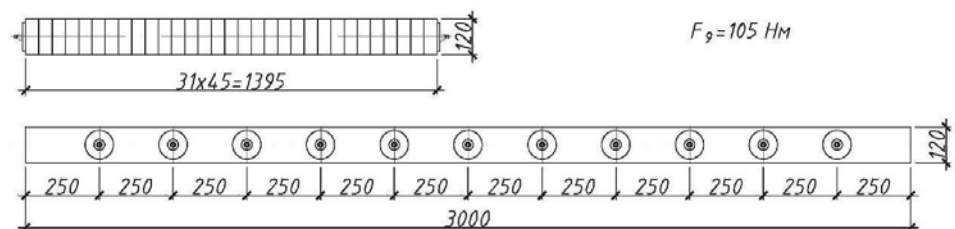


Рис. 3.9. Образец 9 (табл. 3.3)

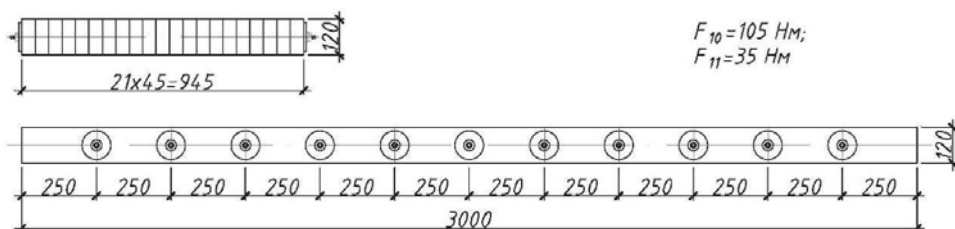


Рис. 3.10. Образцы 10 и 11 (табл. 3.3)

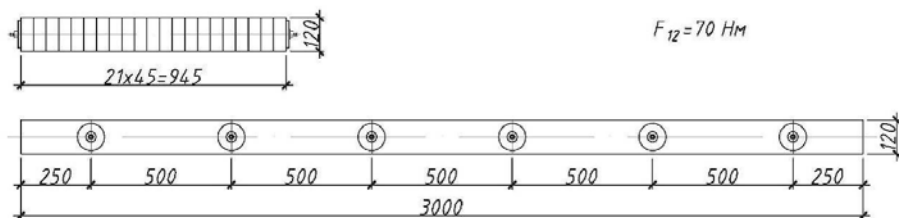


Рис. 3.11. Образец 12 (табл. 3.3)

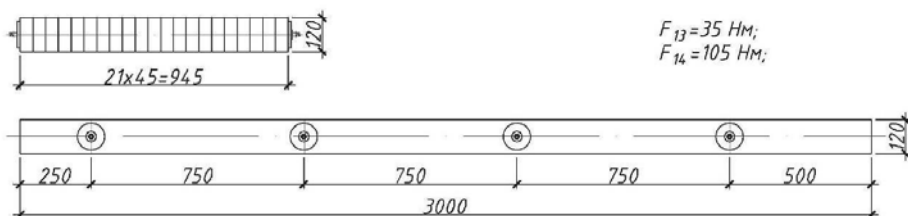


Рис. 3.12. Образцы 13 и 14 (табл. 3.3)

Усилия растяжения предварительно напрягаемым стержням придавались вручную при помощи динамометрического ключа ТОННИ. Для определения усилий натяжения винтовых стержней использовалась ранее полученная зависимость между значением крутящего момента на индикаторе ключа и растягивающей силой по рис. 3.13.

Испытания проводились по схеме статического изгиба, плиты шарнирно опирались по двум противоположным сторонам, нагрузка прикладывалась сосредоточенно в центре плиты. Схема и общий вид испытательной установки в сборе представлены на рис. 3.14–3.15. Нагружение производилось ступенчато металлическими грузами 6 различного веса, укладываемыми на стальную траверсу 7, одним краем опертую на регулируемую по вертикали 9 и по горизонтали 8 опору, а другим – на стальной брусок, передающий нагрузку непосредственно на испытательный образец. Между траверсой 7 и бруском 3 был установлен динамометр 4 для контроля ступеней нагрузки. Для полного снятия нагрузки с образца нагружающая траверса 7 поднималась при помощи подъемного устройства 5 за один край.

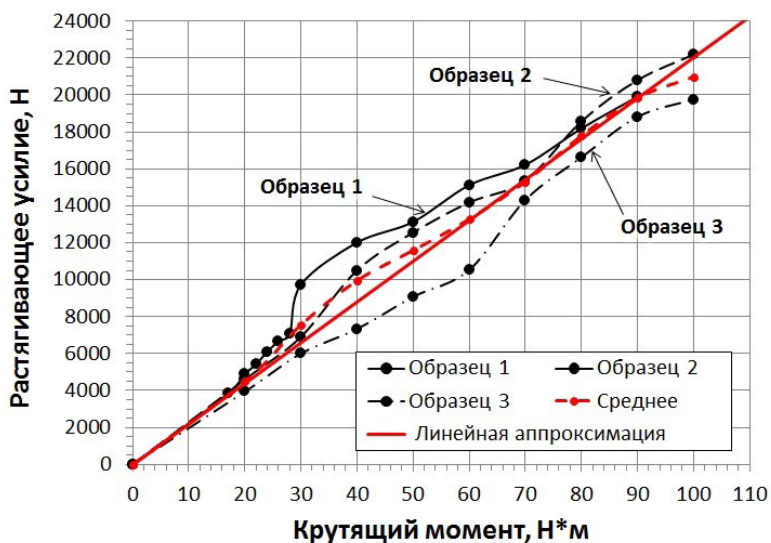


Рис. 3.13. Зависимость усилий в стержнях от крутящего момента ключа

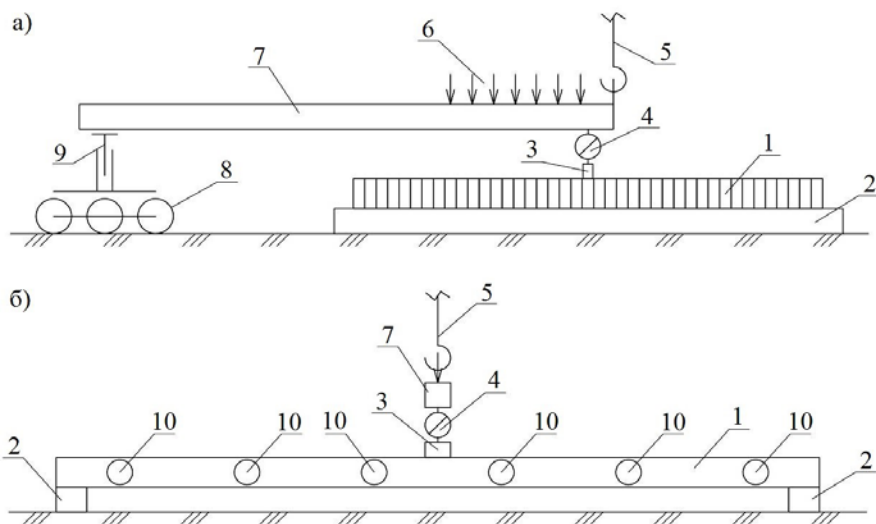


Рис. 3.14. Схема испытательной установки: а) профиль; б) вид спереди:
 1 – ПНД; 2 – опоры; 3 – стальной брусок; 4 – динамометр; 5 – подъемное устройство;
 6 – грузы; 7 – нагружающая траверса; 8 – горизонтальное регулирование;
 9 – вертикальное регулирование; 10 – траверсы-шайбы; 11 – маяки;
 12 – лазерный сканер Z+F IMAGER 5010C

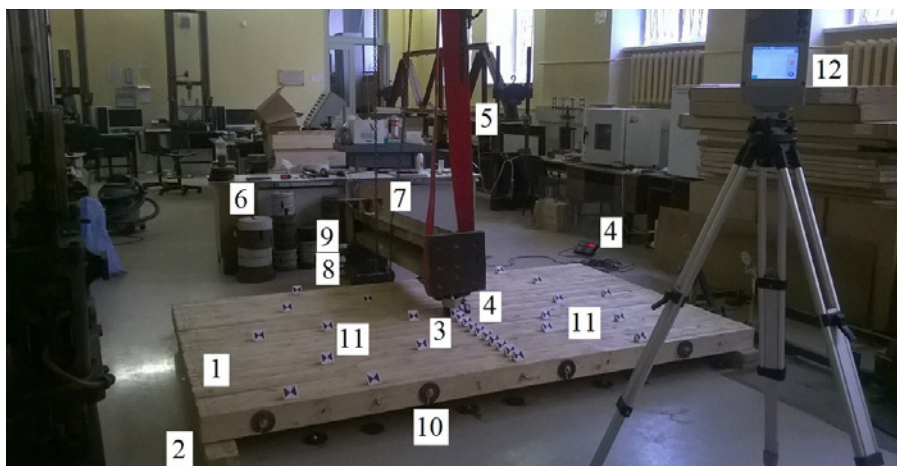


Рис. 3.15. Общий вид установки в сборе. Цифры на рисунке – см. рис. 3.14

Нагружение металлическими грузами производилось вручную, выдержка на каждой ступени – 10 мин, деформации в системе измерялись после выдержки. Испытательный образец не доводился до разрушения. График нагружения показан на рис. 3.16. Определение деформаций системы на каждой ступени нагружения производилось по методике сплошного лазерного сканирования деформируемой поверхности (верхней плоскости плиты).



Рис. 3.16. График нагружения

Лабораторные испытания ПНД с различными сочетаниями конструктивных параметров (переменных факторов) представлены на рис. 3.17–3.19.

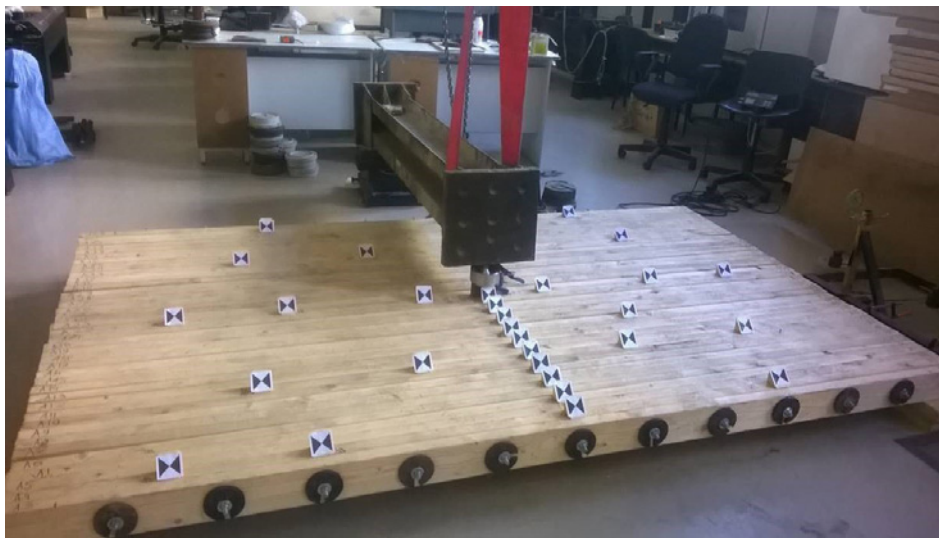


Рис. 3.17. Лабораторное испытание образца ПНД шириной 1,845 м

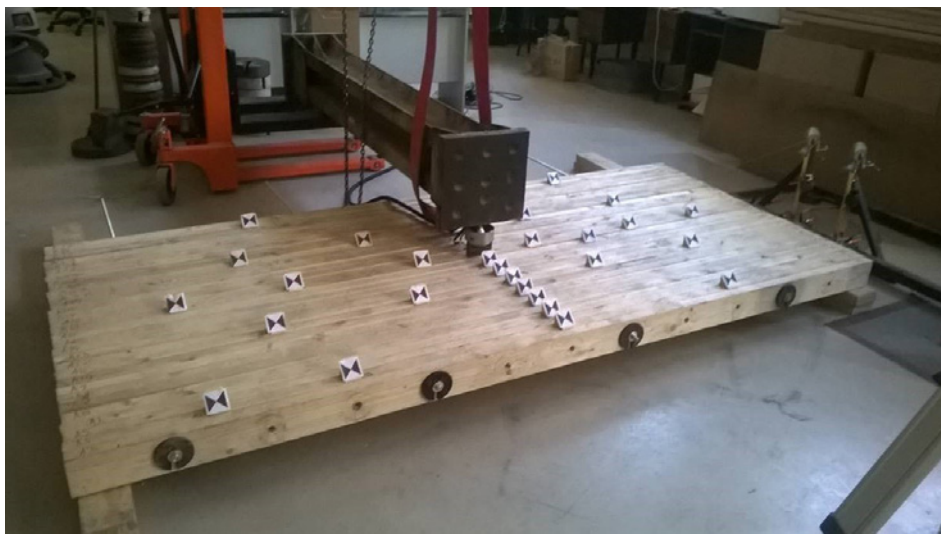


Рис. 3.18. Лабораторное испытание образца ПНД шириной 1,395 м

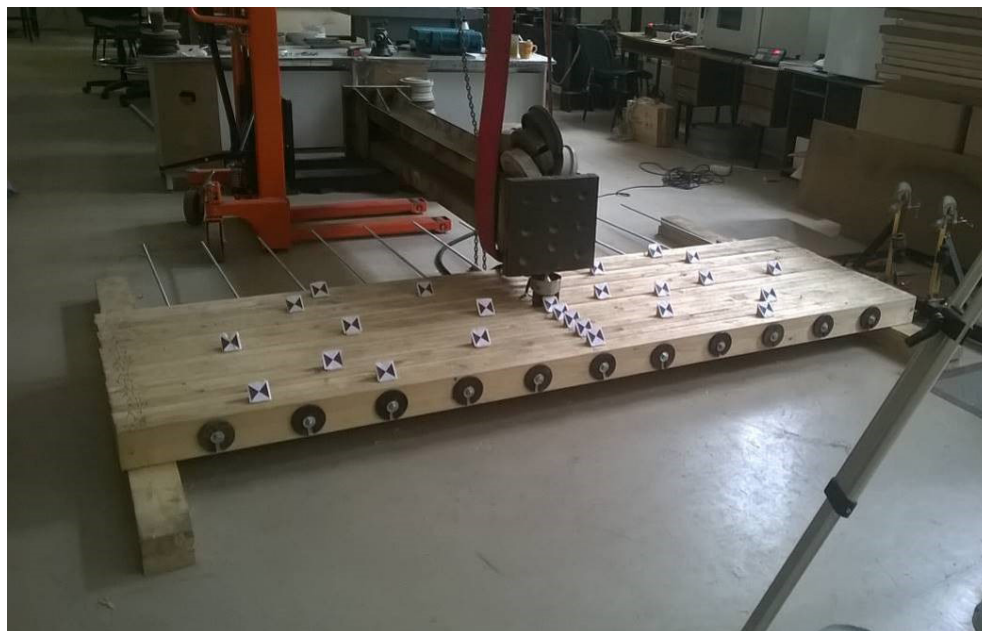


Рис. 3.19. Лабораторное испытание образца ПНД шириной 0,945 м

Непосредственно перед каждым испытанием выполнялся контроль усилий натяжения каждого винтового стержня ПНД.

В результате испытаний были получены трехмерные модели, включающие в себя:

- фотофиксацию испытательных образцов на каждой ступени нагружения;
- облака точек;
- информацию о координатах каждой точки;
- дату и время съемки.

Полученные облака точек были обработаны в специальном программном обеспечении для лазерного сканирования. Пример графического отображения результатов сплошного лазерного сканирования приведен на рис. 3.20.

Для каждой плиты может быть построена экспериментальная изогнутая поверхность (по ступеням нагружения). Пример поверхности ПНД в деформированном состоянии приведен на рис. 3.21. Прогибы ПНД – см. табл. 3.4.



Рис. 3.20. Трехмерная модель – результат съемки

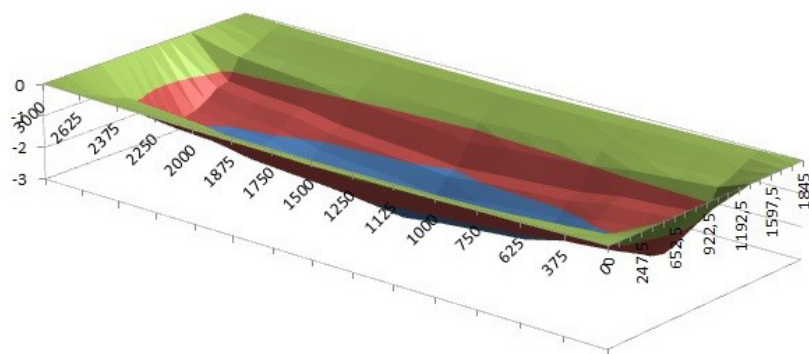


Рис. 3.21. Изогнутая поверхность ПНД по результатам испытаний (ширина – 1845 мм, шаг стержней – 250 мм, усилие растяжения – 22,95 кН)

Таблица 3.4

Результаты эксперимента

№ п/п	f_1 , мм	f_2 , мм	f_3 , мм	f_{cp} , мм	$S^2\{y_j\}$
1	2,8	2,9	3,0	2,9	0,010
2	3,2	3,2	3,2	3,2	0,000
3	3,2	3,4	3,4	3,4	0,020
4	3,0	3,4	3,2	3,1	0,055
5	3,6	3,5	3,7	3,6	0,010

Окончание табл. 3.4

№ п/п	f_1 , мм	f_2 , мм	f_3 , мм	f_{cp} , мм	$S^2\{y_j\}$
6	2,6	3,0	2,8	2,8	0,040
7	2,8	2,9	3,0	2,9	0,010
8	2,7	2,7	2,7	2,7	0,000
9	2,5	2,4	2,6	2,5	0,010
10	2,6	2,8	2,4	2,6	0,040
11	2,7	2,9	2,8	2,8	0,010
12	3,1	3,0	3,1	3,1	0,005
13	3,7	3,6	3,5	3,6	0,010
14	3,1	3,1	3,2	3,1	0,005

По ступеням нагрузки выходной параметр может быть представлен графически – см. рис. 3.22–3.24.

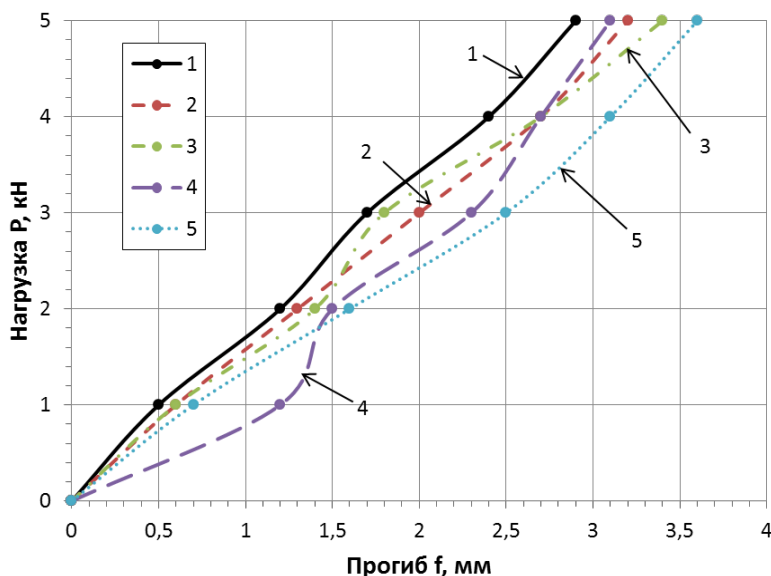


Рис. 3.22. Зависимость прогиба центральной точки плиты шириной 1845 мм (x_1) от нагрузки при различных сочетаниях факторов x_2 и x_3 : 1–5 – соответствующие типы образцов по табл. 3.3

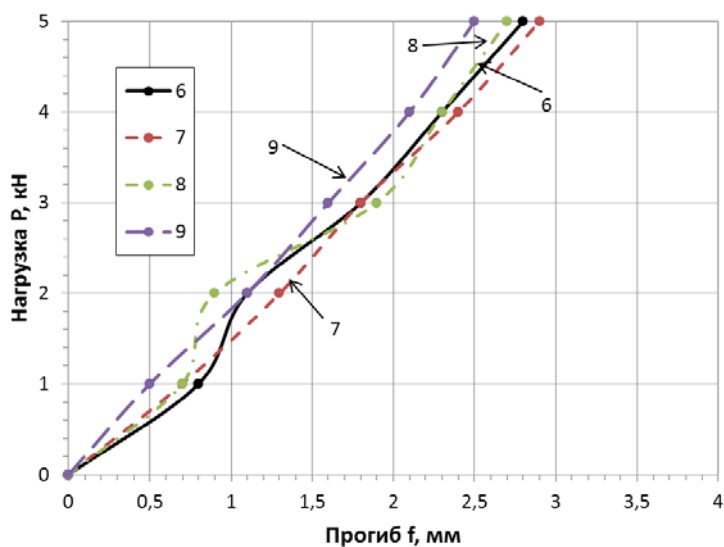


Рис. 3.23. Зависимость прогиба центральной точки плиты шириной 1395 мм (x_1) от нагрузки при различных сочетаниях факторов x_2 и x_3 : 6–9 – соответствующие типы образцов по табл. 3.3

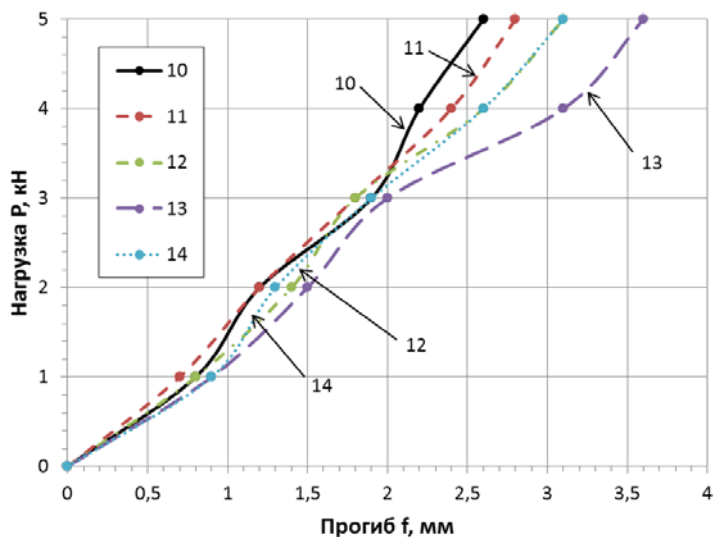


Рис. 3.24. Зависимость прогиба центральной точки плиты шириной 945 мм (x_1) от нагрузки при различных сочетаниях факторов x_2 и x_3 : 10–14 – соответствующие типы образцов по табл. 3.3

В результате обработки результатов эксперимента получена математическая модель изгиба ПНД в виде регрессионного уравнения (3.1) с ограничениями (3.2):

$$w = 2,79375 + 0,1x_1 + 0,22x_2 - 0,17x_3 + 0,45625x_1^2 - 0,14375x_2^2 - 0,0875x_1x_2 - 0,0625x_2x_3; \quad (3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} 945 \text{ мм} \leq x_1 \leq 1845 \text{ мм}, \\ 250 \text{ мм} \leq x_2 \leq 750 \text{ мм}, \\ 7650 \text{ Н} \leq x_3 \leq 22950 \text{ Н} \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

Диаграммы зависимости прогибов центральной точки ПНД на последней ступени нагружения в зависимости от сочетания переменных факторов (x_1, x_2, x_3) приведены на рис. 3.25.

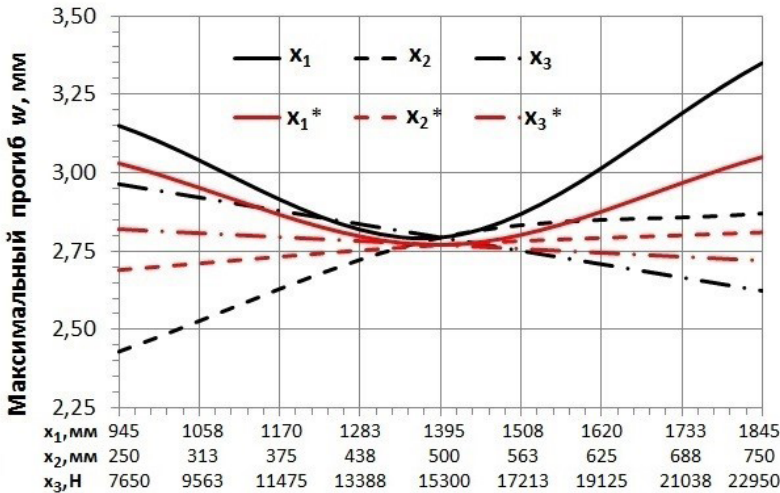


Рис. 3.25. Зависимости $w(x_i), w(x_i^*)$ прогибов от переменных факторов.
 Факторы: x_1, x_2, x_3 – по математической модели (3.1)–(3.2);
 x_1^*, x_2^*, x_3^* – по расчетной модели

Также на рис. 3.25 изображены теоретические прогибы древесной плиты в соответствии с ее расчетной моделью как трансверсально-изотропной

пластинки, предложенной в [116] (для аналогичных сочетаний конструктивных параметров).

Анализ зависимостей на рис. 3.25 показывает, что деформативные свойства ПНД зависят от сочетания ее конструктивных параметров: ширины плиты, шага напрягаемых стержней и усилия их предварительного напряжения. Наиболее значимым из рассмотренных переменных факторов является ширина ПНД – при ее увеличении прогибы конструкции возрастают нелинейно, причем при уменьшении этого параметра прогибы также возрастают, что, вероятно, можно объяснить снижением момента инерции сечения. Шаг постановки предварительно напрягаемых стержней оказывает наибольшее влияние на прогиб при минимальных значениях, а при увеличении расстояния между стержнями данное влияние значительно снижается, характер кривой также нелинейный. Усилия растяжения в стержнях оказывают существенное влияние на жесткость ПНД, причем при их увеличении прогиб конструкции линейно снижается. Сравнение расчетных прогибов ПНД по математической модели, полученной по экспериментальным данным, со значениями прогибов по расчетной модели трансверсально-изотропной пластинки, находящейся под совместным действием сил в срединной плоскости и в плоскости, перпендикулярной ей, показывает достаточно хорошую сходимость данных – расхождение составляет от 1,9 до 15,3 %.

3.5. Перспективы применения методики

Методика экспериментального определения вертикальных деформаций крупноформатных плоскостных объектов может быть рекомендована для исследований (натурных, лабораторных) указанных далее деревянных конструкций:

- плиты покрытий, перекрытий, настилов:
 - предварительно напряженные многослойные деревоплиты;
 - древесина перекрестно-клееная;
 - гвоздевые деревоплиты;
 - ребристые плиты с деревянными ребрами и листовыми обшивками;
- панели стен:
 - древесина перекрестно-клееная;
 - гвоздевые деревоплиты;
 - ребристые панели с деревянными ребрами и листовыми обшивками;
 - перекрестные дощато-гвоздевые панели.

Библиографический список

1. *Линьков И. М., Бойтемирова И. Н., Семина А. С.* [и др.]. Исследование прочности древесных плит // Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве : тез. докл. Всесоюз. совещания, НТО Стройиндустрии. М. : 1980. С. 278–283.
2. *Новожилов А. Ф.* Легкие индустриальные ограждающие конструкции : учеб. пособие. Брянск : изд-во БИТМ, 1986. 84 с.
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению асбестоцементных панелей с деревянным каркасом и соединениями на шурупах / АСИА СССР, ЦНИИСК. М. : Госстройиздат, 1963. 16 с.
4. Рекомендации по рациональным областям применения плит покрытий и панелей стен на деревянном каркасе и с обшивками из фанеры, древесноволокнистых плит, асбестоцемента (технические возможности) / ЦНИИСК. М. : Стройиздат, 1978. 54 с.
5. Рекомендации по проектированию панельных конструкций с применением древесины и древесных материалов для производственных зданий / ЦНИИСК. М. : Стройиздат, 1982. 120 с.
6. *Рощина С. И., Власов А. В., Кардаш Е. В., Грешкина Е. В.* Вопросы учета тепловых потерь в стыках каркасно-панельных деревянных элементов // Лесотехнический журнал. 2015. № 1. С. 178–186.
7. *Амбарцумян С. А.* Теория анизотропных пластин : прочность, устойчивость и колебания. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Наука, 1987. 360 с.
8. *Ашкенази Е. К.* Анизотропия древесины и древесных материалов. М. : Лесная промышленность, 1978. 224 с.
9. *Ашкенази Е. К., Ганов Э. В.* Анизотропия конструкционных материалов : справочник. 2-е изд., перераб. и доп. Л. : Машиностроение, 1980. 247 с.
10. *Белянкин Ф. П.* Прочность древесины при скалывании вдоль волокон. Киев : АН УССР, 1955. 140 с.
11. *Галеркин Б. Г.* Упругие тонкие плиты. Л. ; М. : Госстройиздат, 1933. – 371с.
12. *Гениев Г. А.* О критерии прочности древесины при плоском напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 3. С. 15–20.
13. *Глухих В. Н.* Анизотропия древесины как фактор для повышения качества сушки пиломатериалов. СПб. : изд-во С.-Петербур. ун-та, 2007. 162 с.
14. *Глухих В. Н., Черных А. Г.* Анизотропия древесины : технологический аспект. СПб. : СПбГАСУ, 2013. 240 с.
15. *Иванов Ю. М.* Предел пластического течения древесины. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Стройиздат, 1948. 200 с.
16. *Лехницкий С. Г.* Анизотропные пластинки. М. ; Л. : ОГИЗ, Гостехиздат, 1947. 355 с.
17. *Лехницкий С. Г.* Теория упругости анизотропного тела. М. ; Л. : Гостехиздат, 1950. 300 с.
18. *Митинский А. Н.* Упругие постоянные древесины как ортотропного материала // Труды ЛТА им. Кирова. 1948. № 63. С. 73–85.

19. *Митинский А. Н.* Упругие постоянные древесины как трансверсально-изотропного материала // Труды ЛТА им. Кирова. 1949. № 67. С. 49–57.
20. *Мухелишвили Н. И.* Некоторые основные задачи математической теории упругости. Основные уравнения. Плоская теория упругости. Кручение и изгиб. 4-е изд., испр. и доп. М. : Акад. наук СССР, 1954. 648 с.
21. *Освенский Б. А.* Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях. М. : МИСИ, 1978. С. 3–65.
22. *Павлов А. П.* Плоская задача теории упругости // Сб. трудов ЛИИЖТ. 1947. Вып. 136. С. 121–133.
23. *Павлов А. П.* Основные уравнения теории упругости древесины // Сб. трудов ЛИИЖТ. 1948. Вып. 137. С. 133–139.
24. *Рабинович А. Л.* Об упругих постоянных и прочности анизотропных материалов // Труды ЦАГИ. 1946. № 582. 55 с.
25. *Серов Е. Н.* Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клееных деревянных конструкциях массового изготовления : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01. Л. : ЛИСИ, 1988. 521 с.
26. *Серов Е. Н., Санников Ю. Д., Серов А. Е.* Проектирование деревянных конструкций : учеб. пособие ; под ред. Е. Н. Серова. – М. : АСВ, 2011. 536 с.
27. *Серов Е. Н.* Развитие клееных деревянных конструкций. Проблемы и воззрения : моногр. СПб. : СПбГАСУ, 2015. 151 с.
28. *Серов Е. Н., Серова Т. А., Миронова С. И.* Реставрация деревянных конструкций в зданиях и сооружениях : учеб. пособие. СПб. : СПбГАСУ, 2018. 409 с.
29. *Соболев Ю. С.* Древесина как конструкционный материал. М. : Лесная промышленность, 1979. 248 с.
30. *Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.* Пластинки и оболочки. 2-е изд., перераб. М. : Наука, 1966. 636 с.
31. *Борисова Н. П.* Расчет многослойных дискретно-связанных пластинчатых систем : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.17, ЛИСИ. Л., 1991. 22 с.
32. *Енджиевский Л. В., Инжутов И. С., Дмитриев П. А.* [и др.]. Комбинированные из стали, бетона, дерева пространственные конструкции блочного типа. Ч. 1 : учеб. пособие. Красноярск : СФУ, ИПК ГОУ ОГУ, 2008. 321 с.
33. *Жаданов В. И., Абовский Н. П., Енджиевский Л. В.* [и др.]. Индустриальные конструкции для строительства малоэтажных зданий и сооружений : учеб. пособие. Оренбург ; Красноярск : ОГУ-СФУ, ИПК ГОУ ОГУ, 2009. 416 с.
34. *Жаданов В. И., Гребенюк Г. И., Дмитриев П. А.* Большеразмерные совмещенные плиты из клееной древесины и пространственные конструкции на их основе : моногр. Оренбург : ИПК ГОУ ОГУ, 2007. 209 с.
35. *Жаданов В. И., Украинченко Д. А., Инжутов И. С., Рожков А. Ф., В. Е. Афанасьев.* Методологические основы поиска рациональных решений деревянных панельных конструкций : учеб. пособие. Оренбург ; Красноярск : ООО ИПК «Университет», 2016. 295 с.
36. *Жербин М. М.* Повышение эффективности металлических и деревопластмассовых конструкций ; под ред. М. М. Жербина. Киев : Будивельник, 1978. 144 с.

37. Орлович Р. Б. Длительная прочность и деформативность конструкций из современных древесных материалов при основных эксплуатационных воздействиях : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 ; БПИ. Брест, 1990. 328 с.
38. Украинченко Д. А., Жаданов В. И., Столповский Г. А. Конструктивно-технологическая система для малоэтажного домостроения на основе энергоэффективных деревянных панелей : моногр. Оренбург : ООО ИПК «Университет», 2014. 208 с.
39. Кулиш В. И. Клееные деревянные мосты с железобетонной плитой. М. : Транспорт, 1979. 160 с.
40. Кулиш В. И., Балуцкий И. Ю., Цуканов В. П. Приемы усиления приопорных зон клееных деревянных балок автодорожных мостов : учеб. пособие. Хабаровск : ХПИ, 1989. 95 с.
41. Кулиш В. И. Совершенствование несущих конструкций пролетных строений автодорожных мостов, напряженно-армированных стеклопластиковой арматурой : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.15 ; ПГУПС. СПб., 1993. 73 с.
42. Стуков В. П. Мосты с балками комбинированного сечения из клееной древесины и железобетона. Архангельск : Арханг. гос. техн. ун-т, 1997. 175 с.
43. Стуков В. П. Мосты с деревожелезобетонными пролетными строениями : моногр. Архангельск ; СПб. : Арханг. гос. техн. ун-т ; ф-л «Севмашвтуз» С.-Петербург. морск. гос. техн. ун-та в г. Северодвинске, 2007. 348 с.
44. Лабудин Б. В., Мелехов В. И., Шиловская Н. А. [и др.]. Напряженно-деформированное состояние панелей на деревянном каркасе с обшивкой из листовых древесных материалов // Строительная механика и расчет сооружений. 2017. № 3 (272). С. 15–19.
45. Лабудин Б. В., Мелехов В. И., Торопов А. С. [и др.]. Коэффициенты редуции обшивок сжато-изгибаемых ребристых панелей с податливыми связями // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 1 (72). С. 31–37.
46. Попов Е. В., Филиппов В. В., Мелехов В. И. [и др.]. Влияние жесткости связей сдвига при расчете ребристых панелей на деревянном каркасе // Лесной журнал. 2016. № 4 (352). С. 136–146.
47. Черных А. Г., Черных А. С., Песков А. В., Каратаев С. Г. Наружные ограждающие конструкции жилых и общественных зданий из железобетона с применением панелей на деревянном каркасе. СПб. : СПбГАСУ, 2012. 151 с.
48. Черных А. С. Рациональный выбор листового материала для изготовления стеновых панелей на деревянном каркасе для зданий из железобетона // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 2 (31). С. 86–90.
49. Черных А. С. Совершенствование конструкции и технологии производства стеновых панелей с деревянным каркасом : дис. ... канд. техн. наук : 05.21.05 ; САФУ. Архангельск, 2015. 154 с.
50. Черных А. Г., Черных А. С., Коваль П. С., Григорьев К. С. Прочность и жесткость стеновых панелей на деревянном каркасе. URL : <https://search.rsl.ru/ru/record/01003816829>
51. ГОСТ Р 55658–2013. Панели стеновые с деревянным каркасом. Технические условия.

52. ГОСТ Р 56705–2015. Конструкции деревянные для строительства. Термины и определения.
53. Сую Юнь, Черных А. Г., Глухих В. Н. Определение несущей способности односрезного шурупа на металлической накладке с использованием металлической зубчатой пластины // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 3 (50). С. 85–91.
54. Björnfor, A. An exploration of Lean thinking for multistorey timber housing construction. Contemporary Swedish practices and future opportunities : doctoral thesis ; Luleå University of Technology. Luleå, 2006. 167 p.
55. Chapman, J. Cross laminated timber construction for resisting lateral loads on six level buildings // New Zealand timber design journal. 2018. Vol. 18, issue 4. P. 3–9.
56. Quenneville, P., Morris, H. Japan Kobe earthquake shake table simulation. Earthquake performance of multi-storey cross laminated timber buildings // New Zealand timber design journal. 2015. Vol. 15, issue 4. P. 3–8.
57. Teibinger, M., Charwat-Pessler, J. Multi-storey Timber Houses in Urban Regions in Austria // The 11th World Conference on Timber Engineering 2010 (WCTE 2010), June 20–24. Trentino, 2010. P. 2536–2543.
58. Teibinger, M., Matzinger, I. Construction with cross-laminated timber in multy-storey buildings : Focus on building physics. Guidelines. Vienna : Holzforschung Austria, 2013. 146 p.
59. Vessby, J. Analysis of shear walls for multi-storey timber buildings : doctoral dissertation ; Linnaeus University. Växjö, 2011. 54 p.
60. Abrahamsen, R. B., Nyløkken, T. E. Bridge deck rehabilitation using cross-laminated timber // International conference timber bridges, September 12–15. Lillehammer, Norway, 2010. P. 371–382.
61. Eurocode 5 : Design of timber structures. Part 2 : Bridges. ENV 1995-2 : 1997. / European committee for standardization. Brussels : CEN, 2004. 29 p.
62. Чернова Т. П. Совершенствование конструкции и технологии сопряжения CLT-панелей с деревоклееными элементами : дис. ... канд. техн. наук : 05.21.05 ; САФУ. Архангельск, 2018. 122 с.
63. Zhuravleva, T. P., Karelskiy, A. V., Labudin, B. V. Load-to-failure bending test of wood composite beams connected by gang nail // Magazine of Civil Engineering. 2015. Vol. 54, issue 2. P. 77–85.
64. Панитков О. И. Сравнение технологий деревянного домостроения в соответствии с принципами устойчивого развития // Вестник гражданских инженеров. 2012. № 2 (31). С. 143–148.
65. Полосухина О. И. Раскрой пиловочного сырья при производстве заготовок для деревянного домостроения : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.21.05 ; МГУЛ. М., 2015. 24 с.
66. Чахов Д. К., Докторов И. А., Лавров М. Ф. Теплозащитные свойства деревянных стеновых панелей MASSIV HOLZ-MAUER для условий Якутии // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 1. С. 35–38.
67. Серк Л. А. Курс архитектуры. Гражданские и промышленные здания. Т. II. Конструктивные схемы и элементы промышленного строительства : учебник. М. ; Л. : Госстройиздат, 1939. 344 с.

68. *Иванов В. Ф.* Деревянные конструкции : учебник. М. ; Л. : Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. 317 с.
69. *Карлсен Г. Г., Большаков В. В., Казан М. Е., Свенцицкий Г. В.* Деревянные конструкции : учебник. 2-е изд., перераб. М. ; Л. : Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952. 758 с.
70. *Николаев П. П.* Деревянная плита // Деревянные конструкции : справочник проектировщика промышленных сооружений ; под ред. Г. Ф. Кузнецова. М. ; Л. : ОНТИ, 1937. С. 155–161.
71. *Отрешко А. И.* Справочник проектировщика. Деревянные конструкции. М. : Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957. 264 с.
72. СНиП II-V.4–62. Деревянные конструкции. Нормы проектирования.
73. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03–84.
74. *Гибишман Е. Е.* Проектирование деревянных мостов. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Транспорт, 1976. 272 с.
75. *Дмитриев П. А.* Конструкции из дерева и пластмасс : специальный курс. Автодорожные и пешеходные мосты : учеб. пособие. Оренбург : Газпромпечат, 2002. 191 с.
76. *Кондратьев Л. А.* Основы проектирования и примеры расчета деревянных мостов : учеб. пособие. М. : Автотрансиздат, 1954. 312 с.
77. *Петропавловский А. А., Богданов Н. Н., Носарев А. В., Теплицкий А. В.* Проектирование деревянных и железобетонных мостов : учебник ; под ред. А. А. Петропавловского. М. : Транспорт, 1978. 360 с.
78. *Уткин В. А., Кобзев П. Н.* Автодорожные деревянные мосты нового поколения. Омск : СибАДИ, 2004. 55 с.
79. *Уткин В. А.* Совершенствование конструкций пролетных строений автодорожных мостов из клееной древесины : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.11, СибАДИ. Омск, 2009. 40 с.
80. *Carlberg, J., Toyib, B.* Finite element modelling of interlaminar slip in stress-laminated timber decks. Friction interaction modelling using Abaqus : M. Sc. Thesis Chalmers University of Technology. Göteborg, 2012. 102 p.
81. *Crocetti, R., Johansson, M., Johnsson H.* [et al.]. Design of timber structures. Stockholm, Swedish Forest Industries Federation, 2011. 300 p.
82. *Freedman, G. J. H.* The development of transversely stress-laminated timber arch bridges for pedestrian and minor vehicle use : Ph.D. thesis. Edinburgh, 2006. – 328 p.
83. *Idnurm, J., Funk A., Salm S.* Experimental and numerical investigations of timber decks // The XXVIII International Baltic Road Conference, August 26–28. Vilnius : Baltic Road Association, 2013. P. 1–10.
84. *Krämer, V.* Trag- und Verformungsverhalten genagelter Brettstapelelemente unter Querlast : doktor-ingenieurs dissertation. Universität Fridericiana zu Karlsruhe. Karlsruhe, 2003 – 245 s.
85. *Csagoly, P., Taylor, R. J.* A structural wood system for highway bridges. Downsview : Ontario Ministry of transportation, 1986. 31 p.

86. *Mongiardini, M., Reid, J. D., Rosenbaugh, S. K., Bielenberg R., Faller, R. K., Sicking, D. L.* Design and testing of two bridge railings for transverse nail-laminated timber deck bridges // 90th Annual Meeting of Transportation Research Board, January 23–27. Washington, DC : TRB, 2011. P. 1–18.
87. *Ritter, M. A.* Timber bridges : design, construction, inspection, and maintenance. Washington, DC : U. S. Government Printing Office, 1990. 944 p.
88. *Crews, K. I., Bakoss, S.* Fundamental structural behavior of «built-up» stress laminated timber bridge decks // National conference on wood transportation structures, October 23–25. Madison, WI : U. S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1996. P. 39–48.
89. *Crews, K. I.* Behaviour and critical limit states of transversely laminated cellular bridge decks : Ph. D. Thesis ; Sydney University of Technology. Sydney, 2002. 252 p.
90. *Crews, K. I.* Development and application of stress laminated timber bridge decks in Australia // New Zealand timber design journal. Auckland, 2010. Vol. 10, issue 2. P. 14–23.
91. *Gotou H., Sasaki T., Usuki S., Abe, R., Bui, D. H.* New type hybrid bridges utilizing stress-laminated decks and steel members // World Conference of timber engineering (WCTE 2012), July 15–19. Auckland, New Zealand, 2012. P. 564–571.
92. *Nicholas, A.* The new Australian standard AS 5100 – Part 9 : timber bridges // 9th Austroads bridge conference, October 22–24. Sydney, New South Wales : ARRB Group Ltd., 2014. P. 1–8.
93. Timber Bridge Manual. Edition 1 Revision 0–June 2008. Section five. Stress laminated timber systems // Roads and traffic authority. Sydney, New South Wales : RTA, 2008. – 61 p.
94. Dowel laminated timber – the all wood mass timber panel. Design and profile guide. Version 4, March 2019. Abbotsford, BC : Structure Craft, – 32 p.
95. Nail-laminated timber. Canadian design & construction guide, v.1.1. – Surrey, BC : Binational softwood lumber council and Forestry innovation investment ltd., 2017. – 150 p.
96. СтАДД 3.0–2011. Стандарт организации. Деревянные конструкции. Проектирование соединений деревянных элементов с использованием винтов и шурупов / НП «Ассоциация деревянного домостроения». СПб. : НП АДД, 2011. 24 с.
97. *Kreuzinger, H., Mohr, B.* Holzbau handbuch. Reine 1 : Entwurf + Konstruktion. Teil 9 : Brücken. Folge 4 : QS-Holzplattenbrücken. München : Holzabsatzfonds, 1995. 16 s.
98. *Natterer, J.* A way to sustainable architecture by new technologies for engineered timber structures // Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, June 14–17. Lahti, Finland : WCTE, 2004. P. 1–12.
99. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК. М. : Стройиздат, 1976. 28 с.
100. *Freedman, G. J. H., Kermani, A.* Laboratory and field tests on stress laminated timber arches in the UK // Proceedings of the 9th World Conference on Timber Engineering, August 6–10. Portland, OR : WCTE, 2006. P. 2458–2462.
101. *Lindquist, M.* Confiabilidade estrutural de pontes laminadas protendidas de madeira : Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006. 158 p.

102. *R. Steiger, S. Schubert, A. Güzlow, M. Hugener, D. Gsell.* Vibration and damping behaviour of a cable-stayed deck bridge with asphalt pavement // The 11th World Conference on Timber Engineering 2010 (WCTE 2010), June 20–24. Trentino, 2010. P. 1090–1100.

103. *Коваль П. С.* Экспериментальное исследование работы предварительно напряженной древесины на изгиб // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 4 (63). С. 81–86.

104. *Коваль П. С.* Экспериментальное исследование работы предварительно напряженной древесины на изгиб // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 4 (63). С. 81–86.

105. *Коваль П. С.* Изгиб предварительно напряженной древесины сосредоточенной нагрузкой // Вестник гражданских инженеров. 2014. № 6 (47). С. 52–57.

106. *Черных А. Г., Петров А. Н., Коваль П. С., Данилов Е. В.* Экспериментальное исследование деформативности предварительно напряженных многослойных древесно-плит методом сплошного лазерного сканирования // Вестник гражданских инженеров. 2019. № 5 (76). С. 97–104.

107. *Самуль В. И.* Основы теории упругости и пластичности. 2-е изд., перераб. М. : Высш. шк., 1982. 264 с.

108. *Филоненко-Бородич М. М.* Теория упругости. 4-е изд., перераб. и доп. М. : Государственное издательство физико-математической литературы, 1959. 364 с.

109. *Andersson, E., Bergendahl, J.* Experimental and numerical investigations on stress laminated timber bridges : M. Sc. thesis ; Chalmers University of Technology. Göteborg, 2009. 105 p.

110. *Ekholm, K., Kliger, R., Crocetti, R.* Full-scale ultimate-load test of a stress-laminated-timber bridge deck // Journal of bridge engineering. Reston, VA : American Society of Civil Engineering, 2012. Vol. 17, № 4. P. 691–699.

111. *Коваль П. С.* Сравнительный анализ современных методов расчета предварительно напряженных древесно-плит // Вестник гражданских инженеров. 2016. № 6 (59). С. 97–101.

112. *Miller, J. F.* Design and analysis of mechanically laminated timber beams using shear keys : Ph. D. thesis ; Michigan technological university. Houghton, 2009. 201 p.

113. *Вознесенский В. А.* Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Финансы и статистика, 1981. 263 с.

114. *Кузьмин С. И.* Методы научных исследований в технических задачах : учеб. пособие Ангарск : Ангарская государственная техническая академия, 2010. 247 с.

115. *Черных А. Г.* Технология защитно-декоративных покрытий древесины и древесных материалов : учеб. пособие. Братск : БрИИ, 1996. 58 с.

116. *Коваль П. С.* Несущая способность и деформативность предварительно напряженных многослойных древесно-плит при изгибе : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01, СПбГАСУ. СПб., 2021. 266 с.

Глава 4. СОЕДИНЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ LVL ПРИ ПОМОЩИ СТАЛЬНЫХ ПЛАСТИН И САМОНАРЕЗАЮЩИХ НАГЕЛЕЙ

Е. И. Рыбнов, А. Г. Черных, Чан Куок Фонг

В настоящее время применение скрытого крепежа в каркасах из деревянных конструкций становится популярным в жилых зданиях, зданиях общественного и производственного назначения (спортивные, выставочные и развлекательные залы, торговые комплексы, агропромышленные комплексы, складские помещения). Дизайн соединений элементов деревянных конструкций приобретает первостепенное значение. При строительстве современных жилых, общественных и мобильных зданий все более востребованы структуры эффективных узловых соединений элементов деревянных конструкций с применением скрытых быстрособираемых и быстроразбираемых крепежей. Использование современных строительных технологий, строительных материалов на основе инженерной древесины позволяет сократить сроки строительства, энергозатраты, выбросы CO₂ в атмосферу и снизить себестоимость сборки объекта.

Технология клееных деревянных конструкций с применением скрытого крепежа позволяет осуществлять эффективное и конкурентоспособное проектирование и исполнение самых сложных задач строительства в целом. Область использования таких систем достаточно широка: начиная от соединения деревянных конструкций с другими материалами, такими как сталь или бетон, до применения в конструкциях общественных и жилых зданий, спортивных сооружений, навесов для автостоянок, ограждений и лестничных пролетов.

Широкий ассортимент продукции позволяет подобрать для каждой поставленной задачи индивидуальное, надежное и рациональное техническое решение. Высокая степень предварительной сборки и быстрый монтаж соединительных элементов гарантированно сэкономят средства при обеспечении требуемой надежности зданий и сооружений и повысит архитектурную привлекательность строительных объектов.

Исследование и совершенствование узловых соединений пространственного каркаса необходимы для повышения жесткости и увеличения

несущей способности соединений элементов деревянных конструкций. Однако СП 64.13330 не содержит отдельной методики расчета несущей способности клееных деревянных конструкций, соединяемых с помощью стальных пластин и гладких нагелей. Проблема заключается в том, что соединения типа «сталь – дерево» имеют принципиальное отличие от обычных составных нагельных соединений. Поэтому для выбора оптимальных конструктивных параметров соединений требуются новые подходы к расчету с учетом особенностей напряженно-деформируемого состояния элементов деревянных конструкций, соединяемых с помощью стальных пластин и самонарезающих нагелей.

4.1. Современные тенденции в развитии соединений деревянных конструкций

Популярность использования клееных деревянных конструкций в строительной отрасли растет не только в Европе и России, но и в других странах. Между тем современная тенденция строительства деревянных конструкций развивается с использованием новых технологий, применение которых для строительства деревянных зданий постепенно сравнивается с бетонными и стальными конструкциями. Конструкции в зданиях требуются адаптированными к большим нагрузкам и надежными в эксплуатации. При этом важно отметить преимущества деревянных конструкций: возобновляемость лесных ресурсов, экологическая безопасность, высокие показатели прочности и жесткости, отличные технологические и акустические характеристики древесины, идеальные эстетические свойства, легкость и обрабатываемость, минимальная энергоемкость при выпуске строительной продукции.

Использование деревянных конструкций, таких как балки, рамы, фермы, купола, в качестве несущих для покрытий большепролетных зданий, в силу их небольшого веса приводит к облегчению и удешевлению элементов фундамента. Подобные здания могут использоваться в промышленном строительстве для всех видов производств, но наибольшее применение они получили при строительстве гражданских зданий под спортивные сооружения, библиотеки, выставочные и концертные залы.

Особенностью древесины является ее экологическая чистота по сравнению с бетоном и сталью. На долю железа и стали приходится почти 5 % глобальных выбросов парниковых газов, а другие материалы в процессе

строительства, такие как бетон, составляют 6 %. Железобетонные здания способствуют изменению климата так же, как выбросы от дорожных транспортных средств [1]. Создаваемые на основе древесины альтернативные конструкционные строительные материалы являются углеродно-нейтральными, позволяют реализовать циркулярную экономику замкнутого цикла, минимизировать отходы и увеличить пользу для общества (рис. 4.1).



Рис. 4.1. Схемы использования древесных ресурсов в строительстве

В современных экономических условиях значительный прирост объемов жилищного и промышленного строительства в мире обеспечивается за счет малоэтажного и многоэтажного деревянного домостроения. Использование современных строительных технологий, строительных материалов на основе древесины позволяет сократить сроки строительства, энергозатраты и снизить себестоимость монтажа объектов [2, 3].

Так как древесина – анизотропный материал, ее прочностные характеристики неодинаковы в разных направлениях (пределы прочности

при сжатии вдоль волокон, растяжении и изгибе). Исследование начальных напряжений и анизотропии древесины и древесных материалов, их влияние на физико-механические и технологические свойства имеют важное научное и практическое значение [4–6]. Устойчивое развитие и эффективность для долговечной безопасной работы конструкционных материалов на основе древесины требуют разработки современных деревянных конструкций с высокой несущей способностью и высокими эксплуатационными характеристиками.

Разработка и внедрение деревянных пространственных конструкций (оболочки, складки, купола, структура и т. п.) из клееной древесины приобретают большое значение в повышении эффективности используемых материалов. Применение современных клееных деревянных конструкционных материалов (CLT, LVL, GLT, PSL, UTRALAM, др.) (рис. 4.2) позволило увеличить высоту зданий до 18 этажей и выше.

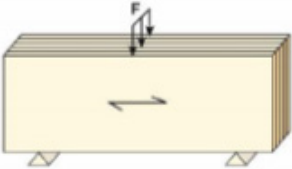


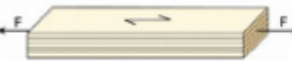
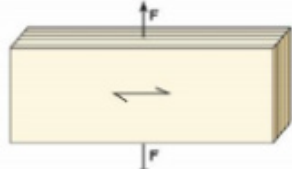
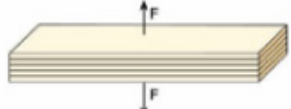

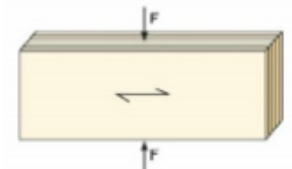
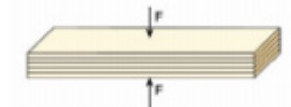


Рис. 4.2. Современные типы конструкционных материалов из инженерной древесины

В настоящей работе рассматриваются деревянные конструкции, выполненные из клееного однонаправленного шпона (LVL). В работах [3, 7, 8] приведены результаты исследования свойств LVL как строительного материала, особенности его производства, экологичность и безопасность; показано применение LVL в различных зданиях и сооружениях; рассмотрены рекомендации в первую очередь для проектировщиков; представлена подробная информация о проектировании конструкций, пожарной безопасности, прочности и строительной физике, включая примеры расчета конструкций. Типы напряженно-деформированного состояния клееного бруса из однонаправленного шпона представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Типы напряженно-деформированного состояния LVL

		
Изгиб по кромке вдоль волокон	Изгиб по пласти вдоль волокон	Изгиб по пласти поперек волокон
		
Растяжение вдоль волокон	Растяжение поперек волокон, по кромке	Растяжение поперек волокон, по пласти
		
Сжатие вдоль волокон	Сжатие вдоль поперек, по кромке	Сжатие вдоль поперек, по пласти

Окончание табл. 4.1

		
Скалывание по кромке вдоль волокон	Скалывание по пласти вдоль волокон	Скалывание по пласти поперек волокон

Клееный брус из однонаправленного шпона LVL имеет минимальные показатели естественной усушки, устойчив к воздействию влаги, не подвержен гниению, является полностью однородным материалом с неизменными качествами по всей длине. Производство LVL торговой марки Ultralam (табл. 4.2) является безотходным: технологические остатки идут на выпуск белых пеллет (топливных гранул класса премиум) [308, 309, 310].

Таблица 4.2

**Стандартные линейные характеристики (типоразмеры)
продукции Ultralam типов R**

Тип материала	Характеристика	Область применения
Ultralam R (Ультралам R)	Все слои шпона имеют параллельное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G1–G2 (преимущественно сорт G2)	Преимущественно в несущих конструкциях
Ultralam X (Ультралам X)	Отдельные слои шпона имеют взаимно перпендикулярное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G2–G3	Несущие и ограждающие конструкции
Ultralam I (Ультралам I)	Слои шпона могут иметь как параллельное, так и взаимно перпендикулярное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G3–G4	Ограждающие конструкции, в том числе заготовки для дверного и мебельного производства и т. д.

Обзор нормирования и применения LVL бруса в отечественной и зарубежной строительной практике приведен в научных работах авторов:

А. А. Погорельцева, А. Б. Шмидта, А. Г. Черных, Е. В. Данилова, П. С. Ковалева, Д. Ф. Животова и др. [9–12].

Для конструкций типа ферм, рам, арок, стержневых куполов и т. п. характерно большое количество узловых соединений (рис. 4.3).



Рис. 4.3. Производство фермы с применением самонарезающих нагелей

Для деревянных конструкций исправность и долговечность конструкции в основном зависят от надежности стыков между элементами. Для часто используемых соединений различают столярные и механические соединения, которые могут быть выполнены с помощью нескольких типов крепежа. Традиционные механические крепежные элементы делятся на две группы в зависимости от того, как они передают усилия между соединяемыми элементами [13, 14].

Для конкретной конструкции выбор крепежных элементов определяется не только нагрузкой и условиями несущей способности. Он также включает в себя такие соображения, как эстетика, экономическая эффективность и процесс изготовления. Способ возведения и предпочтения проектировщика или архитектора также могут играть определенную роль. Невозможно указать набор правил, из которых можно построить наилучшее

соединение для любой заданной структуры. Основная идея заключается в том, что чем проще соединение и чем меньше крепежных элементов, тем лучше структурный результат.

Основная группа соответствует дюбельному типу крепежа. Здесь передача нагрузки включает в себя как изгибное поведение дюбеля, так и опорные и сдвиговые напряжения в древесине вдоль хвостовика дюбеля. К этой группе относятся скобы, гвозди, шурупы, болты и дюбели. Второй тип включает крепежные элементы, такие как разрезные кольца, срезные пластины и перфорированные металлические пластины, для которых передача нагрузки в первую очередь достигается большой опорной площадью на поверхности элементов. В данном исследовании рассматриваются только крепежные детали типа нагелей.

За прошедшие десятилетия было разработано и усовершенствовано множество различных типов соединений. От простых соединений (дерева к дереву, прибитые гвоздями) к современным болтовым соединениям. Соединения деревянных конструкций при помощи цилиндрических нагелей насчитывает многие столетия. Нагельные соединения получили существенное развитие и широко применяются за рубежом – в Финляндии, Франции, Соединенных Штатах, Канаде и др. [15–18].

Варианты соединений деревянных конструкций с помощью металлических деталей в узловых соединениях приведены на рис. 4.4.

Типы соединений элементов деревянных конструкций (ДК) отличаются друг от друга, что обусловлено механизмом работы соединяемых элементов и видами механических связей, через которые усилия передаются от элемента к элементу. Соединения элементов деревянных конструкций можно условно разделить на несколько основных групп по механизму работы:

- скалывание/смятие в деревянных конструкциях (врубки, шпонки, гребенки);
- изгиб (нагели, глухари, болты, шурупы, скобы, винты, гвозди);
- сдвиг (клеевые соединения и соединения на клеестальных шайбах);
- растяжение (стальные хомуты, болты, тяжи, скобы, накладки).

Нагель – это длинный гибкий стержень, который, соединяя элементы деревянных конструкций между собой, препятствует их взаимному сдвигу. Сам нагель при этом работает преимущественно на поперечный изгиб. К цилиндрическим нагелям относятся болты и штыри (стержни из круглой стали), а также проволочные гвозди. Нагельные соединения являются

наиболее часто применяемым типом механических соединений в конструкциях постоянного и временного назначения [19–22] не только при сборке деревянных конструкций, но и при их усилении, ремонте, восстановлении. Основной недостаток таких соединений заключается в необходимости предварительного просверливания отверстий и в достижении соосности отверстий соединяемых элементов деревянных конструкций. Это зачастую приводит к перекосам в узловых соединениях из-за несовпадения отверстий, что изменяет расчетную схему нагружения деревянных конструкций.

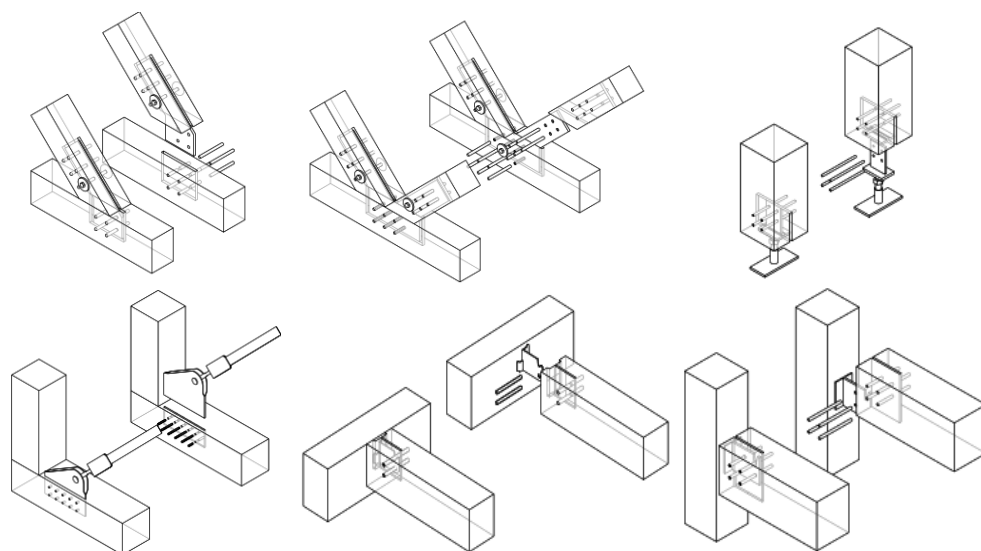


Рис. 4.4. Варианты узловых соединений конструкций с применением стальных пластин

4.2. Решения узловых соединений в рамах и фермах. Характерные соединения с самонарезающими нагелями

В России и за рубежом проведены значительные исследовательские работы, касающиеся гвоздей, шурупов и болтов [14, 15, 23]. Большая часть из них была направлена на развитие методов расчета несущей способности и прогнозирования режимов отказа соединений. Исследования были выполнены также для нагельных соединений с применением клееных

деревянных конструкций (КДК), клееного однонаправленного бруса (LVL) и поперечно-склеенных панелей из древесины (CLT) [20, 24, 25].

В деревянных рамах и фермах применение нагельных соединений – главный фактор при принятии конструктивных решений. Прочность соединения обычно определяет надежность всей конструкции. Нагрузки сосредоточены в узловых соединениях, где и возникает местное напряжение. Расчет несущей способности соединений является актуальной проблемой.

В практике создания соединений деревянных конструкций применяется множество решений нагельных соединений. Анализ разрушений деревянных конструкций, проведенный Чан Куок Фонгом [26], показал, что в половине исследованных случаев узловые соединения были выполнены с помощью нагелей.

Нагельные соединения с использованием металлических пластин увеличивают несущую способность конструкции. Этот тип соединения появился в 1940-х (Gehri, [27]) – решение для большепролетной фермы, выполненной из узлов с несколькими стальными пластинами Crocetti [28]; здание Treet в Бергене, Норвегия; 14-этажное деревянное здание из вертикальных ферм – применение такого соединения объясняется Malo et al. [29]; Швейцарский федеральный технологический институт в Цюрихе (ETH) в рамках исследовательского проекта по оптимизации конструкции соединения типа SBS (Mischler 1998a, 1999) [30, 31].

Пластины с нагелями являются одним из наиболее эффективных соединителей для деревянных конструкций, так как увеличивают несущую способность деревянных конструкций. Недостатком такого типа соединения является трудоемкое производство: пиломатериалы и стальные пластины должны быть предварительно обработаны. В этом случае вставленные стальные пластины должны быть предварительно просверлены, установка нагелей в правильное положение отверстий стальных пластин является сложной задачей. Даже небольшие допуски изготовления между предварительно просверленными отверстиями в древесине и в стальных пластинах отрицательно влияют на напряженно-деформированное состояние узловых соединений. Поэтому был разработан новый самонарезающий нагель (рис. 4.5), который ввинчивается в древесину и стальные пластины без предварительного сверления. Это – инновационная технология с использованием самонарезающих нагелей, при которой нагельные соединения могут достигать высокой грузоподъемности.



Рис. 4.5. Деревянное соединение с самонарезающими нагелями



Поднятые на кровлю
7-метровые блоки



Фрезерование технологических
пазов под соединительные
металлические пластины «ДекТай®»



Соединительные пластины «ДекТай®»
толщиной 8 мм



Самонарезающий нагель RothoBlaas
и три паза в деревянной конструкции
из LVL

Рис. 4.6, начало. Длинномерные балки из LVL,
сращенные с помощью стальных пластин и самонарезающих нагелей



Завинчивание самонарезающих нагелей RothoBlaas в соединяемые LVL-блоки



LVL-балки, соединенные при помощи пластин «ДекТай®» и самонарезающих нагелей RothoBlaas

Рис. 4.6, окончание. Длинномерные балки из LVL, сращенные с помощью стальных пластин и самонарезающих нагелей

Стальные пластины из листовой стали толщиной не менее 2 мм устанавливаются в пропилы конструкции и просверливаются вместе с деревянными элементами на всю длину нагелей (рис. 4.6).

Чтобы нагели могли свободно вгоняться сквозь одну или несколько пластин, диаметр просверливаемого отверстия должен быть равен диаметру нагеля. В местах обжатия пластин боковым сжимающим усилием может возникнуть опасность их выпучивания. В таких случаях опасность сжатия должна быть уменьшена путем ликвидации зазоров между стальной пластиной и древесиной.

При пропилах пазов и забивке нагелей в наружные стальные листы требуется особенно аккуратная и точная работа. Системы «сталь – дерево» позволяют осуществить присоединение к узлу нескольких брусьев. Нагели, соединяя деревянные элементы со стальными пластинами, подвергаются срезу по нескольким слоям. Допустимая нагрузка на нагели повышается по мере увеличения их несущей способности. Многосрезные нагельные соединения способны при сравнительно малой поверхности пластин воспринимать большие усилия. Например, несущая способность четырехсрезного нагеля в четыре раза больше, чем односрезного [32].

Далее приводится пример практического применения стальных пластин и самонарезающих нагелей при строительстве общественного здания

в Санкт-Петербурге (см. рис. 4.6.). В реальной практике строительства часто требуются большие размеры конструкций, например 20-метровых балок и 10-метровых колонн, используемых в общественных зданиях. Однако транспортировка таких конструкций с завода на строительную площадку – это сложная проблема. Было найдено следующее решение. Завод изготовил балки длиной по 7 м одинакового размера сечения. При помощи уникальной технологии короткие балки были сращены в длинномерные уже на объекте. Для сращивания были использованы самонарезающие нагели со стальными пластинами.

Недостатком данного типа соединений является сложность просверливания отверстий при создании соединений. Для сборки крупных деревянных конструкций с большим количеством нагелей разработаны специализированные сверлильные машины. Нагели вставляются заподлицо с поверхностью. Регулятор глубины обеспечивает согласованную глубину всех соединителей [2] (рис. 4.7).

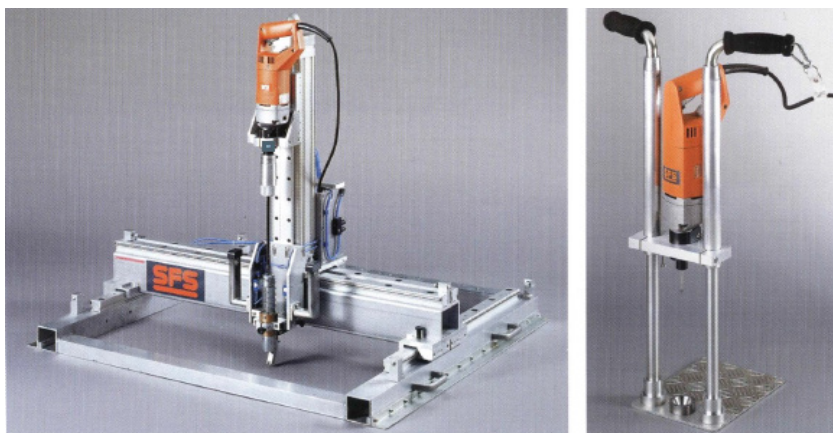


Рис. 4.7. Специализированные сверлильные машины (пневматический CF WS/P и ручной CF WS/M) для нагеля типа FSF

4.3. Сравнение соединений с самонарезающими нагелями и стальными пластинами с традиционным инженерным нагельным соединением

«Сталь – дерево» (рис. 4.8) – это соединения деревянных элементов посредством металлических пластин с помощью самонарезающих нагелей.

В деревянных конструкциях пропиливаются пазы, в которые вставляются стальные пластины. Затем с помощью специальных приспособлений и мощных дрелей самонарезающие нагели строго перпендикулярно просверливают отверстия непосредственно сквозь деревянные конструкции и стальные пластины. Возможно соединение конструкций разных размеров с помощью стальных пластин. Это позволяет выполнять сложные соединения и увеличивать длину балок и колонн.

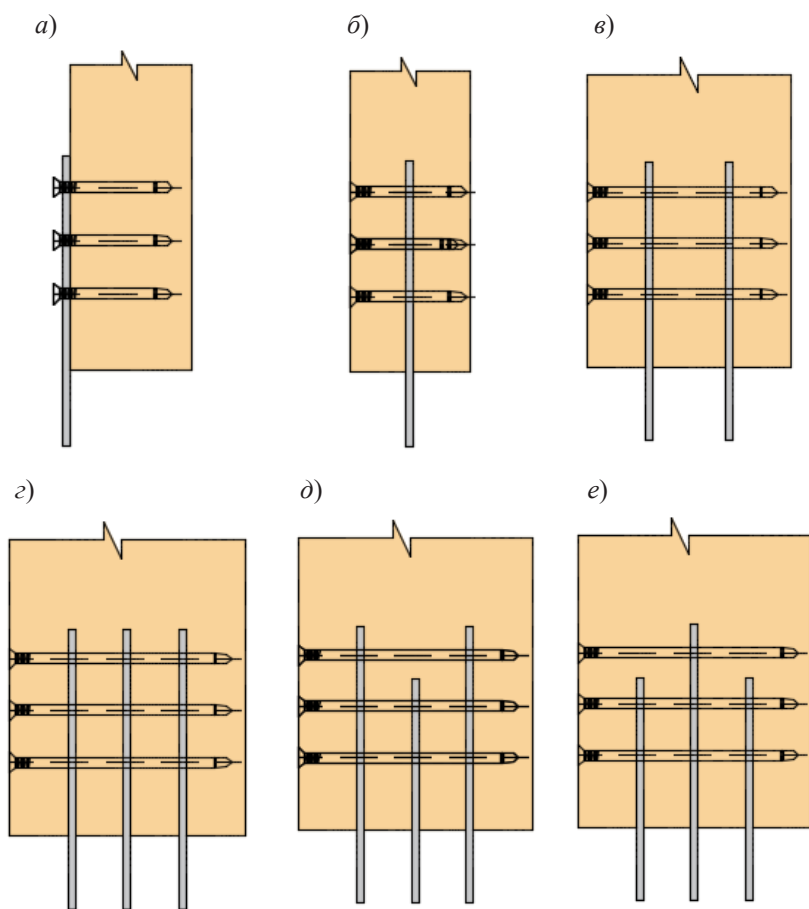


Рис. 4.8. Возможные варианты структуры соединения с использованием самонарезающих нагелей с различными рабочими механизмами в зависимости от количества стальных пластин в соединении

Традиционные (рис. 4.9) – это составные конструкции. Деревянные конструкции кладут друг на друга и соединяют цилиндрическими нагелями из дерева или металла, поэтому общая конструкция не будет плоской и эстетичной.

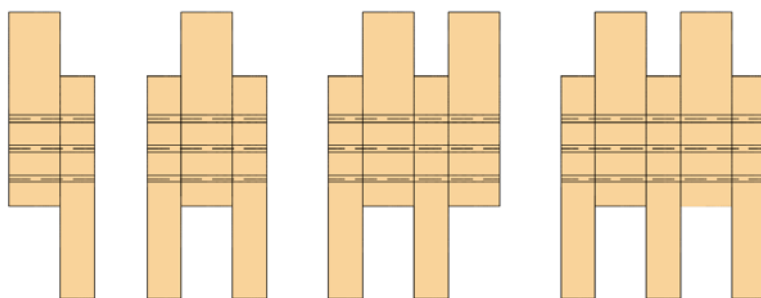


Рис. 4.9. Примеры различных типов традиционных соединений с использованием цилиндрических металлических или деревянных нагелей

В то же время такое соединение вызывает эксцентриситет и изменяет рабочее направление элементов соединения в конструкции. Для длинных элементов конструкций (балок, колонн...) с традиционными соединениями необходимо уменьшать поперечное сечение деревянных конструкций в месте соединения до необходимого размера. Однако это снижает несущую способность конструкции. Несущая способность соединения составных конструкций намного меньше, чем у базовой конструкции, что дополнительно увеличивает расход материала.

Прочность соединения «сталь – дерево» варьируется в зависимости от параметров стальных пластин, следовательно, легко можно настроить увеличение или уменьшение несущей способности соединения в соответствии с заданным типом большой, средней и маленькой деревянных конструкций. Это демонстрирует гибкость соединения с помощью стальных пластин. Стальные пластины действуют как «посредник», соединяя эффективно элементы конструкций в различном положении в структуре сооружения.

Высокая жесткость соединения при достаточно небольших диаметрах нагелей и при быстрой сборке соединения без предварительного просверливания достигается за счет прочного взаимного сцепления поверхности цилиндрических нагелей со стальными пластинами (одной и больше) из стали марки S235, St37, Fe360 с максимальной толщиной до 10 мм (одна пластина) или 5 мм (две или три пластины).

Нагели вкручиваются сквозь деревянную конструкцию и стальную пластину за один рабочий цикл, ошибок допуска не возникает даже в условиях строительной площадки. Высокопрочные нагели, в отличие от стандартных, позволяют использовать меньшее количество крепежных элементов для одинаковой несущей нагрузки, снижаются затраты на обработку древесины и просверливание [13]. Кроме того, минимизируются размеры соединений и элементов. Высокопрочные нагели не только имеют высокий предел текучести материала нагеля, но также его высокую пластическую деформационную способность. Благодаря данным характеристикам создаются условия для пластичного разрушения соединения [33]. При жестком нагеле может произойти раскалывание древесины между гнездами, поэтому необходимо, чтобы соединение разрушалось с изгибом нагелей пластично. Разрушения от скола древесины происходят при малых деформациях, так как нагель работает не полностью, а несущая способность древесины при скалывании мала.

Далее приводится сравнение расчетных математических формул несущей способности между двумя типами соединений: «дерево – дерево» и «дерево – сталь – дерево» (рис. 4.10) в российских стандартах и Еврокоде 05.2011.

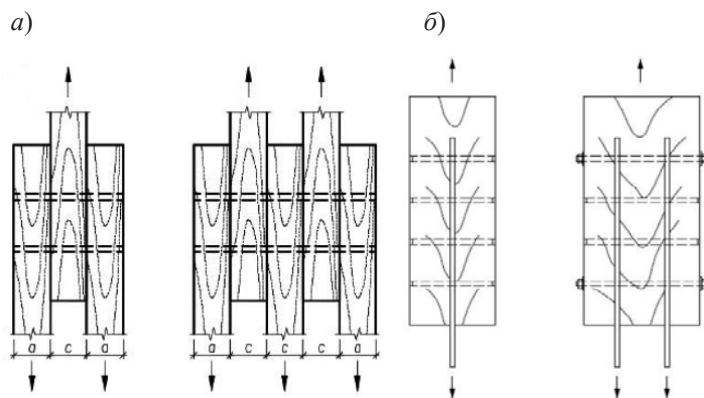


Рис. 4.10. Схемы соединений: *а* – виды соединений по конструктивному сочетанию нагелей; *б* – нагельные соединения с прокладками

Расчет по СП. 64.13330.2017 [34, 35]:

$$T = \begin{cases} 0,75cdk_{\alpha}; \\ 1,2adk_{\alpha}; \\ (2,2d^2 + 0,025a^2)\sqrt{k_{\alpha}} \leq 3,1d^2; \end{cases} \quad (4.1)$$

где T – несущая способность одного нагеля одного среза в соединении, кН; c – толщина среднего деревянного элемента, см; a – толщина крайнего деревянного элемента, см; d_n – диаметр нагеля, см; k_α – коэффициент, учитывающий угол приложения нагрузки.

Рассчитывается несущая способность одного нагеля и одного среза в соединении с учетом поперечных сечений на части деревянной конструкции.

Формула $(0,75cdk_\alpha)$ используется для определения несущей способности внутренних элементов деревянной конструкции, а формула $(1,2adk_\alpha)$ – для определения несущей способности внешних элементов деревянной конструкции без учета влияния стальных пластин. Таким образом, оба типа соединения «дерево – дерево» и «сталь – дерево» рассчитываются по одним и тем же формулам (при режиме смятия древесины в соединении).

Расчет по Еврокоду 05 [35].

В формуле (4.2) рассчитывается несущая способность согласно Е05, с учетом различия двух типов соединения «дерево – дерево» и «сталь – дерево».

Несущая способность определяется для одного нагеля и одного среза в соединении «дерево – дерево» с учетом режимов разрушения нагеля (см. п. 8.2.2) [35].

Несущая способность нагеля для односрезных соединений:

$$F_{v,R_k} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d; \\ f_{h,2,k} t_2 d; \\ 1,15 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \frac{F_{ax,R_k}}{4}; \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta^2 + (1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,R_k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,R_k}}{4}; \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 + (1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,R_k}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,R_k}}{4}; \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,R_k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,R_k}}{4}. \end{cases} \quad (4.2)$$

Несущая способность нагеля для двухсрезных соединений:

$$F_{v,R_k} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d; \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d; \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \sqrt{2\beta + (1 + \beta) + \left(\frac{4\beta \cdot (2 + \beta)}{f_{h,1,k} d t_1^2} - \beta \right) + \frac{F_{ax,R_k}}{4}}; \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,R_k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,R_k}}{4}. \end{cases} \quad (4.3)$$

Несущая способность одного нагеля одного среза в соединении «сталь – дерево» с учетом режимов разрушения соединения – см. п. 8.2.3 [35].

Несущая способность нагеля для двухсрезного соединения древесины со стальной пластиной любой толщины между двумя деревянными элементами:

$$F_{v,R_k} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d; \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,R_k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,R_k}}{4}; \\ 2,3 \sqrt{M_{y,R_k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,R_k}}{4}. \end{cases} \quad (4.4)$$

Несущая способность нагеля для двухсрезного соединения двух тонких стальных пластин и деревянного элемента между ними:

$$F_{v,R_k} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_1 d; \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,R_k} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,R_k}}{4}. \end{cases} \quad (4.5)$$

Видно, что в стандарте E05 расчет несущей способности соединения проводится не только в соответствии с механизмом смятия древесины, но также учитывает механизм изгиба нагеля в соединении.

В предыдущих исследованиях [11, 22, 36, 38] сравнение значений несущей способности соединения «дерево – дерево», по СП.64.13330.2017 и Еврокоду 05, дало аналогичные значения. Необходимо сравнить расчет несущей

способности для типа соединения «сталь – дерево», отсюда возникает идея об использовании двух этих стандартов при разработке методов расчета для типа соединения «сталь – дерево» с несколькими стальными пластинами.

4.4. Российский и зарубежный опыт расчета узловых соединений с использованием самонарезающих нагелей

Крепежная система WS в Европе является распространенным типом соединения. Данным соединением успешно сопрягаются отправочные марки ферм, балок, колонны с основанием, узлы рам и других конструкций. Применяется в строительстве спортивных комплексов (конных сооружений, бассейнов, спортивных залов), жилых зданий. В России же имеются единичные случаи применения таких соединения в узлах деревянных конструкций.

Область применения – конструкции ферм различного пролета, стоек, балок, колонн, конструкций малоэтажного строительства, мостов, смотровых башен, балконных балюстрад, вышек для лыжных спусков и в других конструкциях. Данный вид проектируется в узловых соединениях элементов конструкций.

Опыт исследования узловых соединения с использованием нагелей за рубежом: Kroon M., Andreasson E., Persson Jutemar E., Petersson V., Persson L., Dorn M. & Olsson P. A. T., Rossi S., Crocetti R., Honfi D., Frühwald Hansson E., K.W. Johansen (1949), A. Mischler (2001), Quenneville and Mohammad (2000), Soltis L. A., Wilkinson T. L., Jan-Willem van de Kuilen (2010), Misconel, A.; Ballerini (2016), Dorn M., de Borst K. & Eberhardsteiner J., Yurrita M., Cabrero J. M. [39–49]. В России – исследования известных российских ученых: П. А. Дмитриева, В. М. Коченова (1953), Б. Л. Николаи, В. Ф. Иванова, А. Я. Найчука, В. В. Большакова, А. В. Павлика, Г. Г. Никитина, В. А. Кононова, С. М. Чернявского, Ю. В. Пискунова, А. Г. Черных и др. [9–12, 39, 40, 50–54]. Среди посвященных нагельным соединениям деревянных конструкций отмечаются работы Ю. В. Пискунова, Т. П. Чернова, А. Б. Шмидта, В. П. Забродина, А. А. Серегина, М. В. Суханова, А. Б. Портокава [12, 55–58].

Два элемента деревянной конструкции соединяются металлическими пластинами с помощью нагелей. Отделенные пропилены части деревянной конструкции остаются неподвижными и подвергаются только смятию. В процессе растяжения за счет податливости соединения изменяется расстояние между двумя соединяемыми деревянными конструкциями [13, 59–61]. Или, другими словами, передача усилий между элементами происходит

дискретно от одного к другому по площади контакта соединяемых конструктивных элементов и связей. К таким соединениям с механическими связями, работающими преимущественно на изгиб (реже – на выдергивание), относятся стыки на нагелях.

Блок-схема зависимости несущей способности от конструктивных параметров соединения представлена на рис. 4.11.

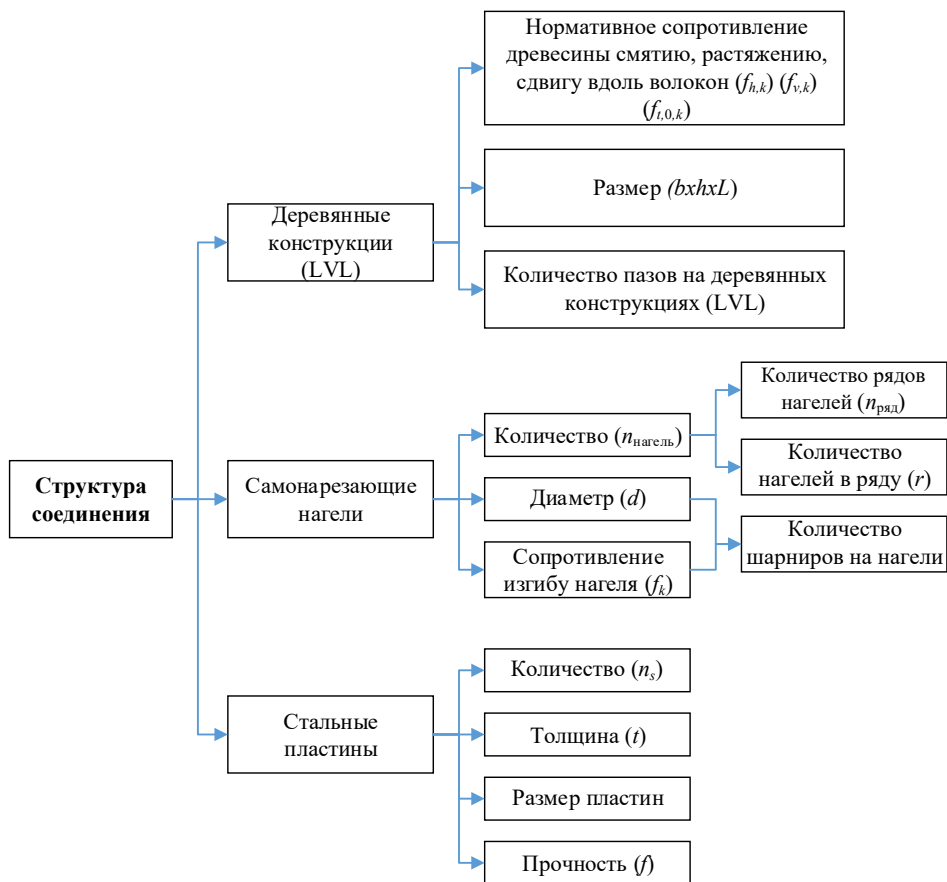


Рис. 4.11. Структура соединения с применением самонарезающих нагелей и параметры, влияющие на несущую способность соединения

Разработка оптимального соединения – такого, при котором рабочие элементы достигают предельной несущей способности одновременно –

это первое правило построения оптимального метода на основе изменения параметров соединений. В исследовании компоненты нагельного соединения включают стальные пластины, самонарезающие нагели, клееные деревянные конструкции из LVL.

4.5. Напряженно-деформированное состояние элементов соединений типа «сталь – дерево»

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние соединения «сталь – дерево» при растяжении или сжатии, разделяя его на разные рабочие части, включая внутреннюю и внешнюю части соединения. Затем поперечное рабочее сечение и несущая способность деревянных элементов в различных частях рассчитываются по формулам [62, 63].

Внешняя часть рассчитывается как нормальный элемент при растяжении:

$$A_{\text{раст}} = b \cdot h; \quad F_{\text{раст}} = A_{\text{раст}} \cdot f_{t,0,k}. \quad (4.6)$$

Часть соединения рассчитывается с учетом сокращения сечения:

$$A_{\text{раст}} = b \cdot h - l_{\text{нагель}} \cdot n_{\text{ряд}} \cdot d - l_{\text{пластин}} \cdot t_{\text{пластин}} \cdot n_{\text{пластин}}; \quad (4.7)$$

$$F_{\text{раст}} = A_{\text{раст}} \cdot f_{t,0,k}, \quad (4.8)$$

где $A_{\text{раст}}$ – рабочая площадь поперечного сечения, мм²; $F_{\text{раст}}$ – несущая способность деревянных конструкций на растяжение, кН; $f_{t,0,k}$ – нормативное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон, МПа; b, h – ширина и высота элемента, мм; $l_{\text{нагель}}, d, n_{\text{ряд}}$ – длина, диаметр и количество нагелей в одном ряду, мм; $l_{\text{пластин}}, t_{\text{пластин}}, n_{\text{пластин}}$ – длина, толщина и количество пластины в соединении, мм.

В соединениях нагель монтируется под углом по направлению к действующей нагрузке, чаще всего перпендикулярно. При нагрузке нагель прижимается к окружающим его деревянным элементам, оказывая на них давление [6] (рис. 4.12).

Нагель в данном случае будет действовать как балка с распределенной нагрузкой от давления заделки (балка на упругом основании). Если нагель имеет сравнительно большой диаметр, он не будет изгибаться. При меньшем диаметре нагель будет деформироваться при изгибе, в конечном итоге создавая один или несколько пластичных шарниров в нагеле. После деформации сдвиговое воздействие может быть дополнено растягивающим действием в нагеле [64].

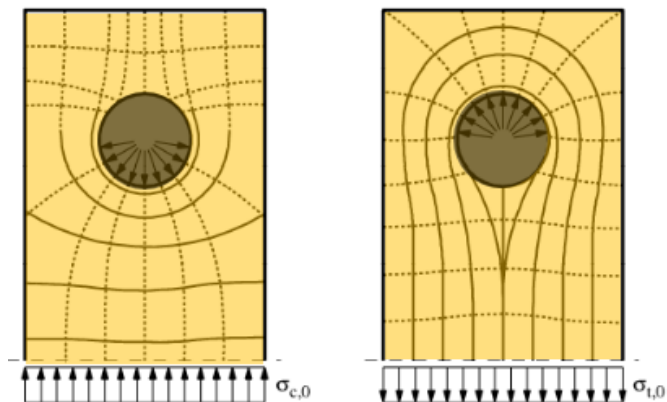


Рис. 4.12. Области растяжения (прямые линии) и сжатия (ломанные линии) в деревянных конструкциях под давлением, переданные из нагеля

Напряжения смятия неравномерны по контуру нагельного гнезда (рис. 4.13).

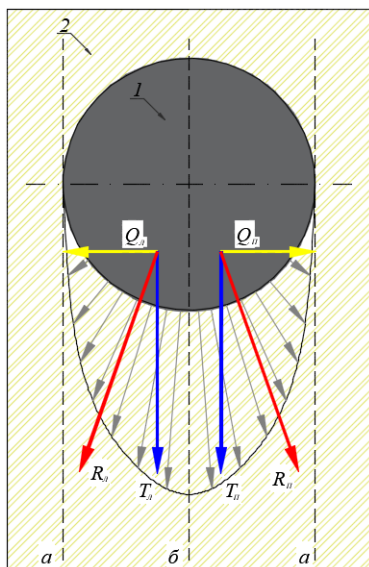


Рис. 4.13. Распределение напряжений в деревянных конструкциях по контуру нагельного гнезда: 1 – цилиндрический нагель; 2 – деревянные конструкции

Равнодействующие радиальных напряжений $R_{л}$, $R_{п}$ слева и справа от продольной оси дают продольные $T_{л}$, $T_{п}$ и поперечные $Q_{л}$, $Q_{п}$ составляющие, которые, соответственно, вызывают скалывание по площадкам $a-a$, $a'-a'$ и раскалывание по площадке $b-b$. Несущая способность нагельного соединения по скалыванию и раскалыванию зависит от расстояния между нагелями. Минимальное расстояние между нагелями назначается так, чтобы несущая способность по скалыванию и раскалыванию была заведомо больше несущей способности нагеля по изгибу и древесины по смятию [9].

На рис. 4.14 показано расположение предполагаемых трещин. Длина трещин обозначается как a ; Δa – рост трещин, возникающий в результате смещения нагельного элемента на длину $\Delta \delta$.

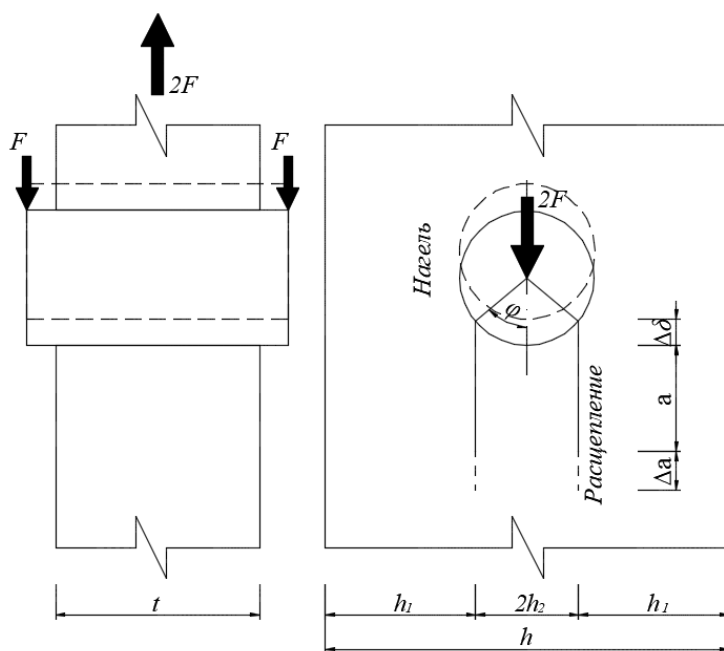


Рис. 4.14. Расположение предполагаемых трещин и напряжений с параллельными волокнами (Jorissen, 1998)

Край нагельного отверстия можно разделить на три зоны, как показано на рис. 4.15. В области контакта трение между стальным нагелем и деревянной конструкцией не преодолевается, следовательно, стальной нагель

и деревянная конструкция двигаются вместе. В области скольжения преодолевается трение, вызывающее скольжение нагеля относительно деревянной конструкции. Нагрузка не передается в область отсутствия контакта (см. рис. 4.15).

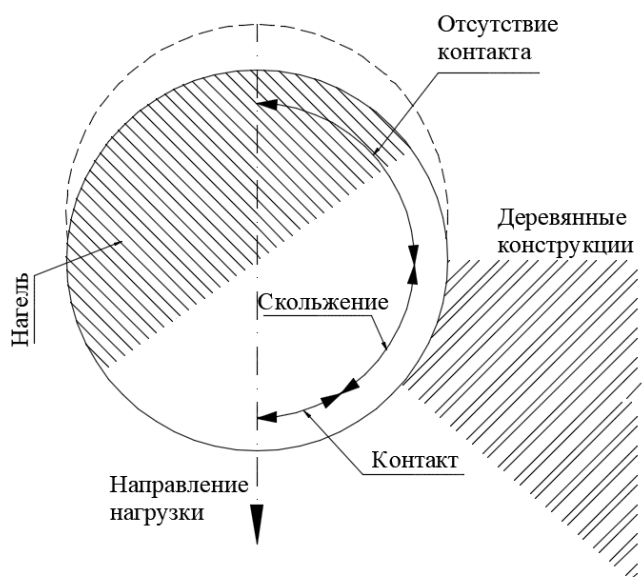


Рис. 4.15. Визуализация областей «контакт», «скольжение» и «отсутствие контакта»

На рис. 4.14 угол трения обозначается как φ . Длины h_1 и h_2 зависят от этого угла и задаются уравнениями:

$$2h_2 = d \cdot \sin \varphi; \quad (4.9)$$

$$h_1 = \frac{h - d \cdot \sin \varphi}{2}. \quad (4.10)$$

Рассматриваемая модель прочности нагельного соединения описана Jorissen (1998) [65], получена по энергетическому балансу и основана на работе Gustafsson [44], который провел исследование прочности деревянных конструкций. Энергетический баланс для распространения трещины определяется работой (W_{el}), выполняемой постоянной внешней нагрузкой,

энергией (W_{e2}) упругой деформации древесины и энергией (W_{e3}), выделяющейся при развитии трещины [65].

Работа, выполняемая внешней нагрузкой $2F$, определяется по формуле

$$W_{e1} = 2F(\delta_2 - \delta_1) = 2F \cdot \Delta\delta. \quad (4.11)$$

Энергия упругой деформации древесины определяется по формуле

$$W_{e2} = \frac{1}{2} 2F(\delta_2 - \delta_1) = F \cdot \Delta\delta. \quad (4.12)$$

Энергия, выделяющаяся на поверхности трещины, задается по формуле

$$W_{e3} = G_c t \Delta a, \quad (4.13)$$

где G_c – энергия разрушения, зависящая от материала; t – ширина элемента конструкции.

Высвобожденная энергия должна равняться потребляемой энергии для получения энергетического баланса. Это соотношение показано в формулах:

$$W_{e3} = W_{e1} - W_{e2}; \quad (4.14)$$

$$G_c t \Delta a = F \Delta\delta \leftrightarrow G_c t da = F d\delta; \quad (4.15)$$

$$G_c t da = F^2 d\left(\frac{\delta}{F}\right) \rightarrow F = \sqrt{\frac{2G_c t}{d\left(\frac{\delta}{F}\right)}}. \quad (4.16)$$

Стальной нагель оказывает постоянную нагрузку $2F$ на деревянные конструкции, которая заставляет материал двигаться вниз и сжимать область между трещинами ($A_{inside} = 2h_2t$), в то время как материал вне трещин движется вниз, потому что он растянут ($A_{outside} = 2h_1t$). Смещение крепежного элемента на длину $\Delta\delta$ приводит к росту трещины Δa , как показано на рис. 4.14. Из этого можно сформулировать соотношение для $\Delta\delta$:

$$\Delta\delta = \frac{2F\Delta a}{E_0 2h_2t} + \frac{2F\Delta a}{E_0 2h_1t}; \quad (4.17)$$

$$\frac{d\left(\frac{\delta}{F}\right)}{da} = \frac{2h_1t + 2h_2t}{E_0 2h_1h_2t^2}. \quad (4.18)$$

Значение F определено по формуле

$$F = t \sqrt{\frac{G_c E_0 d \sin(\varphi) [h - d \sin(\varphi)]}{h}}, \quad (4.19)$$

где F – это сила, действующая на цилиндрическом нагеле, вызывающая раскалывание древесины; угол φ – это направление действия силы F со стороны нагеля на поверхность древесины. Несущая способность соединения в этом механизме разрушения принимается равным значению F . Предел текучести называется пластическим моментом в стальной конструкции. Это момент, необходимый для создания пластического шарнира в нагеле, который определяется путем испытания нагелей в соответствии с SS-EN 408 (см. рис. 4.16 и 4.17) или путем расчета пластического момента для нагеля.

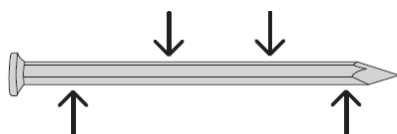


Рис. 4.16. Определение момента текучести для нагелей

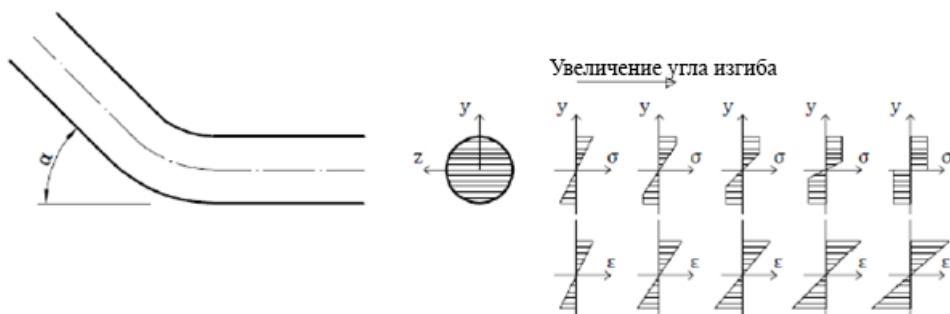


Рис. 4.17. Развитие напряжений и относительных деформаций нагеля в зависимости от увеличения угла изгиба

Исследование напряженно-деформированного состояния нагелей начинается с теоретического обоснования соотношения между изгибающим моментом M и углом изгиба α для стального нагеля с круглым поперечным сечением [5].

Прочность изгибающего момента линейно увеличивается до тех пор, пока не будет достигнут упругий момент (M_{el}). После достижения упругого момента изгибающий момент асимптотически приближается к пластическому изгибающему моменту (M_{pl}). Формулы, используемые для расчета упругого и пластического изгибающего момента:

$$M_{el} = \frac{\pi}{32} f_y d^3; \quad (4.20)$$

$$M_{pl} = \frac{1}{6} f_y d^3, \quad (4.21)$$

где f_y – предел текучести нагеля при изгибе.

На рис. 4.18 представлены варианты моделей текучести нагеля.

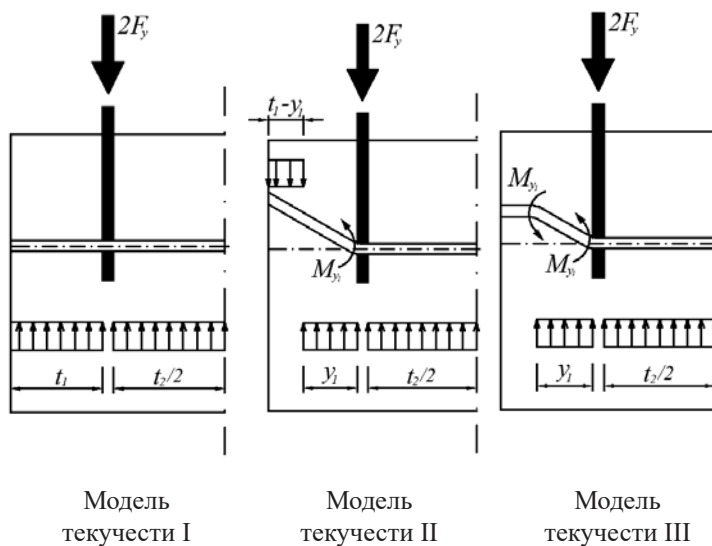


Рис. 4.18, начало. Условия текучести деревянной конструкции и нагеля при соединении со стальными пластинами

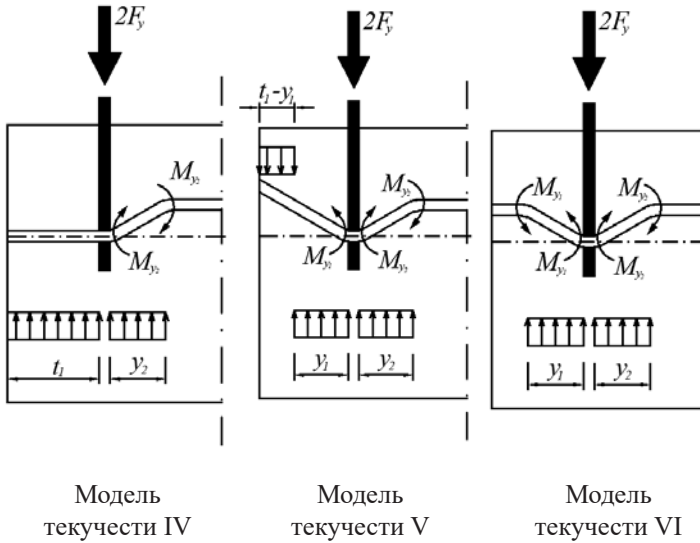


Рис. 4.18, окончание. Условия текучести деревянной конструкции и нагеля при соединении со стальными пластинами

Модель текучести I:

$$2F_y = \left(t_1 + \frac{t_2}{2} \right) \cdot f_e \cdot d. \quad (4.22)$$

Модель текучести II:

$$2F_y = \left(2y_1 - t_1 + \frac{t_2}{2} \right) \cdot f_e \cdot d; \quad M_{y_1} = \left(y_1^2 - \frac{t_1^2}{2} \right) \cdot f_e \cdot d. \quad (4.23)$$

Модель текучести III:

$$2F_y = (t_1 + y_2) \cdot f_e \cdot d; \quad M_{y_2} = \frac{y_2^2 \cdot f_e \cdot d}{4}. \quad (4.24)$$

Модель текучести IV:

$$2F_y = \left(y_1 + \frac{t_2}{2} \right) \cdot f_e \cdot d; \quad M_{y_1} = \frac{y_1^2 \cdot f_e \cdot d}{4}. \quad (4.25)$$

Модель текучести V:

$$2F_y = (2y_1 - t_1 + y_2) \cdot f_e \cdot d;$$

$$M_{y_1} = \left(y_1^2 - \frac{t_1^2}{2} \right) \cdot f_e \cdot d; \quad M_{y_2} = \frac{y_2^2 \cdot f_e \cdot d}{4}. \quad (4.26)$$

Модель текучести VI:

$$2F_y = (y_1 + y_2) \cdot f_e \cdot d;$$

$$M_{y_1} = \frac{y_1^2 \cdot f_e \cdot d}{4}; \quad M_{y_2} = \frac{y_2^2 \cdot f_e \cdot d}{4}, \quad (4.27)$$

где F_y – предел текучести нагельного соединения; f_e – прочность заделки древесины; d – диаметр нагеля; M_{y_1} , M_{y_2} – моменты текучести нагеля.

Несущая способность нагеля на растяжение или сжатие зависит от геометрических и физико-механических свойств нагеля, прочностных свойств деревянных материалов и эксплуатационных условий. Расчет несущей способности нагелей приведен в европейских нормах [35, 66, 67]. Это необходимо для разработки методов расчета соединения с применением самонарезающих нагелей.

Стальные пластины необходимо проверять на растяжение по ослабленному сечению и на смятие под нагелем в соответствии с указаниями СП 16.13330.2017 [34, п. 6.2.3].

Расчет на прочность элементов, подверженных центральному растяжению, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.28)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали растяжению; N – продольная сила; A_n – площадь сечения нетто; γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый в соответствии с табл. 6 [34]: для растянутых элементов в сварных стержневых конструкциях перекрытий и покрытий $\gamma_c = 0,95$; для затяжек и подвесок, выполненных из прокатной стали, $\gamma_c = 0,9$; выполненных на болтах в стержневых конструкциях покрытий и перекрытий – $\gamma_c = 1,05$.

Стальные пластины, соединяющие деревянные элементы, имеют преимущество в увеличении несущей способности соединения, поскольку

изгибающий момент в соединителях обычно уменьшается при той же внешней нагрузке, поскольку стальная пластина дает меньший эксцентриситет по сравнению с деревянным элементом с той же прочностью.

Стальные пластины в соединении действуют как растягивающая структура, и напряжения сосредоточены в отверстиях в стальной пластине. В данном исследовании (соединение при растяжении) нестабильность стальных пластин не учитывается.

Деформация стальной пластины в направлении нагрузки влияет на общую деформацию соединения. В соединении с использованием нескольких стальных пластин нагрузки распределены во многих сечениях. Поэтому деформация отверстий в стальной пластине мала. Для экономической эффективности и обеспечения несущей способности соединения автор работы [28] предлагает выбирать подходящую толщину стальной пластины, соответствующую значениям ($t_{\text{пластина}} = 3\text{--}5$ мм).

Кроме того, допустимое отклонение между просверленным отверстием в стальной пластине и диаметром нагеля влияет на напряженно-деформированное состояние пластин. Когда допуск равен нулю, усилие от нагеля будет передаваться по максимальной поверхности контакта нагеля с отверстием в стальной пластине, тем самым уменьшая деформацию и сжимающее напряжение растяжения вокруг отверстия. Чем меньше допустимое отклонение, тем больше сопротивление растяжению и сжатию по окружности отверстия.

Анализ соотношения нагрузки и перемещения в соединении. Соединения деревянных конструкций в зданиях и сооружениях выполняются, как правило, с помощью креплений болтами, шурупами или нагелями диаметром от 5 до 24 мм, в редких случаях – до 30 мм. Использование таких соединений требует предварительного просверливания отверстий диаметром чуть большим, чем диаметр нагеля [28, 68]. Этот допуск, как правило, влечет за собой неравномерное распределение нагрузки на элементы соединения. Кривая зависимости скольжения и нагрузки соединительного элемента приобретает вид, представленный на рис. 4.19, а.

Для соединения, состоящего из трех или четырех соединительных элементов, зависимость $N = f(\delta)$ всего узла представлена на рис. 4.19, б.

Элемент соединения, который имеет наименьший первоначальный допуск, должен переносить наибольшую нагрузку, что в результате ведет к его постоянным деформациям вследствие прижима к древесине

или срыва узла. В результате сильное скольжение узла крепления ведет к постоянным перемещениям и образованию трещин в соединении.

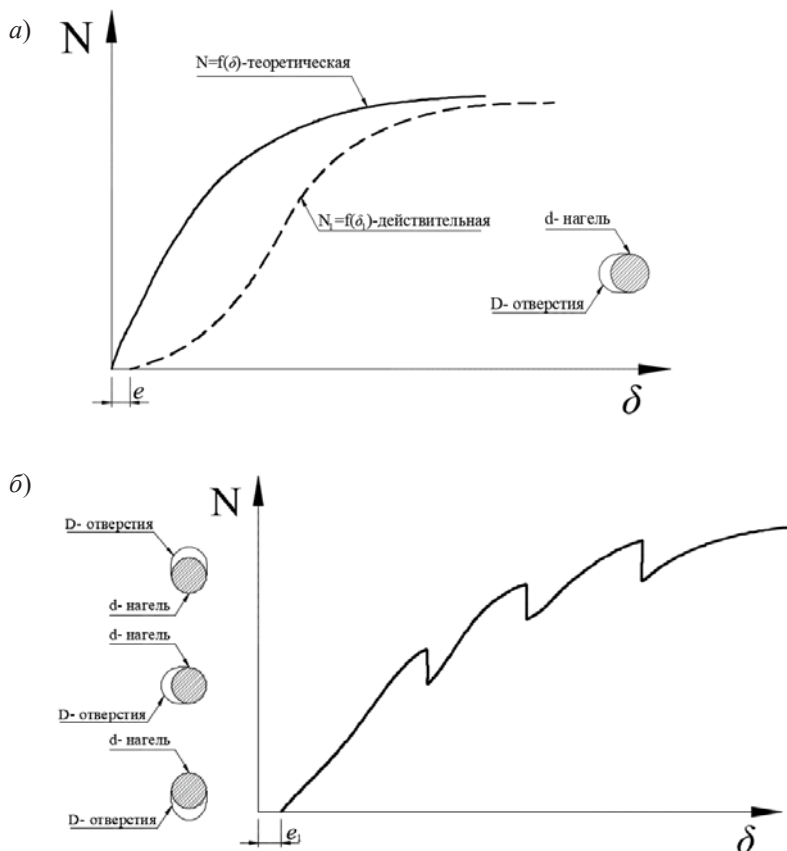


Рис. 4.19. Действительная и теоретическая зависимости «нагрузка – перемещение»: а – для одного нагеля в узле; б – для нескольких нагелей в узле

Появляющиеся в результате действия реологических процессов изменения влажности, люфтов и прогрессирующее по мере эксплуатации здания расстояние между трещинами Δ влечет за собой разгерметизацию здания, следовательно, ухудшение его тепловлажностных условий.

На основании проведенного анализа можно отметить, что развитие деревянных конструкций сопровождается появлением новых современных

конкурентоспособных материалов, при этом разработка и внедрение деревянных пространственных конструкций из клееной древесины приобретают большое значение при строительстве жилых и гражданских зданий.

Применение конструкций из LVL популярно в Европе и России помимо использования в качестве балочной конструкции, возрастают объемы строительства также в качестве несущих стержней в рамах и фермах. Использование самонарезающих нагелей и стальных пластин становится востребованным, чаще всего они применяются в каркасных и рамных конструкциях. Преимущества этого типа соединения являются важной основой для инженеров при выборе соединителей для использования в деревянном домостроении.

Обзор российских и зарубежных исследовательских работ по теме нагельных соединений деревянных конструкции со стальными пластинами свидетельствует о необходимости уточнения и расширения области проведенных исследований, а также определения свойств клееных деревянных материалов, методов расчета, режимов разрушения при нагрузке и конкурентных преимуществ соединений.

4.6. Анализ механизмов разрушения нагельных соединений «сталь – дерево». Определение несущей способности

Основные параметры, которые влияют на несущую способность соединений с применением самонарезающих нагелей: несущая способность нагелей, прочность деревянных конструкций, несущая способность нагелей на срез. Чтобы элементы соединений работали надежно при заданной проектной прочности и в пределах допустимых смещений, в общей конструкции необходимо достигать наилучшего значения несущей способности соединений, при этом важно оптимизировать количество, размеры и расположение стальных пластин.

Внедрение в практику расчета несущей способности соединения с использованием самонарезающих нагелей при растяжении, сжатии по направлению вдоль волокон деревянных конструкций, обусловленные сопротивлением нагелей на изгибе и срезе, требует уточнения аналитических зависимостей в соответствии с различными моделями отказа. Необходимо разработать методику расчета несущей способности соединения в рабочем

состоянии в области предела упругости (расчет по несущей способности – прочность, устойчивость) и в пластичном предельном рабочем состоянии – расчет по деформации (прогибам, перемещениям).

Несущая способность нагельных элементов может быть описана так называемой европейской моделью текучести (EYM). Эта модель основана на анализе предельного состояния пластичности Johansen (1949) [69], который первым опубликовал эту модель, предположив идеальное жестко-пластическое поведение нагеля. Также предполагается, что не происходит преждевременного хрупкого разрушения деревянных конструкций, такого как раскалывание, сдвиг ряда или разрушение при растяжении в уменьшенном поперечном сечении, прежде чем нагельные детали достигнут своего предельного сопротивления (несущая способность нагеля). Компоненты соединения существенно влияют на несущую способность нагеля. В соединении с двумя стальными пластинами нагель ведет себя как простая балка со стальными пластинами в качестве опор.

Другим важным фактором EYM является коэффициент гибкости нагеля λ . А. Jorissen (1998) [65] пришел к выводу, что коэффициент гибкости является одним из наиболее важных параметров для нагельных соединений, нагруженных параллельно волокнам. Толстые нагели с гибкостью $\lambda_{ef} < \lambda_{пред}$ при нагружении соединения остаются прямыми. Тонкие нагели с $\lambda_{ef} > \lambda_{пред}$ изгибаются в соединении. В зависимости от вида соединения образуются два или более пластических шарнира (рис. 4.20). Нагели системы WS с высокой гибкостью λ_{ef} считаются тонкими.

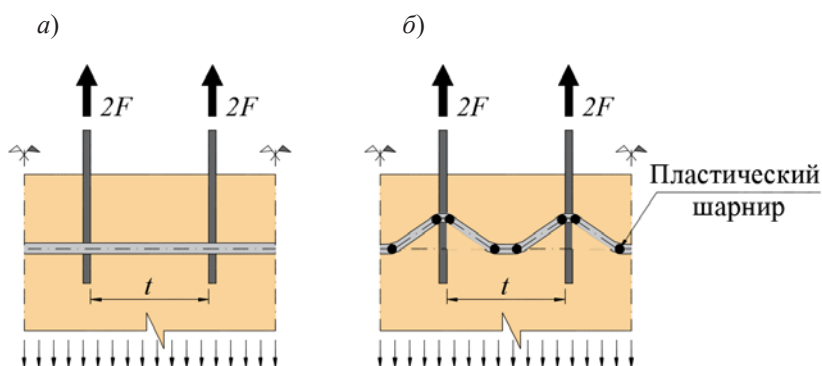


Рис. 4.20. Влияние условий опоры нагеля и коэффициента гибкости нагеля

Далее приводится анализ механизма работы одного нагеля на плоскость среза для определения условий пластичности деревянной конструкции и нагеля при соединении со стальными пластинами в зависимости от коэффициента гибкости $\lambda_{ef} = t / d$.

Коэффициент гибкости нагеля для соединений с несколькими стальными пластинами определяется по формуле

$$\lambda_y = 4 \cdot \sqrt{\frac{M_u}{f_h \cdot d^3}}. \quad (4.29)$$

Когда $\lambda_{ef} < \lambda_y \rightarrow F = 0,5 f_h \cdot t \cdot d$, деформация нагеля вызывает смещение деревянной конструкции за счет смятия (см. рис. 4.20, а).

Когда $\lambda_{ef} > \lambda_y \rightarrow F = 2\sqrt{M_u \cdot f_h} \cdot t$, нагель работает на изгиб с большей деформацией, в результате появляются пластические шарниры соединения по длине нагеля (рис. 4.20, б); M_u – предел текучести нагеля, Н/мм; F – несущая способность для одного нагеля в одной плоскости сдвига, кН.

Соединения с тонкими нагелями позволяют достичь высокой несущей способности. Пластичное поведение элементов соединения обычно возможно только в том случае, если хрупкое разрушение деревянных конструкций наступает после значительной пластической деформации стальных нагелей (пластическое разрушение нагелей) [70–72].

Допуски изготовления существенно влияют на несущую способность соединений. В случае тонких нагелей и большого расстояния между нагелями эффект неравномерного распределения нагрузки между нагелями может быть уравновешен. Для этого необходима определенная пластичность нагеля, чтобы уравновесить усилия между нагелями и деталями. Соединения, изготовленные с высокой точностью, имеют более равномерное распределение нагрузки между нагелями и элементами соединения.

Соединения с меньшим расстоянием между нагелями возможны, когда отверстия в деревянных конструкциях и стальных пластинах просверлены с высокой точностью [73, 74].

При действии поперечного усилия на соединение «сталь – дерево» возможны различные варианты отказа за счет пластической деформации элементов соединения. Такие варианты для одно- и двухсрезных соединений показаны на рис. 4.21.

Варианты *a–e* характерны для односрезных соединений; *f–m* – для двухсрезных.

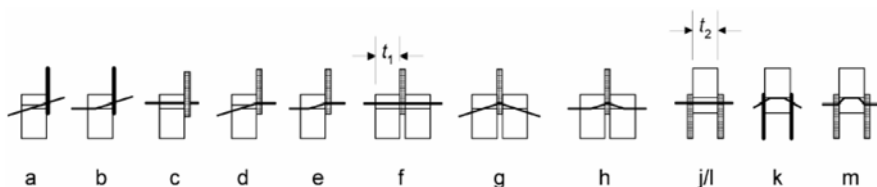


Рис. 4.21. Виды отказа соединений древесины со стальными пластинами

При схемах *a, c, f, j/l* отказ обусловлен исключительно разрушением/деформацией деревянного элемента (отказ заделки). Такие типы отказа называют отказом 1-го типа. Если имеют место отказ заделки и отказ, вызванный пластической деформацией крепежной детали в одном структурном элементе односрезного соединения или в среднем элементе двухсрезного соединения, то такие отказы классифицируются как отказы 2-го типа. Если имеет место отказ заделки и пластическая деформация нагелей во всех элементах соединения, такой отказ называют отказом 3-го типа. Если отношение длины нагеля к его диаметру велико (так называемые тонкие крепежные элементы), то минимальная несущая способность соединения будет соответствовать отказу 3-го типа.

В соответствии со сказанным, варианты *a, c, f, j/l* относятся к отказам 1-го типа; *b, d, g, k* – к отказам 2-го типа; *e, h, m* – к отказам 3-го типа [37].

На базе экспериментальных исследований разработана теория расчета нагельных соединений на основе разрушающего механизма соединений [67, 75–81].

Однако, как уже было отмечено, в существующих стандартах не предусмотрен метод расчета режима пластического разрушения при многократных соединениях плоскостей среза. Далее (рис. 4.22) представлены модели, предложенные Педерсеном [79], с четырьмя связями плоскостей среза (что является изученным случаем в этой статье), и Саватой [81] для соединений любого числа плоскостей среза.

В соответствии с п. 8.1.3 [2] стандарта EN 1995–1–1 [35], несущая способность многосрезного соединения в каждой плоскости среза определяется исходя из предположения, что каждая плоскость среза является частью нескольких соединений из трех элементов. Таким образом, четырехсрезное соединение вычисляется как сумма двухсрезных и односрезных соединений.

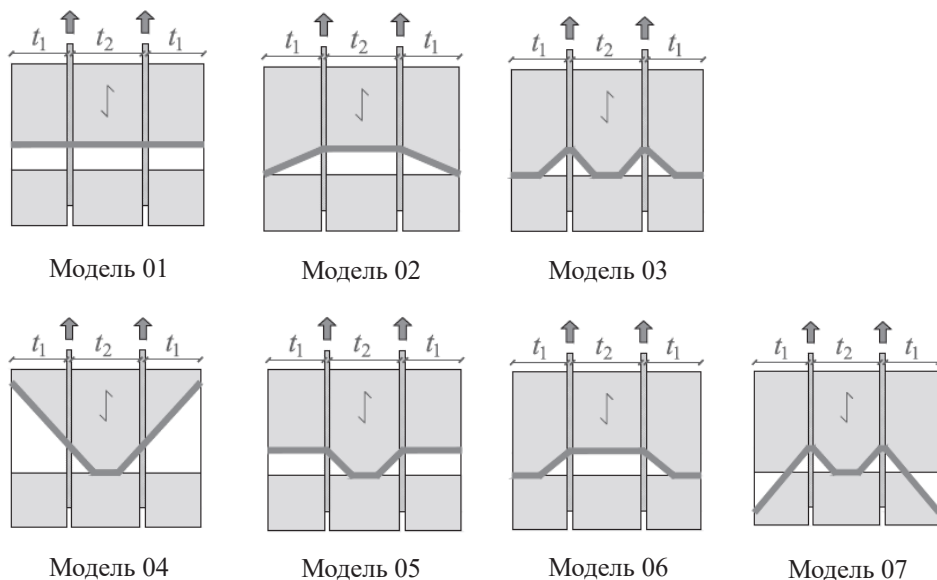


Рис. 4.22. Модели пластичного разрушения

В случае нескольких плоскостей среза в нагельном соединении между деревом и стальными пластинами различают внутреннюю (плоскость А, рис. 4.23) и внешнюю (плоскость В, рис. 4.23). На плоскости сдвига соединитель ведет себя как балка, закрепленная на обоих концах, тогда как на внешней плоскости сдвига он ведет себя как консоль, конец которой закреплен в стальной пластине.

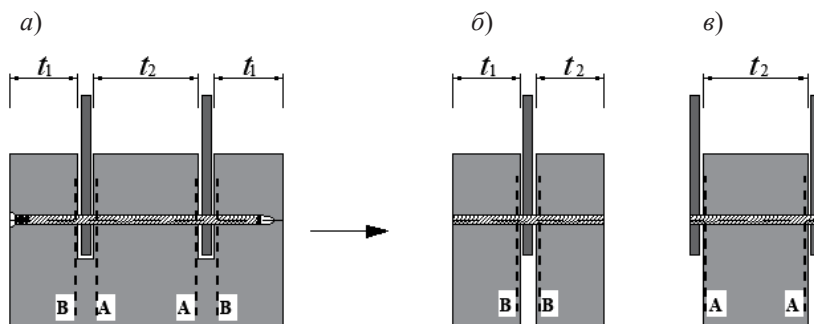


Рис. 4.23. Плоскости среза в нескольких срезных соединениях

Несущая способность многосрезных нагельных соединений с металлическими пластинами, согласно Еврокоду 05, определяется по формулам:

$$F_{v,Rk} = 2F_{v,Rk(1)} + 2F_{v,Rk(2)}; \quad (4.30)$$

$$F_{v,Rk}(1) = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d; & (f) \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}; & (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}; & (h) \end{cases} \quad (4.31)$$

$$F_{v,Rk}(2) = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d; & (j/l) \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}. & (m) \end{cases} \quad (4.32)$$

Педерсен [79] предложил метод, основанный на ЕУМ (европейской модели текучести), для этого модифицировал уравнения для случая соединения с четырьмя плоскостями среза.

Несущая способность соединения, учитывая пластическое разрушение, может быть определена как

$$F_D = F_y n_s n_c n_r, \quad (4.33)$$

где F_D – несущая способность соединения при пластическом разрушении; n_s – число плоскостей среза; F_y – несущая способность каждой плоскости среза в одном нагели элементе, определяемая как

$$F_y = \min \begin{cases} \frac{1}{4}(2t_1 + t_2) \cdot d \cdot f_{h,0}; & \text{(Модель 01)} \\ \left(-\frac{1}{2}t_1 + \frac{t_2}{4} + \sqrt{\frac{1}{2}t_1^2 + \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}} \right) \cdot d \cdot f_{h,0}; & \text{(Модель 02)} \\ \sqrt{4M_y \cdot d \cdot f_{h,0}}; & \text{(Модель 03)} \\ \left(\frac{1}{2}t_1 + \frac{1}{2}\sqrt{t_1^2 + \frac{2M_y}{d \cdot f_{h,0}}} \right) \cdot d \cdot f_{h,0}; & \text{(Модель 04)} \\ \left(\sqrt{\frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}} + \frac{1}{2}t_1 \right) \cdot d \cdot f_{h,0}; & \text{(Модель 05)} \\ \left(\sqrt{\frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}} + \frac{1}{4}t_2 \right) \cdot d \cdot f_{h,0}; & \text{(Модель 06)} \\ \left(-\frac{1}{2}t_1 + \frac{1}{2}\sqrt{t_1^2 + \frac{2M_y}{d \cdot f_{h,0}}} + \sqrt{\frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}} \right) \cdot d \cdot f_{h,0}; & \text{(Модель 07)} \end{cases} \quad (4.34)$$

где $f_{h,0}$ (нормативное сопротивление смятию древесины) и M_y (нормативный момент пластической деформации нагеля) – это значения, определенные в Еврокоде 05.

Савата и др. [81] разработали аналогичный метод, основанный на ЕУМ. Вместо того чтобы получать значение для каждой плоскости среза, они предложили набор уравнений, который обеспечивает эффективную толщину t_{ef} нагельного элемента вдоль всего соединения, которая определяется как

$$t_{ef} = \min \begin{cases} 2t_1 + (n_s - 1)t_2; & \text{(Модель 01)} \\ 2t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{2}{3} \cdot \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}} \left(\frac{d}{t_1} \right)^2} - 1 \right) + (n_s - 1)t_2; & \text{(Модель 02)} \\ n_s \cdot d \cdot \sqrt{\frac{8}{3} \cdot \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}}; & \text{(Модель 03)} \\ 2t_1 + (n_s - 1) \sqrt{\frac{8}{3} \cdot \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}}; & \text{(Модель 05)} \\ d \sqrt{\frac{8}{3} \cdot \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}} + (n_s - 1)t_2; & \text{(Модель 06)} \\ 2t_1 \left(\sqrt{2 + \frac{2}{3} \cdot \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}} \left(\frac{d}{t_1} \right)^2} - 1 \right) + (n_s - 1) d \sqrt{\frac{8}{3} \cdot \frac{M_y}{d \cdot f_{h,0}}}. & \text{(Модель 07)} \end{cases} \quad (4.35)$$

Общая пластическая несущая способность соединения F_D определяется как

$$F_D = t_{ef} f_{h,0} d n_c n_r. \quad (4.36)$$

Оба метода достигают очень хорошего соответствия результатам исследований [82, 83]. Поскольку метод Педерсена [79] более точен, он был использован в данной работе для определения пластической способности выполненных испытаний (рис. 4.24).

На рис. 4.25 показан типичный пример нагельного соединения со стальными пластинами и четырьмя плоскостями сдвига. Основные параметры деревянных конструкций определяются шириной и толщиной, $b \times h$ (мм²) [2]. Две стальные пластины толщиной t_p , толщина древесины h разделены на три части: два наружных элемента толщиной t_1 и один в центре толщиной t_2 .

Хрупкость соединений является недостатком, нередко вызывающим разрушение конструкции, причиной которого являются не предусмотренные в расчете перенапряжения одних частей составного элемента за счет разгрузки других. В настоящее время не существует метода, обеспечивающего расчетную методику хрупкого разрушения соединений с несколькими плоскостями сдвига.

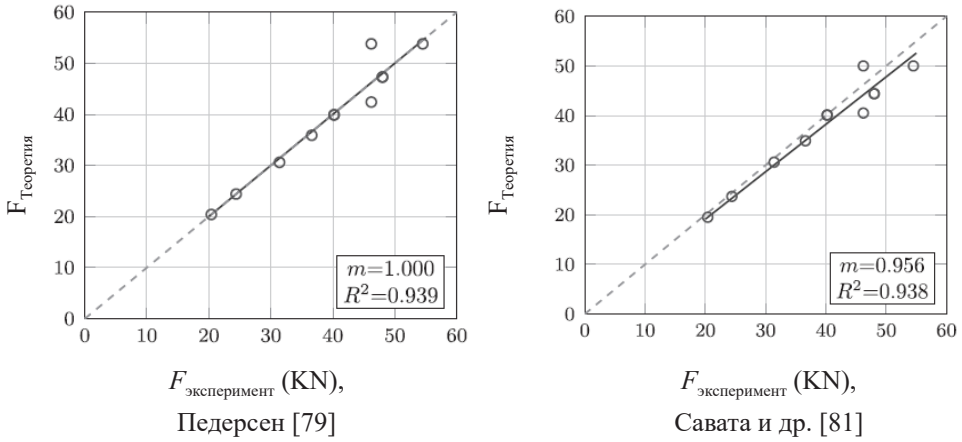


Рис. 4.24. Сравнение результатов испытаний, выполненных по разным методикам

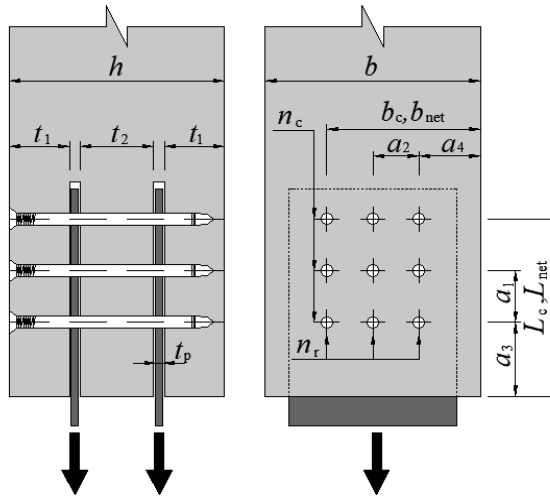


Рис. 4.25. Соединение «сталь – дерево» с применением самонарезающих нагелей

Ханхярви и Кеваринмяки [77, 78] предположили, что каждое соединение может быть разложено как сумма мощностей простых соединений («дерево – сталь – дерево» для внешних элементов и «сталь – дерево – сталь» для внутренних элементов соединения). Это предложение основано на том, что все элементы деревянной конструкции достигают своей

предельной несущей способности одновременно. Данное обстоятельство вызывает сомнение, поскольку толщина элементов, а также соответствующая эффективная толщина из-за деформации нагеля могут быть различными, деревянные элементы ряда могут не достигать своей отказоустойчивости одновременно (рис. 4.26).

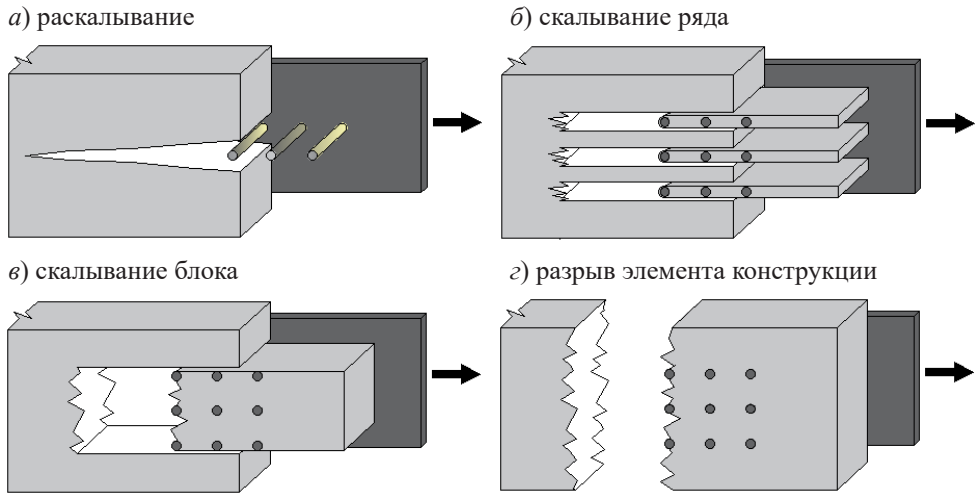


Рис. 4.26. Модели хрупкого разрушения

Оба режима разрушения учитываются понижающим коэффициентом n_{ef} . Этот параметр, основанный на исследованиях Йориссена [66], определяется для нагелей как

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n_c \\ n_c^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right. \quad (4.37)$$

В результате, когда вместо приведенного параметра n_{ef} используется фактическое количество нагелей n_c в формуле (4.37), несущая способность этих соединений для хрупких режимов отказа определяется по формуле

$$F_D = F_y n_s n_c n_r. \quad (4.38)$$

Изменения в формуле:

$$F_D = F_y n_s n_{ef} n_r. \quad (4.39)$$

Нагрузка, вызывающая скалывание блока, определяется в приложении А (разд. 6.1.2, Еврокод 05) как максимальное значение между растягивающей способностью в продольном направлении элемента конструкции и суммой сдвиговых способностей боковой и нижней плоскостей конструкции:

$$F_{B,block} = \max \begin{cases} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} ; \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} , \end{cases} \quad (4.40)$$

где $f_{t,0,k}$ и $f_{v,k}$ – характеристическая прочность на растяжение вдоль волокон древесины и характеристическая прочность на сдвиг соответственно; $A_{net,t}$; $A_{net,v}$ – площадь нетто поверхности среза в плоскости, перпендикулярной волокнам и параллельной волокнам древесины:

$$A_{net,t} = L_{net,t} t_1; \quad (4.41)$$

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 \\ \frac{L_{net,v}}{2} (L_{net,t} + 2t_{ef}) \end{cases}; \quad (4.42)$$

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i}; \quad L_{net,t} = \sum_i l_{t,i}. \quad (4.43)$$

Для тонких стальных пластин

$$t_{ef} = \begin{cases} 0,4t_1 \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{y,R_k}}{f_{h,k} d}} \end{cases}. \quad (4.44)$$

Для толстых стальных пластин

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,R_k}}{f_{h,k} d}} \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,R_k}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] \end{cases}. \quad (4.45)$$

Несмотря на то что нет метода определения разрушения от растягивающего усилия, в разд. 6.1.2 Еврокода 05 установлено, что расчетное напряжение от растягивающих усилий вдоль волокон $\sigma_{t,0,d}$ должно быть меньше или равно расчетному сопротивлению растяжению $f_{t,0,d}$. Это условие должно также выполняться и в соединениях деревянных конструкций:

$$\sigma_{t,0,d} = f_{t,0,d}. \quad (4.46)$$

Рассмотрим модель, предложенную Quenneville и Zarnani [80, 84], где каждый из возможных хрупких режимов разрушения оценивается отдельно. Расщепление не рассматривается, так как не ожидается режим разрушения в соединении элементов с двумя или более рядами нагелей. Несущая способность при хрупком разрушении деревянного элемента будет равна минимальной нагрузке и рассчитывается по следующим режимам отказа.

Скалывание ряда. Для соединения с несколькими рядами одинаковых n_r нагелей Quenneville и Zarnani определяют усилие сдвига F_B , соответствующее разрушению ряда деревянного элемента, по формулам:

$$F_{B,row} = R_v n_r; \quad (4.47)$$

$$R_v = 0,75 f_{v,k} K_{LS} n_c 2a_{cr} t, \quad (4.48)$$

где K_{LS} – коэффициент нагружения поверхности (равный 1 для средних элементов и 0,65 для боковых элементов), который учитывает эффективную толщину t_{ef} ; a_{cr} – минимальное из двух: расстояние между рядами нагелей a_1 и расстояние до нагруженной кромки a_3 .

Скалывание блока. Quenneville и Zarnani определяют разрушающую нагрузку скалывания $F_{B,block}$ как сумму несущей способности двух плоскостей скалывания и плоскости растяжения:

$$F_{B,block} = R_v + 1,25 f_{t,0,k} A_{net,t}, \quad (4.49)$$

где R_v – расчетное сопротивление скалыванию ряда нагелей; $A_{net,t}$ – площадь нетто поверхности скалывания в плоскости, перпендикулярной волокнам:

$$A_{net,t} = b_{net} t.$$

Несущая способность при растяжении деревянного элемента соединения $F_{B,net}$ определяется по формуле

$$F_{B,net} = f_{t,0,k} A_{net}, \quad (4.50)$$

где $f_{t,0,k}$ – характеристическая прочность при растяжении; A_{net} – площадь нетто поперечного сечения деревянного элемента.

Ханхиярви и Кеваринмяки предложили комплексный подход [77, 78] к решению обозначенной проблемы. Расчетная модель, разработанная авторами, учитывает все возможные режимы хрупкого разрушения для соединений с нагелями. Как показано на рис. 4.27, стык деревянных элементов разделен на две части: наружную (квадратная штриховка) и внутреннюю (линейная штриховка). Каждая из частей соединения связана со своей соответствующей плоскостью разрушения (сплошные линии для внутренних частей и штриховые линии для внешних частей). Несущая способность наружной и внутренней части определяются отдельно, а прочность каждого деревянного элемента соединения рассматривается как сумма несущих способностей обеих частей.

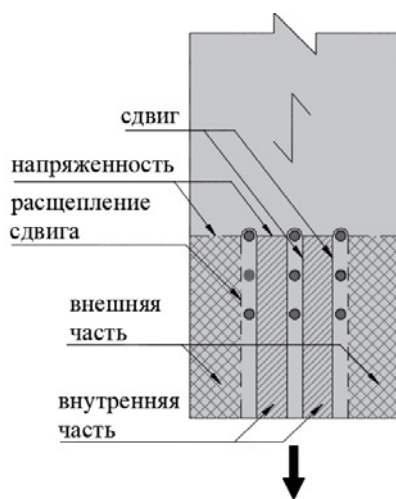


Рис. 4.27. Разделение соединения на внешнюю и внутреннюю части, выполненное Ханхиярви и Кеваринмяки, и возможные режимы его разрушения

Различные режимы отказа оцениваются в каждой части соединения. Рассматривается возможное взаимодействие между сдвигом и растягивающим напряжением (F_j и F_k), что уменьшает результирующую несущую способность (F_{j+k}). Вследствие этого результирующая несущая способность

F_{j+k} получается из приведенного ниже уравнения, учитывающего коэффициент взаимодействия $k_{inter} = 0,3$:

$$F_{j+k} = \begin{cases} F_j \left(1 - k_{inter} \frac{F_j}{F_k} \right) & \text{if } F_j \leq F_k; \\ F_k \left(1 - k_{inter} \frac{F_k}{F_j} \right) & \text{if } F_k < F_j. \end{cases} \quad (4.51)$$

Этот метод учитывает эффективное количество крепежных деталей (учет распределения нагрузки между крепежными элементами), $n_{ef} = n_c^{0,9}$. Кроме того, также происходит уменьшение фактической толщины t_{ef} (аналогично параметр K_{LS} от Quenneville и Zarnani [77] и t_{ef} из Еврокода 05 [37]):

$$t_{ef} = \min \left(1, \frac{d}{0,6 \sqrt{\frac{1,5 f_{h,0}}{f_y} 2,45 t}} \right) t \text{ – внешняя часть;} \quad (4.52)$$

$$t_{ef} = \min \left(1, \frac{d}{0,5 \sqrt{\frac{1,5 f_{h,0}}{f_y} 1,23 t}} \right) t \text{ – внутренняя часть,}$$

где f_y – предел текучести нагелей.

Возможные режимы хрупкого разрушения: напряжение $F_{t,int}$ и сдвиг $F_{v,int}$:

$$F_{t,int} = k_{t,ctr} \frac{n_{ef}}{n_c} (a_2 - d) t f_{t,0,k}; \quad (4.53)$$

$$F_{v,int} = k_{v,ctr} \frac{n_{ef}}{n_c} 2 L_c t_{red} f_{v,k}; \quad (4.54)$$

где $k_{t,cnctr}$ и $k_{v,cnctr}$ – коэффициенты концентрации напряжений, близкие к значениям 1,5 и 0,7 согласно Еврокоду 05. Они зависят от типа инженерной древесины (КДК, LVL и др.), используемой в нагельных соединениях.

Несущая способность при хрупком разрушении определяется с учетом взаимодействия между скалыванием и растяжением $F_{t+v,int}$.

Возможные режимы хрупкого разрушения наружных элементов конструкции: напряжение $F_{t,out}$ и сдвиг $F_{v,out}$:

$$F_{t,out} = k_{t,cnctr} \frac{n_{ef}}{n_c} \left(a_4 - \frac{d}{2} \right) t_{f,t,0,k} K_{t,outer}; \quad (4.55)$$

$$F_{v,out} = k_{v,cnctr} \frac{n_{ef}}{n_c} L_c t_{red} f_{v,k};$$

$$F_{spl,hole} = \frac{k_{t90,cnctr} n_{ef} 10 f_{t,90,k} t_{red} a_3}{\max \left(1; 0,65 \frac{a_3}{a_4} \right)}; \quad (4.56)$$

$$F_{spl,end} = \frac{k_{t90,cnctr} n_{ef} 10 f_{t,90,k} t_{red} a_3}{2,7 \cos \left(\frac{a_3}{a_4} - 1,4 \right)}; \quad (4.57)$$

где $k_{t,outer}$ – коэффициент асимметрии распределения растягивающих напряжений, зависит от соотношения площадей растяжения и сдвига; $k_{t90,cnctr}$ – это еще один фактор концентрации напряжений, который зависит от материала древесины.

В первом выражении рассматривается отказ внешних элементов, а во втором – отказ внутреннего деревянного элемента. Считается, что несущая способность соединения достигается тогда, когда один из его членов достигает своей собственной жесткости. В этот момент другой элемент достигнет нагрузки, пропорциональной толщине элемента, которая будет ниже, чем его несущая способность. Этот подход, основанный на жесткости, может быть применен для нагельного соединения с любым числом плоскостей сдвига.

В стандартах нет сведений о модели хрупкого разрушения для соединения с несколькими плоскостями скалывания. Ханхиярви и Кеваринмяки [77, 78]

в своих расчетах использовали метод определения несущей способности соединения, учитывающий четыре плоскости скальвания. Авторы предположили, что такое соединение можно рассчитать как сумму двух двойных скальвающих воздействий:

$$F_{w-s-w-s-w} = F_{w-s-w} + F_{s-w-s}.$$

Согласно этому предположению, все элементы древесины должны достигать максимума своей несущей способности одновременно. Однако это невыполнимо в случае хрупкого разрушения, наступающего до того, как нагель достигнет предела текучести при разных толщинах внутреннего и наружного элементов деревянных конструкций. Для случая, когда несущая способность каждого деревянного элемента достигает предела хрупкого разрушения, *предложен метод жесткости* для расчета несущей способности соединения [81].

Модель хрупкого разрушения соединения, когда один из элементов (внешний или внутренний) достигает своей хрупкой стадии, можно представить в виде пружинной модели (рис. 4.28), где наружные элементы имеют жесткость K_1 , а внутренние элементы – K_2 . Предполагается, что соединение является симметричным, так как асимметричная конфигурация не будет иметь никакого смысла с точки зрения эффективного распределения нагрузок.

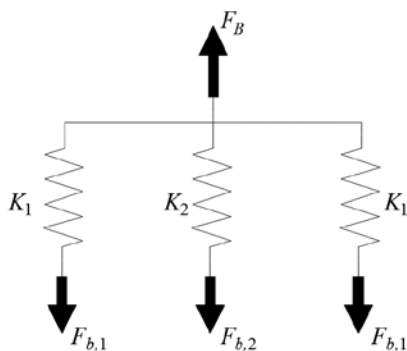


Рис. 4.28. Пружинная модель соединения деревянных элементов с четырьмя плоскостями сдвига со стальными пластинами;
 F_B – несущая способность соединения

Жесткость каждого пружинного элемента может быть определена по закону Гука [14] как осевая жесткость деревянного элемента:

$$K = \frac{E_0 A}{L} = \frac{E_0 b t}{L}, \quad (4.58)$$

где A – площадь поперечного сечения древесины, определяемая его шириной b и толщиной t ; L – длина образца древесины; E_0 – модуль упругости параллельно волокнам.

Следовательно, общая несущая способность соединения (F_B) определяется как сумма нагрузок, приложенных к двум внешним элементам – ($F_{b,1}$) и внутреннему ($F_{b,2}$):

$$F_B = 2F_{b,1} + F_{b,2}. \quad (4.59)$$

Деформация Δ всех пружин может быть принята равной:

$$\Delta_1 = \Delta_2. \quad (4.60)$$

Нагрузка на каждую пружину (т. е. на каждый элемент) определяется по формуле

$$F_B = K \Delta. \quad (4.61)$$

Объединив формулы (4.58), (4.60), (4.61), имеем

$$\frac{F_{b,1} L_1}{E_1 b_1 t_1} = \frac{F_{b,2} L_2}{E_2 b_2 t_2}. \quad (4.62)$$

Так как все свойства деревянных элементов, кроме толщины t , одинаковы, то формула (4.59) может быть упрощена до

$$F_{b,1} = F_{b,2} \frac{t_1}{t_2}. \quad (4.63)$$

Результирующее выражение (4.63), полученное путем объединения равенств (4.59) и (4.62), справедливо для случая соединения с двумя стальными пластинами. Подобные выражения могут быть получены и для соединений с большим количеством плоскостей скалывания.

4.7. Расчет несущей способности соединений с использованием различных моделей пластического разрушения

Для исследования пластичности соединения с самонарезающими нагелями была спроектирована модель соединения с переменными параметрами, включающими: положение стальных пластин в соединении, количество нагелей, расположение нагелей в соединении (характеристический интервал). Для расчетов приняты следующие параметры: самонарезающие нагели WS-7×133, Ø7 мм, $L = 133$ мм, $f_u = 600$ Н/мм², $M_y = 31\,930$ Н·мм. Две стальные пластины толщиной 5 мм с характерным пределом текучести $f_{y,k} = 300$ Н/мм². Деревянная конструкция из LVL с геометрическими размерами $b \times h = 140 \times 140$ мм²; $f_{t,0,k} = 28,98$ Н/мм²; $F_{v,k} = 2,6$ Н/мм² (параметры по СТО 36554501–021–2010).

Из предыдущих исследований [68, 85–87] следует, что параметры t_1 и t_2 определяют зависимость несущей способности соединения от положения секций (положения стальных пластин). При наличии устойчивых к сжатию связей внешняя нагрузка симметрична, соотношение между t_1 и t_2 следующее:

$$t_2 = h - 2(t_1 + t_p).$$

В структуре соединения рассматривается изменение t_1 с шагом 5 мм ($10 \text{ мм} \leq t_1 \leq b = 140 \text{ мм}$). Несущая способность нагеля в соединениях в зависимости от положения стальных пластин представлена в табл. 4.3 и на рис. 4.29.

Таблица 4.3

Значение несущей способности нагелей с различными моделями НДС

А. По Еврокоду 05

№ п/п	t_1	t_2	Модель f	Модель g	Модель h	Модель l	Модель m	$F_v, R_{k(a)}$	$F_v, R_{k(b)}$	F_{Eu-S} , кН
1	10	110	2,03	3,81	5,85	11,16	4,14	2,03	4,14	12,34
2	15	100	3,04	3,62	5,85	10,14	4,14	3,04	4,14	14,36
3	20	90	4,06	3,61	5,85	9,13	4,14	3,61	4,14	15,50
4	25	80	5,07	3,72	5,85	8,11	4,14	3,72	4,14	15,73

Продолжение табл. 4.3

№ п/п	t_1	t_2	Модель f	Модель g	Модель h	Модель l	Модель m	$F_V, R_{k(a)}$	$F_V, R_{k(\bar{\sigma})}$	$F_{Eu-5},$ кН
5	30	70	6,09	3,91	5,85	7,10	4,14	3,91	4,14	16,11
6	35	60	7,10	4,16	5,85	6,09	4,14	4,16	4,14	16,59
7	40	50	8,11	4,44	5,85	5,07	4,14	4,44	4,14	17,16
8	45	40	9,13	4,75	5,85	4,06	4,14	4,75	4,06	17,61
9	50	30	10,14	5,08	5,85	3,04	4,14	5,08	3,04	16,24
10	55	20	11,16	5,42	5,85	2,03	4,14	5,42	2,03	14,90
11	60	10	12,17	5,78	5,85	1,01	4,14	5,78	1,01	13,59

Б. По Pedersen [10]

№ п/п	Модель 1	Модель 2	Модель 3	Модель 4	Модель 5	Модель 6	Модель 7	$F_{Pe},$ кН
1	6,59	7,49	5,09	3,08	3,56	8,12	3,60	12,32
2	6,59	6,88	5,09	3,88	4,07	7,62	3,38	13,52
3	6,59	6,37	5,09	4,74	4,57	7,11	3,23	12,91
4	6,59	5,92	5,09	5,65	5,08	6,60	3,12	12,48
5	6,59	5,51	5,09	6,58	5,59	6,10	3,04	12,15
6	6,59	5,12	5,09	7,53	6,10	5,59	2,98	11,90
7	6,59	4,76	5,09	8,50	6,60	5,08	2,93	11,71
8	6,59	4,40	5,09	9,47	7,11	4,57	2,89	11,55
9	6,59	4,06	5,09	10,45	7,62	4,07	2,85	11,42
10	6,59	3,73	5,09	11,44	8,12	3,56	2,83	11,31
11	6,59	3,40	5,09	12,43	8,63	3,05	2,81	11,22

В. По Sawata et al. [11]

№ п/п	Модель 1	Модель 2	Модель 3	Модель 5	Модель 6	Модель 7	$F_{Sa},$ кН
1	71,00	92,54	116,37	16,53	96,04	112,87	8,26
2	66,94	85,11	116,37	18,55	89,95	111,53	9,28
3	62,89	77,93	116,37	20,58	83,86	110,44	10,29
4	58,83	70,98	116,37	22,61	77,78	109,57	11,31

Окончание табл. 4.3

№ п/п	Модель 1	Модель 2	Модель 3	Модель 5	Модель 6	Модель 7	F_{Sa} , кН
5	54,77	64,23	116,37	24,64	71,69	108,91	12,32
6	50,72	57,67	116,37	26,67	65,61	108,43	13,33
7	46,66	51,26	116,37	28,70	59,52	108,10	14,35
8	42,60	44,98	116,37	30,73	53,44	107,92	15,36
9	38,54	38,83	116,37	32,75	47,35	107,85	16,38
10	34,49	32,78	116,37	34,78	41,26	107,88	16,39
11	30,43	26,82	116,37	36,81	35,18	108,01	13,41

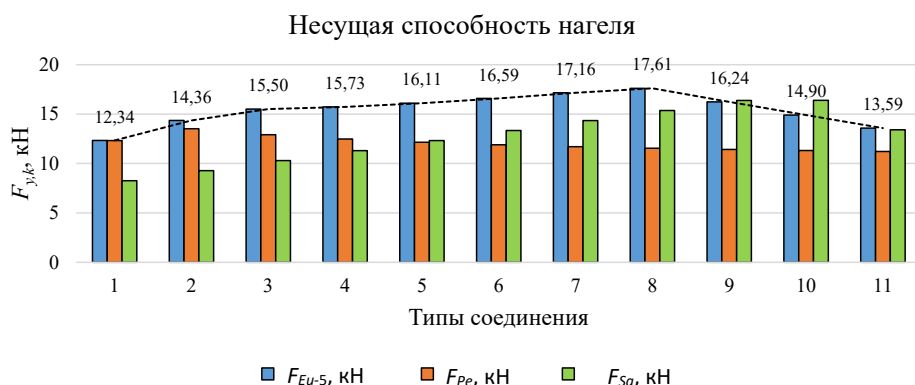


Рис. 4.29. Зависимости несущей способности нагеля от типа соединения и метода расчета

В данном исследовании за основу принят способ расчета Еврокода 05, который сравнивается с другими расчетными моделями. Соединение является оптимальным, когда несущая способность соединения является наибольшей. При расчете получаем: $F_{max} = \max(F_{min}) = 17,61$ кН, что соответствует значениям $t_1 = 45$ мм; $t_2 = 40$ мм, и F_{max} достигается в модели пластического разрушения ($g + l$). На рис. 4.30 показаны результаты расчетов.

В результате каждый метод расчета использует различные оптимальные модели соединения с четырьмя плоскостями среза. Согласно [70], получено оптимальное соединение с пластическим разрушением по модели 7 и согласно модели 5. По Еврокоду 05, суммой моделей ($g + l$) получен лучший результат несущей способности нагеля (17,61 кН).

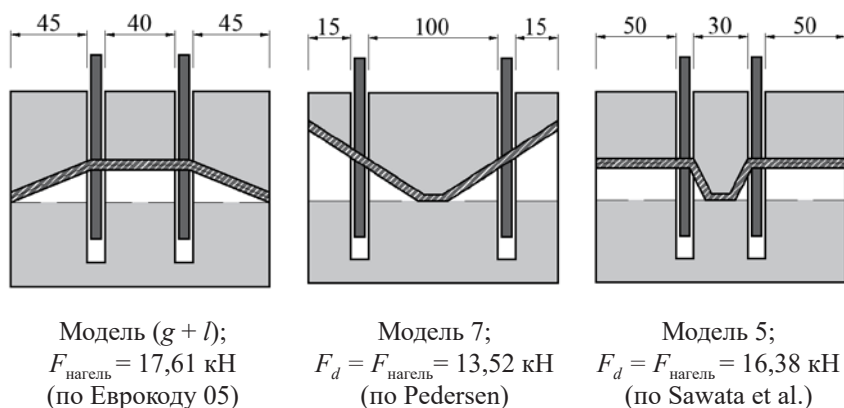


Рис. 4.30. Значения несущей способности для различных моделей разрушения нагельного соединения

Расчетное уравнение для прочности на сдвиг нагельного соединения деревянных конструкций основано на теории, первоначально предложенной Йохансеном [69]. При увеличении количества стальных пластин соединения, работающего на сжатие и растяжение, принимается симметричное положение стальных пластин для обеспечения равномерного распределения нагрузки. Поэтому два геометрических параметра t_1 и t_2 , влияющих на несущую способность соединения, должны быть одинаковыми в соединении с несколькими стальными пластинами.

Согласно Еврокоду 05, несущая способность нагеля в соединении учитывается независимо от каждой плоскости среза. Формула для соединения с несколькими стальными пластинами:

$$F_{v,Rk} = 2F_{v,Rk(b)} + (2n_s - 2)F_{v,Rk(b)}, \quad (4.64)$$

где n_s – количество стальных пластин в соединении.

Из результатов расчета получаем оптимальные типы соединений по разным моделям (см. рис. 4.30). При увеличении количества стальных пластин вычисления выполняются для каждого типа соединения в соответствии с рассматриваемыми расчетными моделями. В табл. 4.4 показан пример расчета для соединения с двумя и тремя стальными пластинами.

Таблица 4.4

Пример расчета для различных типов соединения

Количество стальных пластин, n_s	Варианты соединения	F_{Eu-5} , кН	F_{Pe} , кН	F_{Sa} , кН
2	$t_1 = 15; t_2 = 100$	14,36	13,52	9,28
	$t_1 = 45; t_2 = 40$	17,61	11,55	15,36
	$t_1 = 30; t_2 = 50$	16,24	11,42	16,38
3	$t_1 = 15; t_2 = 100$	22,64	20,28	13,43
	$t_1 = 45; t_2 = 40$	25,73	17,32	19,52
	$t_1 = 30; t_2 = 50$	22,33	17,13	20,53

Согласно расчетным моделям, приведены расчеты с разным количеством стальных пластин в соединении. В результате получена диаграмма значений несущей способности нагеля в соединении для разного количества стальных пластин (рис. 4.31).

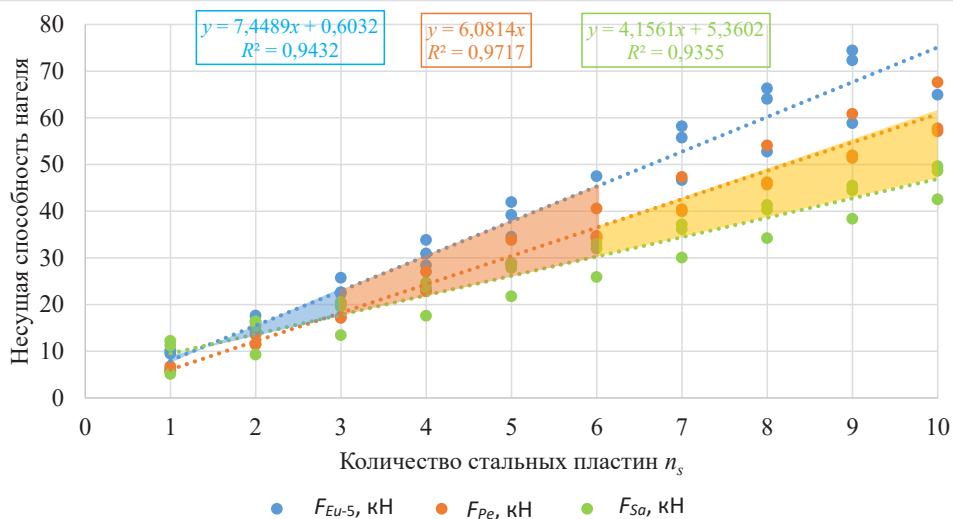





Рис. 4.31. Зависимость несущей способности нагеля от количества стальных пластин

Рекомендуемая методика расчета в зависимости от количества стальных пластин n_s :

 n_s от 1 до 3 – значение несущей способности нагеля принимать по результатам расчета от F_{Pe} до F_{Eu-05} .

 n_s от 3 до 6 – значение несущей способности нагеля принимать по результатам расчета от F_{Pe} или F_{Sa} до F_{Eu-05} .

 n_s от 6 до 10 – значение несущей способности нагеля принимать по результатам расчета по F_{Pe} до F_{Sa} .

4.8. Влияние диаметра нагеля и геометрического положения элементов на предел прочности соединения (при хрупком разрушении)

На практике в соединениях деревянных конструкций применяют нагели диаметром от 5 до 30 мм. Выбор диаметра нагеля существенно влияет на несущую способность соединения и режим его разрушения за счет пластической деформации нагеля. При одинаковой несущей способности соединения требуемое количество нагелей уменьшается с увеличением их диаметра.

Для соединений деревянных конструкций выбор нагелей меньшего диаметра и увеличение их количества приведут к более равномерному распределению напряжений в древесине. Кроме того, деформации при изгибе нагелей малого диаметра уменьшают эффективное напряжение и перераспределяют его на элементы с большей жесткостью в структуре древесины. Это приводит к локальному разрушению в элементе деревянной конструкции.

Для численного анализа рассматриваемых моделей соединений проведен расчет методом конечных элементов в программе ANSYS 18.2 [25].

Общий вид исследуемого соединения представлен на рис. 4.32. Результаты определения напряжений в элементах соединения показаны на рис. 4.33.

В табл. 4.5 представлены относительные деформации древесины в области отверстий для нагелей различных диаметров. Деревянные элементы в области А имеют большие по величине относительные деформации, чем в области Б. Максимальное значение деформаций всегда находится в области А при увеличении нагрузки. Следовательно, в этой области произойдет хрупкое разрушение.

4.8. Влияние диаметра нагеля и геометрического положения элементов...

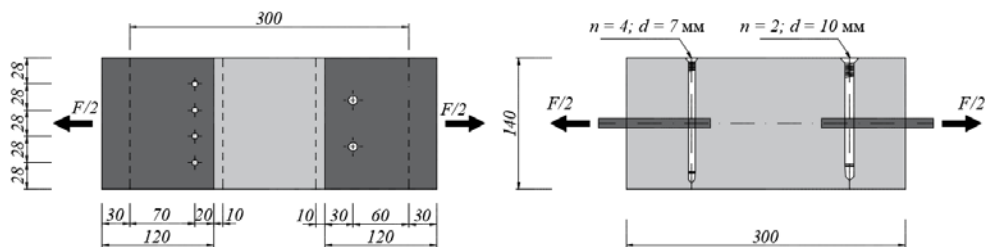


Рис. 4.32. Общий вид образцов деревянных конструкций с использованием различных диаметров нагелей

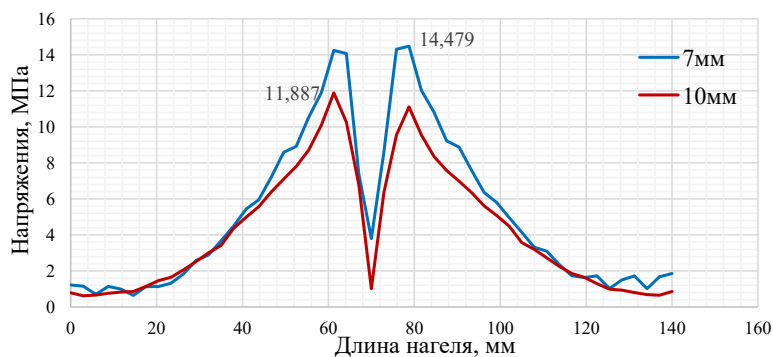


Рис. 4.33. Распределение напряжений по длине нагелей

Таблица 4.5

Изополя относительных деформаций в отверстиях деревянных конструкций

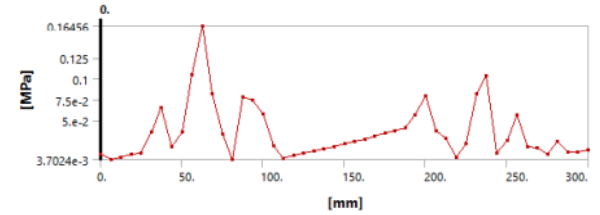
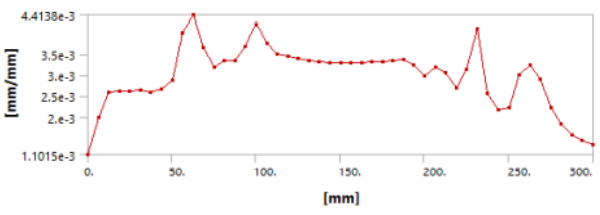
Нагрузка	0,2 МПа	0,4 МПа	0,6 МПа	0,8 МПа	1,0 МПа
Относительные деформации в области А, $d = 10$ мм					
Относительные деформации в области Б, $d = 7$ мм					
ϵ_{\max} , мм/мм	8,3224 E-002	8,3367 E-002	8,3548 E-002	9,417 E-002	0,10402

Данный факт объясняется тем, что работа деревянного элемента зависит от совместной работы нагелей и стальных пластин в соединении. Аналитические результаты показывают, что напряжения сжатия в первой стальной пластине (область А) ($\sigma_1 = -20,487$ МПа) меньше, чем во второй стальной пластине (область Б) ($\sigma_2 = -31,739$ МПа). Напряжения в соединениях с меньшими по диаметру нагелями также меньше, поскольку деформации изгиба в нагелях уменьшают напряжения и деформации в деревянных элементах, что позволяет всему соединению достигнуть момента пластического разрушения одновременно (см. рис. 4.33).

Диаметр нагелей влияет на характер хрупкого разрушения в деревянных конструкциях. Результаты численного моделирования, представленные в табл. 4.6, показывают, что для нагелей диаметром 10 мм возникает большая деформация, что может вызвать хрупкое разрушение по скалыванию ряда, в то время как в соединении с нагелями 7 мм деформации распределены по поверхности деревянного элемента за счет увеличения числа нагелей (согласно принципу дробности).

Таблица 4.6

Напряжения и относительные деформации в деревянном элементе

<p>Напряжения в поперечном сечении по длине деревянного элемента, МПа</p>		
<p>Относительные деформации на поперечном сечении по длине деревянного элемента, мм/мм</p>		
	<p>область А ($d = 10$ мм)</p>	<p>область Б ($d = 7$ мм)</p>

Как видно из результатов численного моделирования, нагрузка, передаваемая от нагелей в ряду (n_c), концентрируется в поперечном сечении

деревянной конструкции, таким образом увеличивая суммарное напряжение в зоне крепления нагелей.

Расчет соединения в условиях пластического разрушения является основой для разработки схемы расположения нагелей и оптимизации их количества в соединении при исключении возможности хрупкого разрушения. На основании расчетных моделей в различных работах выявлены факторы, вызывающие хрупкое разрушение в соединениях. Численное моделирование показало, что уменьшение диаметра нагелей способствует распределению локальных напряжений в деревянных конструкциях, тем самым значительно уменьшая вероятность хрупкого разрушения соединения.

4.9. Влияние допустимого отклонения между предварительно просверленным отверстием в деревянных конструкциях и нагелем

Исходя из теоретического анализа, варианты допусков по соединению с использованием нагелей и стальными пластинами показаны в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Варианты допусков в соединении на испытании по КЭМ

Схемы	а	б	в	г	д
Диаметр нагеля (мм)	5	7	7	7	12
Отверстия в деревянной конструкции (мм)	5	7	10	14	14

Схемы расчета вариантов соединения с различными значениями допусков представлены на рис. 4.34.

Для моделирования работы соединения в реальных условиях в данном случае использован метод конечных элементов. Для численного анализа использовалась программа ANSYS 18.2 (Finite Element Method – FEM). Смоделированы образцы балок с простой опорой. Размер образца деревянных конструкций для моделирования составлял 140×140×250 (мм), толщина стальных пластин S235; $t = 10$ (мм). Все модели в этом исследовании имеют одинаковую размерность.

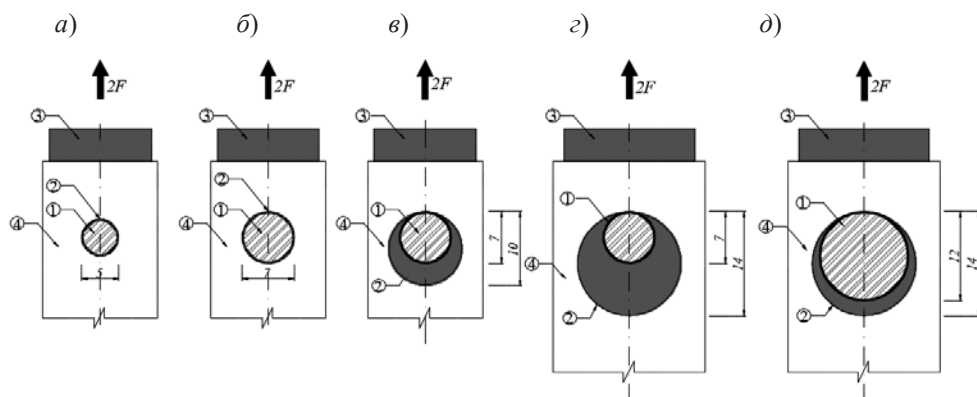


Рис. 4.34. Схемы расчета вариантов соединения с различными значениями допусков: 1 – нагель диаметром d от 5 до 12 мм; 2 – предварительно просверленные отверстия; 3 – стальная пластина $t = 10$ мм; 4 – деревянная конструкция (LVL)

Результаты анализа напряжений, деформаций и зависимость нагрузки от максимальных деформаций в соединении представлены на рис. 4.35 и 4.36.

Результаты анализа показали, что допустимое отклонение между предварительно просверленным отверстием в деревянных конструкциях и нагелем сильно влияет на развитие деформаций и трещин. На схеме б) с нулевым допуском увеличение деформации происходит медленнее, чем на схеме в); г) с большим допуском при воздействии той же нагрузки с тем же диаметром (7 мм). Наибольшее значение деформации на схеме б) ($\delta_b = 1,2814$ мм) меньше, чем на схемах в) и г) ($\delta_v = 1,5738$ мм; $\delta_r = 1,5461$ мм).

Деформация изгиба нагеля в соединении существенно влияет на деформацию деревянных конструкций. Значение деформации на схеме д) ($\delta_d = 1,1025$ мм) меньше, чем на схеме а) ($\delta_a = 2,0399$ мм). Однако использование нагелей меньшего диаметра (до 7 мм), эквивалентных по сопротивлению изгибу, может быть эффективнее по сравнению с нагелями большего диаметра, так как это снижает локальные напряжения в соединениях деревянных конструкций при равной внешней нагрузке.

На основании проведенного анализа выявлена необходимость разработки методик расчета узловых соединений деревянных конструкций с применением нагелей с учетом предельных состояний пластичности при действии кратковременной и длительной нагрузок, учитывающих изменение механических свойств древесины в зоне контакта с нагелем и влияние допуска

между предварительно просверленным отверстием и нагелем. Это является исходной предпосылкой для разработки соединений с применением самонарезающих нагелей, в которых допуски во всех элементах близки к нулевым.

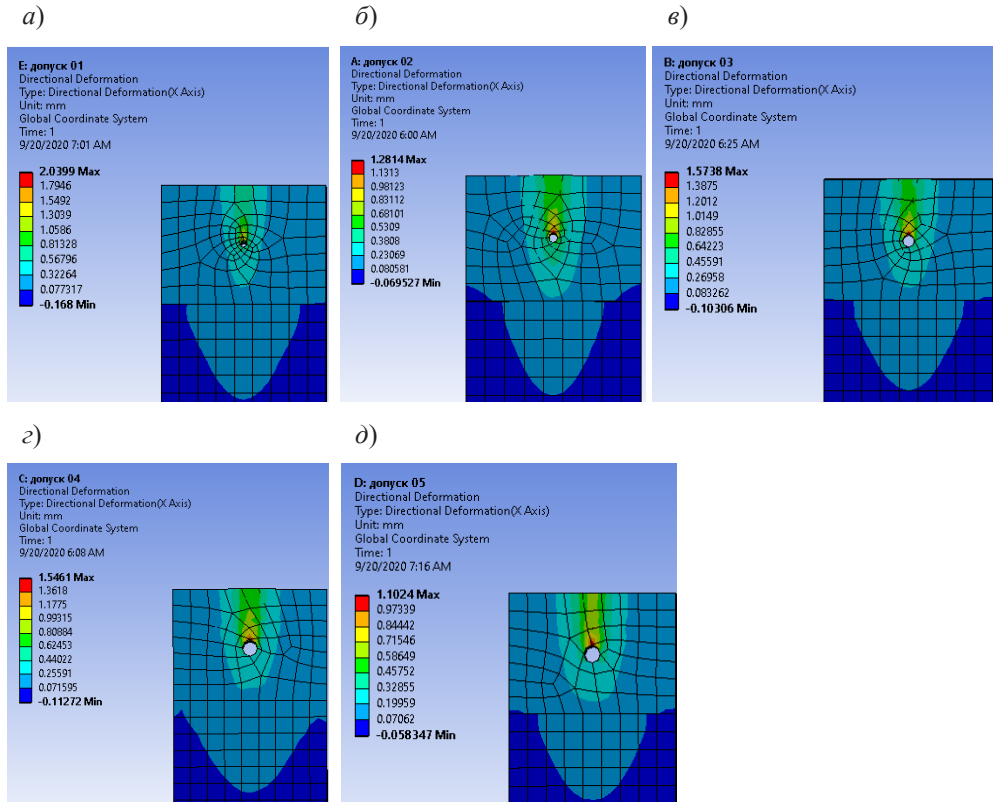


Рис. 4.35. Величина деформации в направлении растягивающей нагрузки в деревянных конструкциях в различных схемах

Таким образом, допуски при изготовлении отверстий влияют на напряженно-деформированное состояние соединений. Для нагелей диаметром до 7 мм эффект неравномерного распределения нагрузки между нагелями, возникающий из-за допусков, может быть уравновешен за счет пластических деформаций нагеля при изгибе. Соединения, изготовленные с высокой точностью, имеют более равномерное распределение нагрузки между нагелями и по поверхности деревянных конструкций.

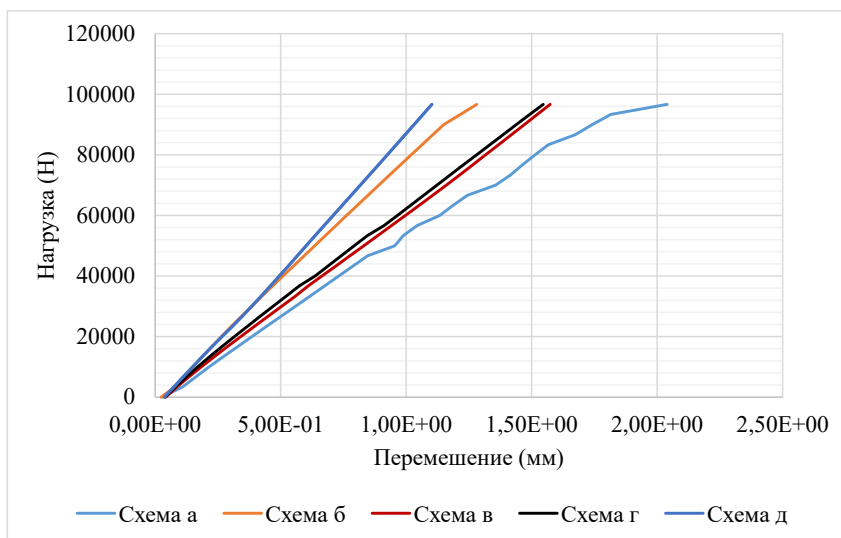


Рис. 4.36. Зависимость «нагрузка – максимальное перемещение в соединении»

Алгоритм по определению оптимальной математической модели расчета несущей способности нагелей на срез в соединениях со стальными пластинами представлен на рис. 4.37.

По результатам численного моделирования выявлена зависимость распределения напряжений в соединении от диаметра, показано влияние допустимого отклонения между просверленным отверстием в деревянных конструкциях LVL и диаметром нагеля на несущую способность соединения. Установлено, что распределение напряжений в соединениях «дерево – сталь» зависит от геометрических размеров стальных пластин. Выявленные в процессе теоретического анализа модели расчета несущей способности соединения базируются на физической сущности механизмов хрупкого и пластического разрушения. Алгоритм расчета деревянных конструкций с самонарезающими нагелями выполняется при условии наступления одновременного пластического разрушения всех компонентов системы при растяжении.

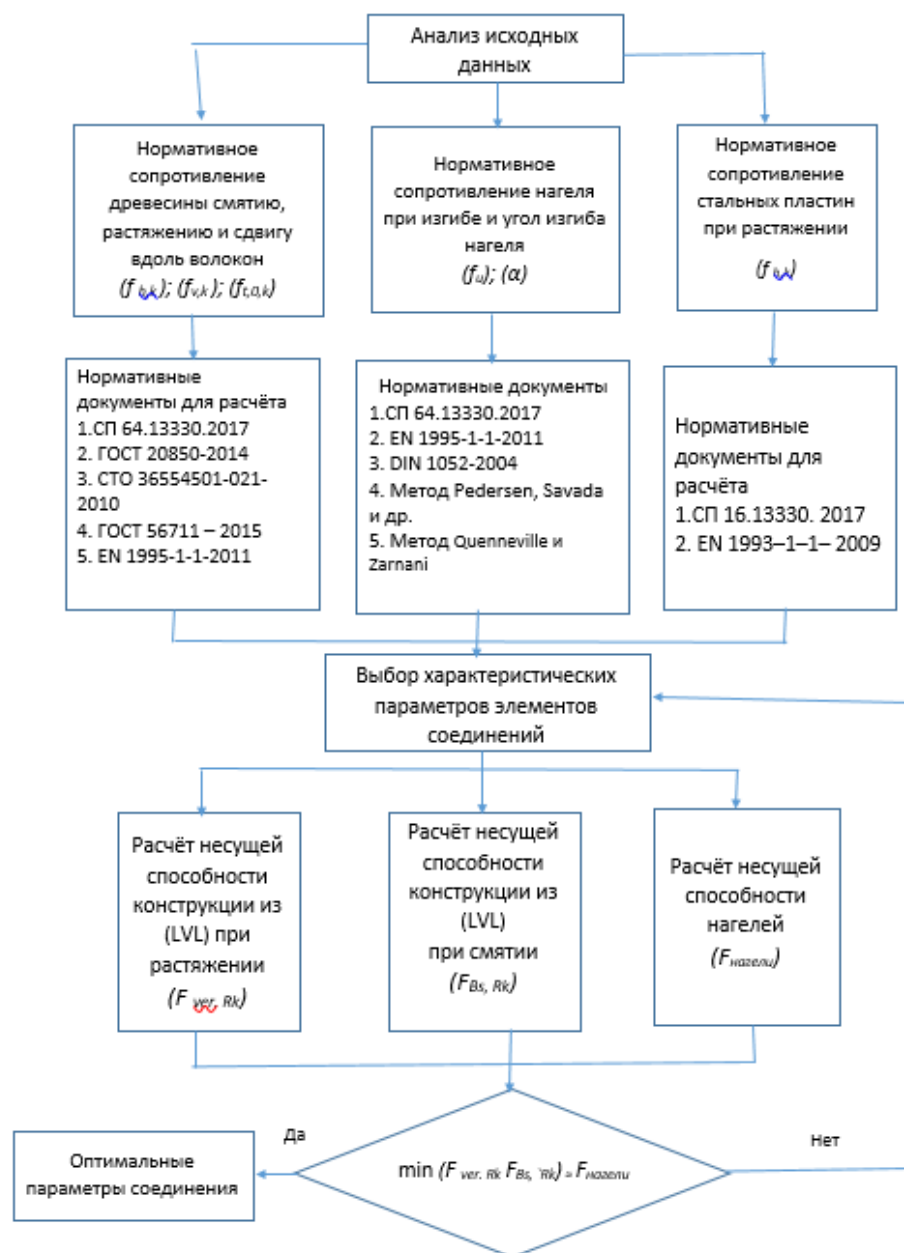


Рис. 4.37. Блок-схема алгоритма определения несущей способности

4.10. Влияние количества и схем расположения пластин на несущую способность соединения «сталь – дерево» с самонарезающими нагелями

Для подтверждения выводов и предположений, сравнения расчетных значений несущей способности с фактическими был проведен комплекс испытаний моделей узловых нагельных соединений деревянных конструкций из LVL со стальными пластинами.

В качестве исходных материалов были использованы образцы из бруса однонаправленного склеенного из шпона торговой марки ULTRALAM, изготовленные на заводе «Таллион Терра» в г. Торжке. В качестве соединителей при испытании соединений «сталь – дерево» использовались импортные самонарезающие нагели. Для определения некоторых показателей физических свойств образцов LVL и металлических соединителей предварительно были проведены их испытания.

Главной отличительной особенностью испытаний с самонарезающими нагелями является то, что перед сборкой соединения пластины и деревянные элементы конструкции не просверливаются. Благодаря особой конструкции самонарезающего нагеля и специальной дрели с мощным редуктором оператор просверливает деревянные элементы и металлические пластины одновременно, не нарушая соосность и перпендикулярность расположения нагеля в гнезде по отношению к продольной оси образца. Таким образом, достигается высокая точность и быстрота сборки при плотной заделке нагеля в пластине и LVL практически при нулевом допуске между поверхностью нагеля и просверленным отверстием в стальной пластине.

Задача эксперимента заключалась в определении при разных конструктивных схемах несущей способности самонарезающего нагельного соединения, а также изучении механизмов разрушения соединений и режимов работы самонарезающих нагелей, сравнении результатов с предыдущими теоретическими исследованиями.

С целью обеспечения создания точного соединения и для наименьшего влияния допусков отверстий на результаты испытаний необходимо было исключить смещение элементов деревянной конструкции LVL при нагружении. Для этого были использованы угловые стальные упоры, прикрепленные с помощью двух болтов к платформе разрывной машины (рис. 4.38). Это обеспечило необходимую прочность закрепления образцов при испытании.

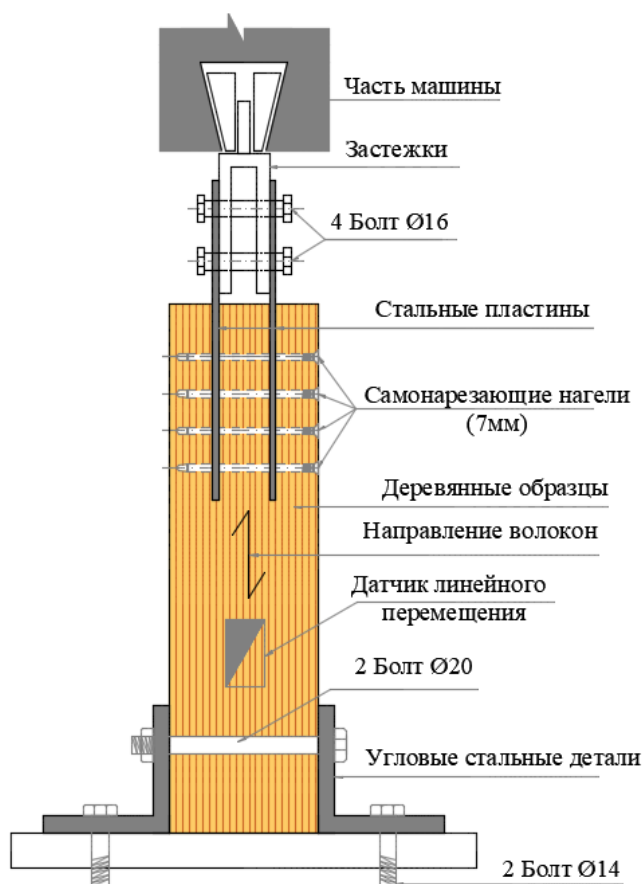


Рис. 4.38. Схема испытания опытного образца соединения «сталь – дерево» с самонарезающими нагелями на растяжение

Для проведения испытаний использовались пять схем соединения с применением самонарезающих нагелей при растяжении в зависимости от количества стальных пластин и их размеров. Структура, обозначение и размеры каждой схемы показаны на рис. 4.39.

Испытания проводились в СПбГАСУ в лаборатории механических испытаний строительных материалов и конструкций.

Для исследований образцов LVL при растяжении использовалась универсальная испытательная машина INSTRON 5989 с максимальной нагрузкой до 600 кН (рис. 4.40). Контролировалось смещение между деревянными

конструкциями и стальными пластинами соединения для каждой ступени нагрузки с помощью датчика SDP-2000. Значение смещения считывается с компьютера.

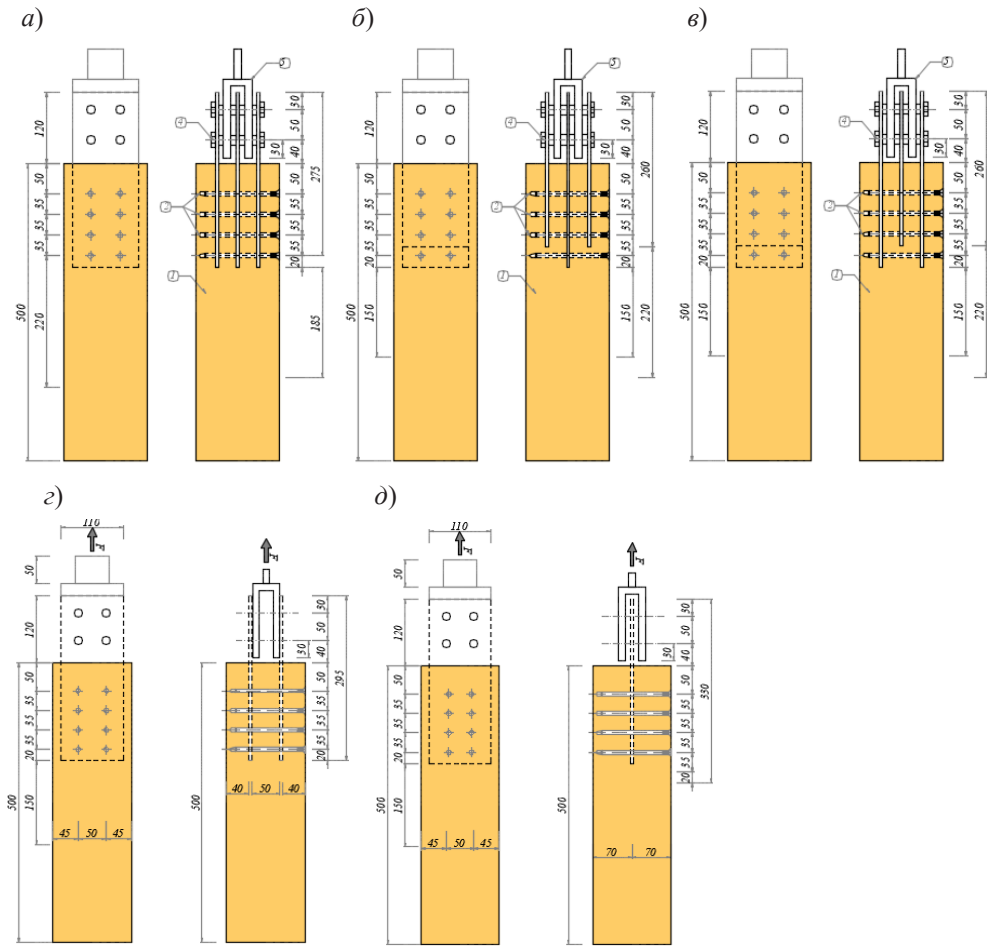


Рис. 4.39. Схемы испытаний: а – схема C01^(175|175|175); б – схема C02^(140|175|140); в – схема C03^(175|140|175); г – схема C04^(175|175); д – схема C05⁽¹⁷⁵⁾

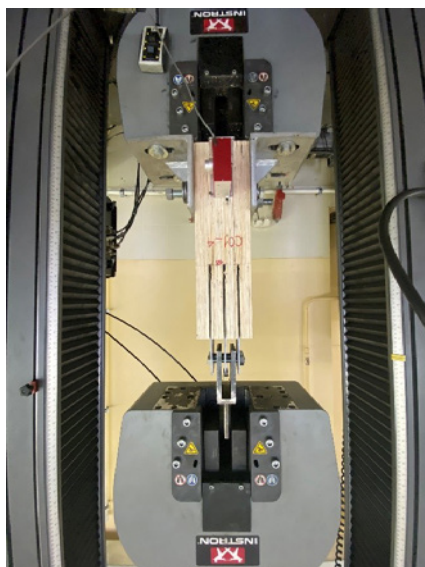


Рис. 4.40. Лабораторная экспериментальная схема испытания соединения на растяжение

Для нагружения образцов при испытании на растяжение была выбрана диаграмма со ступенчатыми нагрузками (рис. 4.41, б).

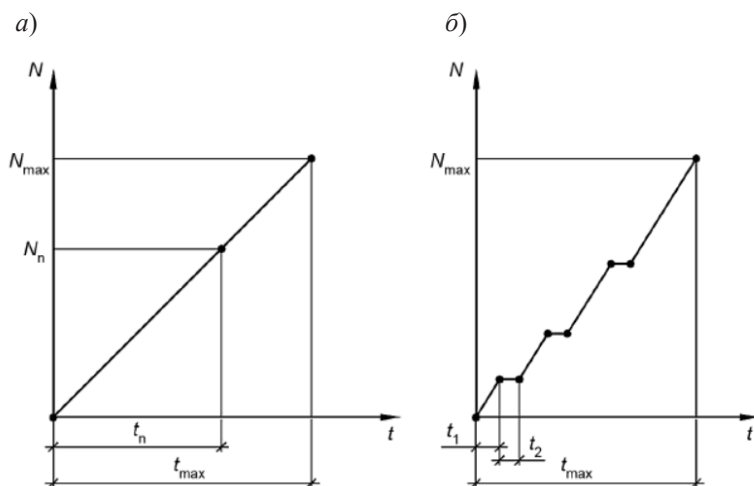


Рис. 4.41. Диаграмма нагружения конструкции непрерывно возрастающей (а) и ступенчатой (б) нагрузками

Результаты испытаний образцов при растяжении вдоль волокон приведены в табл. 4.8.

Таблица 4.8

Результаты испытаний соединений с самонарезающими нагелями при растяжении для схем C01, C02, C03

№ п/п	Нагрузка, Н	Смещение, 10^{-2} мм						
		Образец 1		Образец 2		Образец 3		Среднее
		U_1	δ_{cp1}	$\frac{U_2}{U_{22}}$	δ_{cp2}	$\frac{U_3}{U_{23}}$	δ_{cp3}	δ_{cp}
Схема C01 (¹⁷⁵ 175 ¹⁷⁵)								
1	0	0	–	0	–	0	–	0
2	12 000	69	09	75	10	119	05	6
3	24 000	134	11	136	17	158	13	14
4	36 000	232	31	251	51	352	32	23
5	48 000	294	56	379	55	256	54	35
6	60 000	350	85	479	78	544	81	60
7	72 000	404	152	573	103	699	133	110
8	84 000	461	170	672	145	739	182	166
9	88 040	611	200	788	200	834	200	200
Схема C02 (¹⁴⁰ 175 ¹⁴⁰)								
1	0	0	–	0	–	0	–	0
2	14 000	116	4	148	11	212	5	10 18
3	28 000	208	19	175	22	261	25	22
4	42 000	261	35	235	39	434	34	36
5	56 000	411	50	395	55	526	54	53
6	70 000	568	80	595	73	655	75	76
7	84 000	600	115	645	126	799	113	118

Окончание табл. 4.8

№ п/п	Нагрузка, Н	Смещение, 10^{-2} мм						
		Образец 1		Образец 2		Образец 3		Среднее
		U_1	$\delta_{ср1}$	$\frac{U_2}{U_{22}}$	$\delta_{ср2}$	$\frac{U_3}{U_{23}}$	$\delta_{ср3}$	$\delta_{ср}$
8	98 000	722	164	791	184	876	173 200	174
9	101 500	742	200	811	200	902	200	200
Схема С03 (¹⁷⁵ 140 ¹⁷⁵)								
1	0	0	–	0	–	0	–	0
2	14 000	136	9	148	11	132	4	8
3	28 000	218	20	229	19	215	15	18
4	42 000	438	31	348	30	334	32	31
5	56 000	543	46	502	45	456	38	43
6	70 000	587	53	597	61	652	60	58
7	84 000	709	72	690	84	705	69	77
8	98 000	827	131	817	142	803	111	128
9	112 650	882	200	833	200	826	200	200

Примечания: U_i – общие перемещения, считываемые с машины; $\delta_{срi}$ – смещение соединения, измеренное датчиком длины.

Зависимость смещений стальных пластин относительно деревянных конструкций из LVL (вдоль волокон) от нагрузки для схемы с тремя стальными пластинами представлена на рис. 4.42.

Результаты испытаний образцов при растяжении вдоль волокон для схем с различным количеством стальных пластин приведены в табл. 4.11.

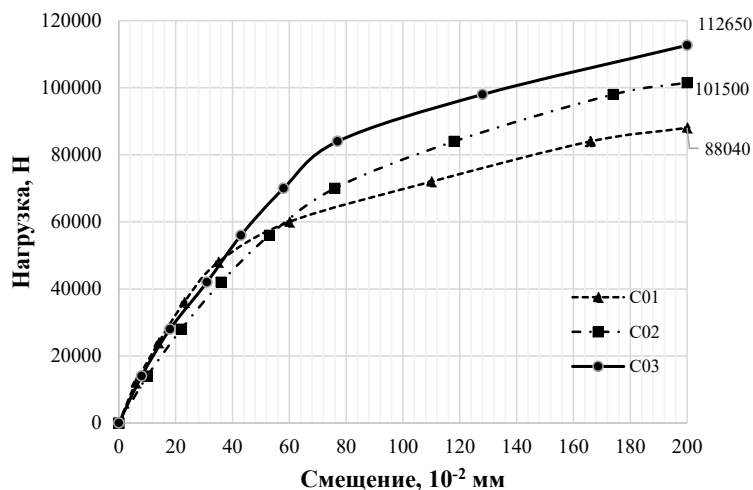


Рис. 4.42. Зависимость «нагрузка – смещение» стальных пластин относительно деревянных конструкций LVL (вдоль волокон)

Таблица 4.9

Результаты испытаний соединений с самонарезающими нагельми при растяжении для схем С-04, С-05

№ п/п	Нагрузка, Н	Смещение, 10^{-2} мм						
		Образец 1		Образец 2		Образец 3		Среднее
		U_1	$\delta_{ср1}$	$\frac{U_2}{U_{22}}$	$\delta_{ср2}$	$\frac{U_3}{U_{23}}$	$\delta_{ср3}$	$\delta_{ср}$
Схема С-04 (175 ¹⁷⁵)								
1	0	0	–	0	–	0	–	0
2	12 000	17	09	9	10	119	15	12
3	24 000	134	21	36	27	158	27	25
4	36 000	232	35	251	40	352	36	37
5	48 000	294	47	379	55	256	54	52
6	60 000	350	75	479	82	544	81	76
7	72 000	404	127	573	136	699	133	132
8	80 000	461	170	672	176	739	182	176

Окончание табл. 4.9

№ п/п	Нагрузка, Н	Смещение, 10^{-2} мм						
		Образец 1		Образец 2		Образец 3		Среднее
		U_1	$\delta_{ср1}$	$\frac{U_2}{U_{22}}$	$\delta_{ср2}$	$\frac{U_3}{U_{23}}$	$\delta_{ср3}$	$\delta_{ср}$
9	84 010	611	200	788	200	834	200	200
Схема С-05 (175)								
1	0	0	–	0	–	0	–	0
2	10 000	116	4	148	11	212	5	15 18
3	20 000	208	19	175	22	261	25	29
4	30 000	261	35	235	39	434	34	44
5	40 000	411	50	395	55	526	54	62
6	50 000	568	80	595	73	655	75	92
7	60 000	600	115	645	126	799	113	138
8	66 000	722	164	791	184	876	173 200	188
9	67 300	742	200	811	200	902	200	200

Зависимость смещений стальных пластин относительно деревянных конструкций LVL (вдоль волокон) от нагрузки для схемы с различным количеством стальных пластин представлена на рис. 4.43.

Значение максимальной нагрузки ($F_{деф-2мм}$) фиксировалось при достижении предельного смещения, равного 2 мм, которое измерялось с помощью датчиков перемещения, значение нагрузки записывалось с монитора разрывной машины.

Анализ данных экспериментальных исследований (см. рис. 4.42–4.44) показывает, что зависимость несущей способности от количества стальных пластин в соединении является нелинейной. Соотношение несущей способности одной и двух стальных пластин в соединении больше, чем соотношение несущих способностей двух и трех стальных пластин.

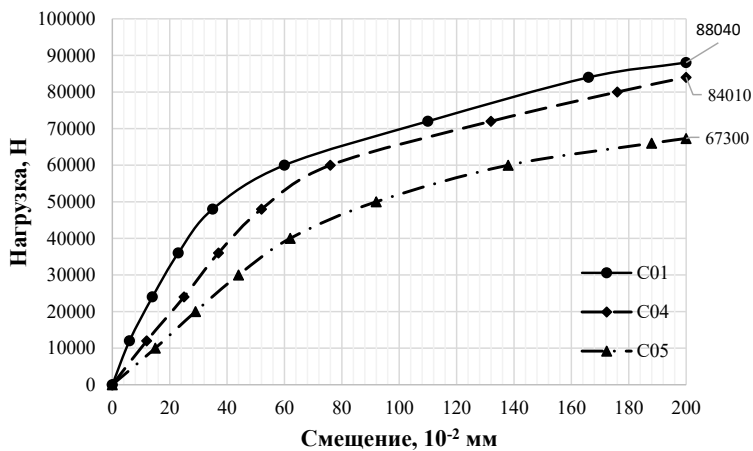


Рис. 4.43. Зависимость «нагрузка – смещение» стальных пластин относительно деревянных конструкций LVL (вдоль волокон)

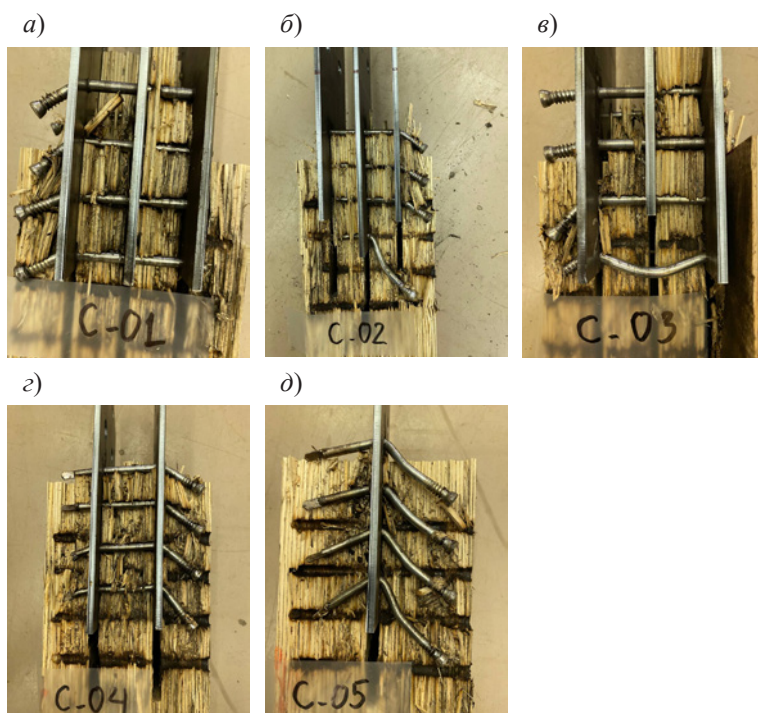


Рис. 4.44. Виды нарушения изгиба самонарезающих нагелей в различных схемах соединения

В соединениях, где пластические шарниры появляются в области контакта между деревом LVL и нагелями (С03), получилась несущая способность соединения больше, чем в соединениях, в которых пластические шарниры не появляются, или пластические шарниры появляются только в местах вставки стальных пластин (С01; С02). Это является подтверждением теории пластических рабочих состояний, которая дана в теоретической части.

Подводя итоги, можно заключить, что применение соединений «дерево – сталь» в каркасных конструкциях – это эффективное решение при разработке крупногабаритных конструкций, позволяющее легко соединять деревянные конструкции с другими материалами в здании с помощью стальных пластин. Несущая способность соединений с различными схемами напряженно-деформированного состояния при растяжении и сжатии зависит от размеров и количества стальных пластин в конструкции LVL. Соединения с одинаковым количеством нагелей и различными размерами стальных пластин имеют большее значение несущей способности, чем для соединения с разным количеством нагелей и одинаковыми размерами стальных пластин. Объясняется это уменьшением хрупкого разрушения соединения. Экспериментальные наблюдения разрушения соединения соответствуют пластическим и хрупким механизмам разрушения, представленным в теоретической части работы.

Численное и экспериментальное моделирование показало, что уменьшение диаметра нагелей способствует распределению локальных напряжений в деревянных конструкциях, тем самым значительно уменьшая вероятность хрупкого разрушения соединения. Увеличение количества пластических шарниров нагеля снижает напряжение в деревянной конструкции LVL и увеличивает несущую способность соединения.

Расчет несущей способности для типа соединения «сталь – дерево» можно выполнить при применении двух стандартов – СП64.13330.2017 и Еврокод 05 – с использованием коэффициента пересчета при выполнении совместного расчета. На основе зависимости деформации от напряжения объясняются виды пластического разрушения нагелей и показаны достоверность и сходимость с результатами эксперимента.

Таким образом, данный алгоритм расчета соединений деревянных конструкций из LVL «сталь – дерево» может быть использован для прогнозирования появления и расположения пластических шарниров на нагелях при воздействии нагрузки.

Библиографический список

1. Чан Куок Фонг. Разработка конструкций деревянных домов – решение строительства для умного города // Мат-лы 9-й Междунар. науч.-практ. конф. «Инновации в деревянном строительстве». СПб. : СПбГАСУ, 2018. С. 10–17.
2. Кулинич Н. А., Черных А. Г. Соединения деревянных конструкций с использованием самонарезающих нагелей. Факторы, влияющие на несущую способность соединения // III Междунар. конф. молодых ученых по современным проблемам материалов и конструкций. Улан-Удэ : изд-во Бурятского госуниверситета. 2019. С. 187–192.
3. Kobel, P., Frangi, A., & Steiger, R. (2016). Timber trusses made of European beech LVL. WCTE 2016 - World Conference on Timber Engineering, August.
4. Проектирование и расчет деревянных конструкций / И. М Гринь, В. В. Фурсов, Д. М. Бабушкин [и др.] ; под ред. И. М Гриня. Киев : Будивэльник, 1988. 204 с.
5. Глухих В. Н., Черных А. Г. Анизотропия древесины. Технологический аспект: моногр. – СПб. : СПбГАСУ, 2013. 240 с.
6. Глухих В. Н., Черных А. Г., Данилов Е. В. Деревянные конструкции с применением когтевых шайб и учетом начальных напряжений древесины СПб. : СПбГАСУ, 2018.
7. Bader, T. K., & Schweigler, M. (2016). Wcte 2016 Under Moment Loading – Integrative Evaluation of. August.
8. Ottenhaus, L. M., Li, M., Smith, T., & Quenneville, P. (2018). Mode Cross-Over and Ductility of Dowelled LVL and CLT Connections under Monotonic and Cyclic Loading. Journal of Structural Engineering (United States), 144(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002074](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002074).
9. Жилкин В. А. Исследование деформированного состояния цилиндрического нагеля в симметричном двухсрезном соединении пластин из древесины // Вестник Челябинской государственной агроинженерной академии ЧГАА. 2015. Т. 71. С. 29–34.
10. Животов Д. А. Применение бруса, клееного из однонаправленного шпона, в плоских балочных фермах : дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2009. 170 с.
11. Тамби А. А. Технология склеивания древесины с применением рентгенографии для контроля клеевых соединений : дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2009. – 180 с.
12. Шмидт А. Б. Современные конструкции из древесины, фанеры и LVL. Интерактивные примеры проектирования (адаптация к Mathcad-15) : учеб. пособие. СПб. : СПбГАСУ, 2018. 318 с.
13. Пуртов В. В., Павлик А. В. К расчету соединений элементов деревянных конструкций на металлических накладках и дюбелях // Известия вузов. Строительство. 2007. № 5. С. 96–104.
14. Коченов В. М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. М. : Гос. изд-во лит. по строительству и архитектуре, 1953. 319 с.
15. Дмитриев П. А. Экспериментальные исследования соединений элементов деревянных конструкций на металлических и пластмассовых нагелях и теория их расчета с учетом упруго-вязких и пластических деформаций : дис. ... д-ра техн. наук. Новосибирск, 1975. 529 с.

16. AS/NZS 1328.1:1998. Glued laminated structural timber – Performance requirements and minimum production requirements. Joint Technical Committee TM/4, 1998.
17. Awaludin, A., Hirai, T., Sasaki, Y., Hayashikawa, T., and Oikawa, A. (2011). Beam to Column Timber Joints with Pretensioned Bolts. *Civil Engineering Dimension*, 13(2), 59–64. <https://doi.org/10.9744/ced.13.2.59-64>.
18. Aicher, S., Reinhardt, H. W., & Garrecht, H. (2014). *Materials and Joints in Timber Structures: Recent Developments of Technology*. RILEM Bookseries, 9(June 2015). <https://doi.org/10.1007/978-94-007-7811-5>.
19. Иванов В. Ф., Мальцев Л. Н. Исследование работы нагельных соединений в пределах упругости // Сб. трудов Ленингр. ин-та коммун, хоз-ва. 1939. Вып. 6. С. 73–112.
20. Люттов Л. В. Анализ работы нагельного соединения деревянных брусков с тонкой стальной пластиной // *Строительство и реконструкция*. 2015. № 5. С. 26–32.
21. Миронов В. Г. Деревянные конструкции в вопросах и ответах. Расчет элементов цельного, составного и клееного сечений : учеб. пособие. Н. Новгород : ННГАСУ, 2017. 95 с.
22. Никитин Г. Г. Вопросы применения и расчета нагельных соединений // Сб. науч. трудов ЛИСИ. 1961. Вып. 34. С. 56–59.
23. Водяников М. А. Несущая способность и деформативность углепластиковых нагельных соединений деревянных конструкций, работающих в агрессивной среде : дис. ... канд. техн. наук. М., 2019. 157 с.
24. Маркович А. С. Теория расчета податливости деревянных соединений на цилиндрических нагелях // *Вестник МГСУ*. 2015. № 7. С. 41–46.
25. Максимов П. В., Волков А. И. Расчет каркасных деревянных конструкций с применением МКЭ // *Вестник Пермского нац. исслед. политехн. ун-та. Механика*. 2012. № 1. С. 73–92.
26. Чан Куок Фонг. Расчет несущей способности клееных деревянных соединений при сжатии с применением самонарезающих нагелей // Сб. докладов «Актуальные проблемы современного строительства». СПб. : СПбГАСУ, 2019. С. 111–117.
27. Gehri E., Mischler A. Multiple shear steel-to-timber joints // Madsen B. *Behaviour of Timber Connections*. Vancouver, Canada: Timber Engineering Ltd, 2000. Pp. 367–403.
28. Crocetti, R. (2016). Large-Span Timber Structures. *Proceedings of the World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering*, 1–23. <https://doi.org/10.11159/icseem16.124>
29. Malo, K. A., Abrahamsen, R. B., & Bjertnæs, M. A. (2016). Some structural design issues of the 14-storey timber framed building “Treet” in Norway. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74(3), 407–424. <https://doi.org/10.1007/s00107-016-1022-5>
30. Misconel, A., Ballerini, M., & Van De Kuilen, J. W. (2016). Steel-to-timber joints of beech-LVL with very high strength steel dowels. *WCTE 2016 - World Conference on Timber Engineering*.
31. Molina, J. C., Cesar, T. K., de Almeida, C. C., & Pallarolas, E. A. F. F. (2017). Embedment strength of dowels in wood specimens according to ABNT NBR 7190 (1997) and EUROCODE 5 (2004). *Revista Escola de Minas*, 70(1), 9–17. <https://doi.org/10.1590/0370-44672016700044>

32. Xu, B. H., Bouchair, A., Taazount, M., & Vega, E. J. (2009). Numerical and experimental analyses of multiple-dowel steel-to-timber joints in tension perpendicular to grain. *Engineering Structures*, 31(10), 2357–2367. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.05.01>
33. Данилов Е. В. К вопросу об НДС нагельных соединений из LVL // Сб. науч. трудов, посвященный 180-летию СПбГАСУ. СПб. : СПбГАСУ, 2012. С. 54–57.
34. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81.
35. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
36. Никитин Г. Г. Расчет нагельных соединений с учетом деформаций, развивающихся во времени : автореф. дис. ... канд. техн. наук. М., 1964.
37. EN 1995-1-1 (2004): Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1–1: General – Common Rules and Rules for Buildings. Comité Européen de Normalisation, 2004.
38. Николаи Б. Л. Теория расчета нагельных соединений в деревянных конструкциях. Харьков : ДНТВУ, 1935. 74 с.
39. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций // ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. : Стройиздат, 1977.
40. Dhima, D., Audebert, M., Racher, P., Bouchair, A., & Taazount, M. (2014). Shear tests of glulam at elevated temperatures. *Fire and Materials*, 38(8), 827–842. <https://doi.org/10.1002/fam.2226>
41. Domínguez, M., Fueyo, J. G., & Cabezas, J. A. (2017). Accounting of the thread embedment in timber structures dowel-type joints. Load-slip relationship. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 231(1), 150–160. <https://doi.org/10.1177/0954406216663578>
42. Domański, T., & Kmiecik, K. (2019). Load-bearing capacity of the steel-to-timber connections in fire temperature. *MATEC Web of Conferences*, 262, 09005. <https://doi.org/10.1051/matecconf/201926209005>
43. Duplex, A., Quenneville, P., Duplex, A., & Quenneville, P. (2016). Investigating brittle failures in multiple-nail steel-to-timber connections To cite this version: HAL Id : hal-01393719 Investigating brittle failures in multiple-nail steel-to-timber connections.
44. Kroon, M., Andreasson, E., Persson Jutemar, E., Petersson, V., Persson, L., Dorn, M., & Olsson, P. A. T. (2018). Anisotropic Elastic-Viscoplastic Properties at Finite Strains of Injection-Moulded Low-Density Polyethylene. *Experimental Mechanics*, 58(1), 75–86. <https://doi.org/10.1007/s11340-017-0322-y>
45. Rossi S., Crocetti R., Honfi D., Frühwald Hansson E. Load-bearing capacity of ductile multiple shear steel-to-timber connections // Proceeding of WCTE – World Conference on Timber Engineering, 2016. Vienna, Austria.
46. Soltis L. A., Wilkinson T. L. Bolted-connection design. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1987. 21 p.
47. van de Kuilen I. J.-W. Leistungsfähigen Verbindungen für Holzbrücken – Holz-Holz und Holz-Stahl // Internationale Holzbrückentage. 2010. 18 p.
48. Yurrita M., Cabrero J. M. Effective thickness of timber elements for the evaluation of brittle failure in timber-to-steel connections with large diameter fasteners loaded

parallel-to-grain at the elastic range: A new method based on a beam on elastic foundation // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 209. Paper 109959.

49. Yurrita, M., Cabrero, J. M., & Quenneville, P. (2019). Brittle failure in the parallel-to-grain direction of multiple shear softwood timber connections with slotted-in steel plates and dowel-type fasteners. *Construction and Building Materials*, 216, 296–313. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.100>

50. Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций // ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М. : Стройиздат, 1980. 40 с.

51. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций // ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М. : Стройиздат, 1976. 28 с.

52. Черных А. Г. [и др.]. К вопросу определения несущей способности нагельных соединений в конструкциях из бруса, клееного из однонаправленного шпона (ЛВЛ). URL : <https://science-education.ru/ru/article/view?id=6643>

53. Черных А. Г., Чан Куок Фонг. Анализ несущей способности соединения с применением самонарезающих нагелей в различных моделях пластического разрушения // *Вестник гражданских инженеров*. 2020. № 4 (81). С. 89–99.

54. Черных А. Г. Исследование соединений деревянных конструкций из ULTRALAM на цилиндрических нагелях в зависимости от комбинации соединяемых элементов // *Отчет о научно-иссл. работе*. СПбГАСУ, 2011.

55. Пискунов Ю. В. Несущие деревянные конструкции с соединениями на нагельных пластинах и элементах // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1988. № 6. С. 13–17.

56. Чернова Т. П. Совершенствование конструкции и технологии сопряжения CLT-панелей с деревоклееными элементами : дис. ... канд. техн. наук. Архангельск, 2018. 122 с.

57. Экспериментальные методы определения напряжений и деформаций: учеб. пособие / В. П. Забродин, А. А. Серегин, М. В. Суханова, А. Б. Портаков. Зерноград : Азово-Черноморский инженерный институт ФГБОУ ВО Донской ГАУ, 2017. 104 с.

58. Яо Вэй. Разработка и расчет узловых соединений несущих пространственных стержневых конструкций из бамбука : дис. ... канд. техн. наук. СПб., 2015. 163 с.

59. Brandon, D., Thomson, A., Ansell, M., Bregulla, J., Harris, R., & Walker, P. (2014). Stiffness Modelling of Non-metallic Timber Connections with Pultruded Dowels. *InCIEC 2013*, January 2014, 37–49. https://doi.org/10.1007/978-981-4585-02-6_4

60. Blaß, H. J., Bienhaus, A., & Krämer, V. (2001). Effective bending capacity of dowel-type fasteners. *Proceedings of the International RILEM Symposium Joints in Timber Structures*, 22, 71–88.

61. Brandner, R., Ringhofer, A., & Dietsch, P. (2017). International Conference on Connections in Timber Engineering – From Research to Standards. In *Proceedings of the Conference of Cost Action FP1402*.

62. Andrea Misconel, Marco Ballerini, Jan-Willem van de Kuilen. Steel to timber joints of beech LVL with very high strength steel dowels // *World Conference on Timber Engineering*. 2016 // *Vienna University of Technology* (pp. 269-276).

63. Bader, T. K., Schweigler, M., Hochreiner, G., Serrano, E., Enquist, B., & Dorn, M. (2015). Dowel deformations in multi-dowel LVL-connections under moment loading. *Wood Material Science and Engineering*, 10(3), 216–231. <https://doi.org/10.1080/17480272.2015.1070372>

64. Шмелев Г. Н., Дымолазов М. А. Деревянные конструкции. Примеры расчетов элементов : учебно-метод. пособие. Казань : изд-во Казанского гос. архитектур.-строит. ун-та., 2018.

65. Jorissen A. J. M. Double shear timber connections with dowel type fasteners: Ph.D. thesis. Delft, 1998. 284 p.

66. EN-1993 1-1 (2005). Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. 102 с.

67. EN 383. 2007. Timber Structures – Test methods – Determination of embedment strength and foundation values for dowel type fasteners.

68. Chew, A. A., Seri, N. A., Syazni Wan Shaari, W. N., Yasin, M. H., & Hassan, R. (2018). Tensile resistance of GFRP wrapped steel-dowelled half-lap timber connection. *International Journal of Engineering and Technology(UAE)*, 7(3), 101–104. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i3.11.15938>

69. Johansen K. W. Theory of timber connections. International Association of Bridge and Structural Engineering, Bern. 1949. Publication No. 9. Pp. 249–262.

70. JHP Hover. Load carrying capacity of multiple fastener steel to bamboo joints loaded parallel to the fibre direction // Master Thesis - Delft University of Technology – 2017. 294 с.

71. Jockwer R., Fink G., Köhler J. Assessment of existing safety formats for timber connections – How probabilistic approaches can influence connection design in timber engineering // International Conference on Connections in Timber Engineering, Austria, 13.09.2017. Pp. 16–31.

72. Jockwer R., Fink G., Köhler J. Assessment of the failure behaviour and reliability of timber connections with multiple dowel-type fasteners // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 172. Pp. 76–84.

73. González Fueyo, J. L., Dominguez, M., Cabezas, J. A., & Rubio, M. P. (2009). Design of connections with metal dowel-type fasteners in double.

74. Gehloff, M., Closen, M., & Lam, F. (2010). Reduced edge distances in bolted timber moment connections with perpendicular to grain reinforcements. 11th World Conference on Timber Engineering 2010, WCTE 2010, 2, 970–977.

75. Frühwald E., Serrano E., Toratti T., Emilsson A., Thelandersson S. Design of safe timber structures – How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber? Report TVBK-3053 (Technical Report). Division of Structural Engineering, Lund University, 2007. 230 p.

76. Frühwald E. Analysis of structural failures in timber structures: typical causes for failure and failure modes // *Eng. Struct.* 2011. Vol. 33, № 11. Pp. 2978–2982.

77. Hanhijärvi A., Kevarinmäki A. Design method against timber failure mechanisms of dowelled steel-to-timber connections // CIB-W18 Timber Structures, Bled, Slovenia, 2007. Paper 40-7-3.

78. Hanhijärvi A., Kevarinmäki A. Timber Failure Mechanisms in High-Capacity Dowelled Connections of Timber to Steel: Experimental results and design. VTT Technical Research Centre of Finland. VTT Publications, No. 677. 2008. URL: <http://www.vtt.fi/inf/pdf/publications/2008/P677.pdf>
79. Pedersen M. U. Dowel Type Timber Connections. Strength Modelling: Ph.D. thesis. Danmarks Tekniske Universitet, 2002. 165 p.
80. Quenneville P., Zarnani P. Proposal for the Connection Chapter of the New Zealand Design of Timber Structures. Unpublished, 2017.
81. Sawata K., Sasaki T., Kanetaka S. Estimation of shear strength of dowel-type timber connections with multiple slotted-in steel plates by European yield theory // *J. Wood Sci.* 2006. Vol. 52. Pp. 496–502. <https://doi.org/10.1007/s10086-006-0800-9>
82. CSA Standard, O86:2009. Engineering design in wood. Canadian Standards Association, 2009.
83. Design of timber structures Volumes 1–3 are adapted to Eurocode 5 and the Swedish application rules EKS 10 (BFS 2015:6). 64 c.
84. Quenneville P. J., Franke S., Swagger T. Timber Portal Frames Design Guide – Australia. Christchurch, New Zealand: Structural Timber Innovation Company, 2011.
85. Cabrero, J. M. (2018). Performance of the Different Models for Brittle Failure in the Parallel-to-Grain Direction for Connections with Dowel-Type Fasteners. International Network on Timber Engineering Research (INTER) - Meeting Fifty-One, Tallinn (EST), 1949, 1–14.
86. Cabrero J., Yurrita M. Performance assessment of existing models to predict brittle failure modes of steel-to-timber connections loaded parallel-to-grain with dowel-type fasteners // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 171. Pp. 895–910.
87. Cabrero, J. M., Honfi, D., Jockwer, R., & Yurrita, M. (2019). A probabilistic study of brittle failure in dowel-type timber connections with steel plates loaded parallel to the grain. *Wood Material Science and Engineering*, 14(5), 298–311. <https://doi.org/10.1080/17480272.2019.1645206>

Глава 5. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СПОСОБОВ РАСЧЕТА СОВРЕМЕННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

А. Б. Шмидт

5.1. Расчет гнутоклееных участков деревянных конструкций с учетом начальных внутренних напряжений гнутья склеенных слоев

В современном строительстве большепролетных сооружений большой популярностью пользуются криволинейные гнутоклееные деревянные конструкции. Причем такие конструкции могут иметь по своей геометрии сочетания криволинейных участков с прямолинейными или комбинации участков различной кривизны (рис. 5.1). Такая конфигурация конструкций диктуется либо архитектором, либо инженером для получения рациональной расчетной схемы.

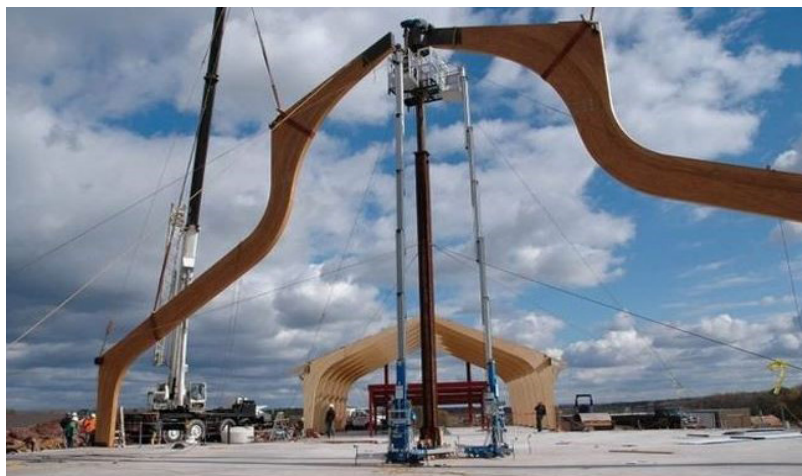


Рис. 5.1. Пример клееной конструкции с участками различной кривизны

Такие конструкции технологически имеют существенные отличия от прямолинейных деревянных конструкций, которые заключаются в том,

что непосредственно перед склеиванием каждая ламель изгибается на заданный радиус кривизны и в таком изогнутом состоянии склеивается в гнутоклееный пакет.

Оказалось, что в условиях работы под изгибающими нагрузками гнутоклееные участки в силу большой анизотропии прочностных свойств древесины ведут себя по-разному, в зависимости от степени кривизны и направления изгибающих усилий. Имеется в виду, что изгибающий момент может быть направлен на «выпрямление», стремящееся разогнуть гнутый элемент, или, наоборот, на дальнейшее «сгибание», стремящееся увеличить кривизну элемента, т. е. уменьшить радиус кривизны. По степени кривизны гнутоклееные конструкции условно делят на участки «большой» и «малой» кривизны (рис. 5.2). До недавнего времени считалось, что элементы с кривизной $\beta = h/R > 0,1$ обладают большой кривизной, а элементы (или участки) с $\beta = h/R < 0,1$ – малой (см. рис 5.2).

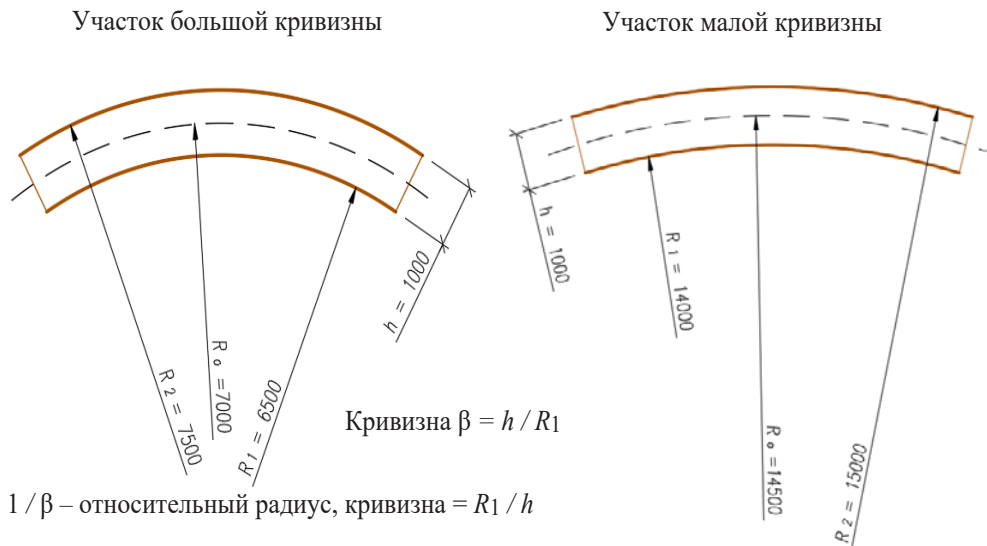


Рис. 5.2. Гнутоклееные участки большой и малой кривизны

Однако такое деление (на большую и малую кривизну) присуще только напряженному состоянию, которое приводит к увеличению кривизны, например, в конструкциях типа «рама – клюшка», когда радиальные напряжения «не страшны», так как вызывают сжатие поперек волокон. А наиболее

опасным участком является место по наружному радиусу с напряжениями растяжения вдоль волокон (рис. 5.3). Это подтверждено многочисленными экспериментальными работами, например [6, 7].

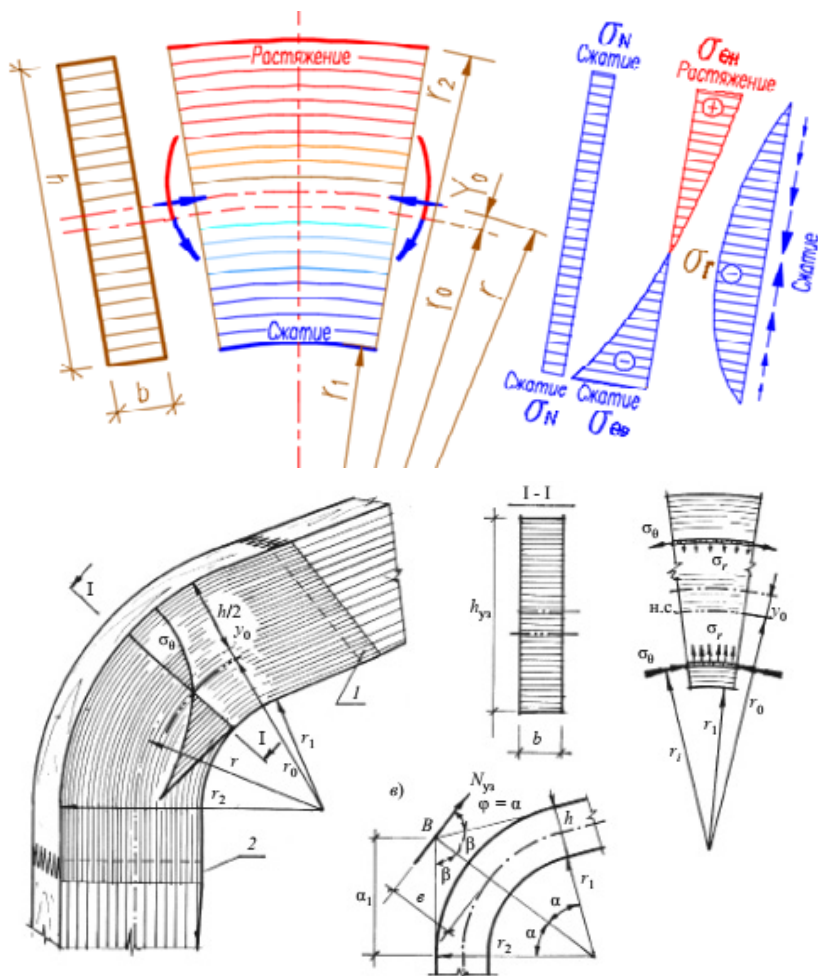


Рис. 5.3. Гнutoкленные участки в напряженном состоянии «сгибания»

Для гнutoкленных участков, которые находятся в состоянии «разгибания», например гнutoкленные балки или арки/рамы, малой кривизной буду считаться те, у которых кривизна $\beta = h / R < 0,06$ (рис. 5.4, 5.5).

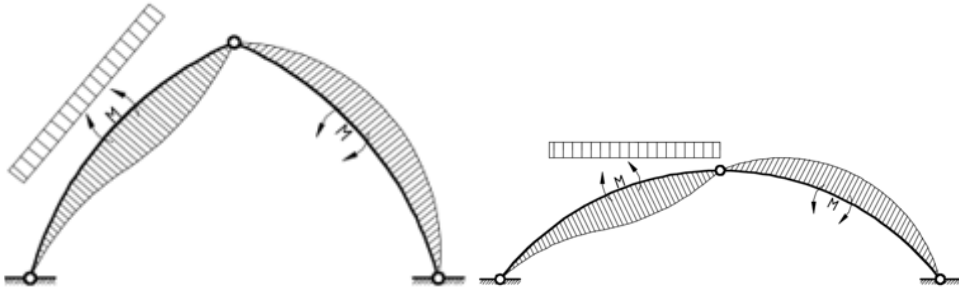


Рис. 5.4. Арки с гнутоклееными элементами в состоянии «разгибания»

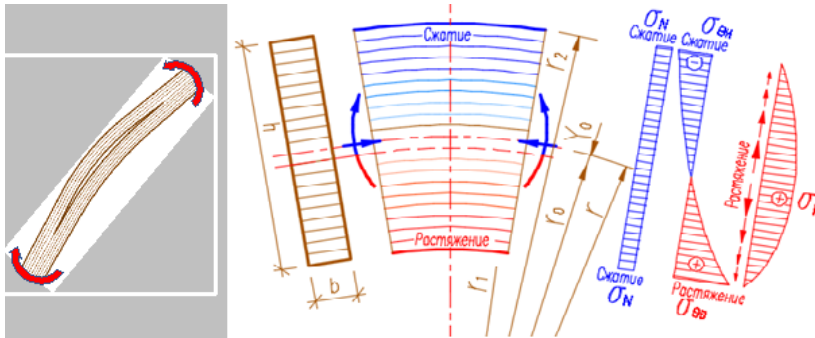


Рис. 5.5. Гнутоклееные участки в напряженном состоянии «разгибания»

Расчеты и пробные испытания гнутоклееных элементов показали, что в условиях разгибающих усилий и малой кривизны они разрушаются от радиального растяжения поперек волокон.

В отечественных нормах проектирования [2] для расчета гнутоклееных элементов в сжато-изгибаемом напряженном состоянии учитываются начальные напряжения в виде коэффициента условия работ $m_{тн} < 0$, который при расчете гнутых участков вводится к расчетному сопротивлению на сжатие и растяжение вдоль волокон. Этот коэффициент, учитывающий работу исключительно «сгибаемого» участка, был введен в нормы более 40 лет назад и предназначен для карнизных узлов рам типа «клюшка». Он формально учитывает начальные напряжения гнутоклееных ламелей при изготовлении и кривизну гнутоклееного участка [6]. А для гнутоклееных элементов, работающих в условиях «разгибания», этот коэффициент не предназначен.

Далее представлены исследования начальных напряжений в гнутоклееных элементах и сделана попытка учета их в условиях «разгибающих» усилий.

Напряженно-деформированное состояние (НДС) деревянных гнутоклееных элементов может значительно отличаться от НДС прямолинейных клееных деревянных элементов не только по степени кривизны, но и по параметрам изготовления и направления действующих нагрузок при эксплуатации. При изготовлении криволинейного элемента путем склеивания изогнутых досок (ламелей) конструкция приобретает внутренние начальные напряжения, вызванные стремлением отдельных гнутых ламелей вернуться в прямолинейное состояние.

После изготовления в элементе возникает неравномерное начальное напряженное состояние, которое изменяет его прочностные свойства в различных структурных направлениях по отношению к волокнам древесины. В дальнейшем это влияет на напряженное состояние конструкции в зависимости от направления и величины действующих внешних нагрузок. Этот факт остается не вполне освещенным в российских и зарубежных нормах.

С этой целью рассматривается математическая модель процесса формирования НДС гнутоклееных деревянных элементов, который условно разбит на две стадии: первую – гнутья отдельных ламелей, их склеивания и запрессовки; и вторую – распрессовки гнутоклееного пакета. Так создается начальное преднапряжение в виде комбинации тангенциальных, радиальных и касательных напряжений.

Работа, совершенная при изгибе каждой отдельной ламели в пакете на стадии (1), переходит в энергию упругой деформации всего гнутоклееного пакета на стадии (2). В результате напряженное состояние готового гнутоклееного элемента равно суммарному действию упругих процессов на первой и второй стадиях. Возникшие при этом начальные напряжения действуют в двух взаимно перпендикулярных направлениях: в радиальном – вдоль радиуса (поперек волокон древесины) и тангенциальном – по касательной к дугам вдоль гнутых волокон. Тогда для возникающих радиальных $\sigma_r^{\text{нач}}$ тангенциальных $\sigma_\theta^{\text{нач}}$ и касательных $\tau_{\theta r}^{\text{нач}}$ начальных напряжений в общем виде можем записать:

$$\left. \begin{cases} \sigma_r^{\text{нач}} = \sigma_r^{(1)} + \sigma_r^{(2)} \\ \sigma_\theta^{\text{нач}} = \sigma_\theta^{(1)} + \sigma_\theta^{(2)} \\ \tau_{\theta r}^{\text{нач}} = \dots\dots\dots + \tau_{\theta r}^{(2)} \end{cases} \right\}. \quad (5.1)$$

Здесь σ_r и σ_θ – нормальные напряжения, $\tau_{\theta r}$ – касательные напряжения, а верхние индексы в скобках – (1) и (2) – означают стадии изготовления.

Известно, что криволинейные участки гнутоклееных конструкций при нагрузках, вызывающих сжатия с изгибом, оказываются в условиях «разгибающего эффекта». При таком воздействии даже при малой кривизне гнутоклееного участка может существенно измениться напряженное состояние, которое не рассматривается в нормах проектирования ДК. При разгибающих усилиях всегда возникают растягивающие радиальные напряжения поперек волокон, которые могут привести к разрушению конструкции. Это относится не только к изгибаемым (например, к гнутоклееным балкам), но и к сжато-изгибаемым элементам конструкций (например, к пологим, стрельчатым аркам и рамам и др.), которые могут работать на разгибающие усилия. Таким образом, преднапряжения, созданные при изготовлении деревянных гнутоклееных конструкций, необходимо рассмотреть более детально.

Отметим, что на стадии (1) касательные напряжения отсутствуют в слоях и между ними, а радиальные $\sigma_r^{(1)}$ и тангенциальные $\sigma_\theta^{(1)}$ напряжения действуют взаимно перпендикулярно относительно направления кривых осей ламелей. При этом радиальные напряжения на стадии (1) всегда являются сжимающими.

Рассмотрим подробнее напряженное состояние на стадии (1).

Предположим, что каждая ламель изгибается строго по дуге окружности радиуса ρ_i . Такая круговая деформация может быть образована, когда слой находится в условиях чистого изгиба. При этом можем записать

$$\frac{1}{\rho_i} = \frac{M_i}{E_i \cdot J_i}, \quad (5.2)$$

здесь ρ_i – средний радиус кривизны; M_i , J_i и E_i – соответственно изгибающий момент, момент инерции сечения и модуль упругости i -го слоя.

Заметим, что при круговом очертании оси бруса соотношение (5.2) остается верным и в случае больших прогибов (при больших прогибах необходимо прибегать к нелинейным зависимостям между параметрами деформаций и составляющими перемещений); интегрирование точных уравнений приводит к уравнению окружности для деформированной оси бруса [1] или относительно малых радиусов кривизны.

При чистом изгибе в каждом слое отсутствуют касательные напряжения, а возникающие радиальные $\sigma_r^{(1)}$ и тангенциальные $\sigma_\theta^{(1)}$ напряжения оказываются «главными» (осесимметричная задача).

Пусть пакет состоит из одинаковых слоев, т. е. $\delta_i = \delta$; $E_i = E$ и $J_i = J$. Тогда для i -го слоя имеем (рис. 5.6):

$$M_i = \frac{E \cdot J}{\rho_i}; \quad \sigma_{\theta i}^{(1)} = \frac{M_i \cdot y}{J} = \frac{E \cdot y}{\rho_i}.$$

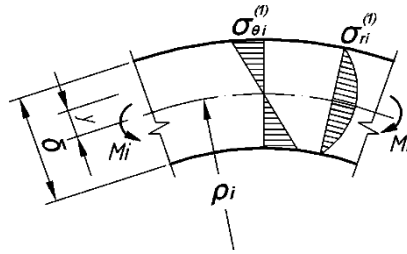


Рис. 5.6. К расчету нормальных (тангенциальных) и радиальных напряжений в i -м изогнутом слое

Приняв $y = \frac{\delta}{2}$ и обозначив $\beta_i = \frac{\rho_i}{\delta}$, получим значения краевых тангенциальных (или нормальных к сечению) напряжений на краях i -го слоя на первой стадии:

$$\sigma_{\theta i}^{(1)} = \frac{E}{2\beta_i}. \quad (5.3)$$

Далее найдем величину максимальных радиальных сжимающих напряжений i -го слоя на первой стадии $\sigma_{r i}^{(1)}$ из уравнения равновесия слоя (рис. 5.7):

$$2 \int_F \sigma_{\theta i}^{(1)} dF \cdot \sin(d\gamma) = 2b \cdot \sin(d\gamma) \frac{E}{\rho_i} \int_{\alpha}^{\delta/2} y \cdot dy = \sigma_{r i}^{(1)} b \cdot r_i \cdot 2d\gamma.$$

Так как величина $d\gamma$ достаточно мала, то принимаем $\frac{\sin(d\gamma)}{d\gamma} \approx 1$.

$$\text{Тогда } \sigma_{r i}^{(1)} = \frac{E}{\rho_i \cdot r_i \cdot b} \cdot b \int_{\alpha}^{\delta/2} y \cdot dy.$$

Очевидно, что $b \int_{\alpha}^{\delta/2} y \cdot dy = S^{\text{отс}}$ – статический момент отсеченной части сечения.

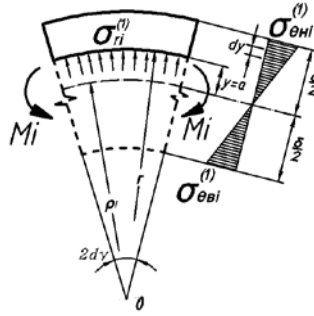


Рис. 5.7. К расчету радиальных напряжений в i -м слое

Для бруса малой кривизны ($\beta > 20$), каким можно считать i -й слой ($\beta_i \geq 200$), допустимо положить, что максимум радиальных напряжений расположен в середине толщины доски ($y = 0$). Тогда $S^{\text{отс}} = \frac{b \cdot \delta^2}{8}$.

Учитывая, что при $y = 0$ $r_i = \rho_i$ и $\beta_i = \frac{\rho_i}{\delta}$, окончательно получим сжимающие напряжения поперек волокон:

$$\max \sigma_{ri}^{(1)} = \frac{E}{8 \cdot \beta_i^2}. \quad (5.4)$$

В дальнейшем $\max \sigma_{ri}^{(1)}$ будем обозначать просто как $\sigma_{ri}^{(1)}$.

Изогнутые перед склеиванием прямолинейные слои сдвигаются относительно друг друга в пределах центрального угла криволинейного участка на величину Δl_i (рис. 5.8). Причем величина этого сдвига уменьшается от нижнего слоя Δl_1 к верхнему Δl_n , так как сдвиг формируется только в пределах криволинейного участка и обратно пропорционален радиусу кривизны слоя.

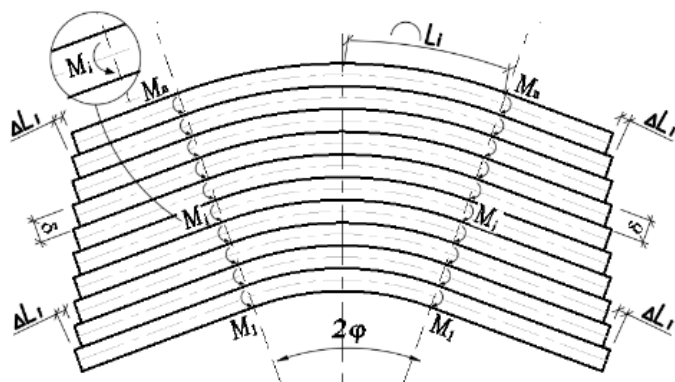


Рис. 5.8. Деформированное состояние на стадии (1) – стадии изготовления

В этом состоянии все слои склеиваются под прессом, давление которого (после распрессовки) практически не влияет на напряженно-деформированное состояние пакета изогнутых клеенных слоев.

Теперь рассмотрим напряженное состояние на стадии (2) – стадии распрессовки гнукотклееного элемента после отверждения клея. Примерно через сутки клеенный пакет распрессовывается. За это время клей набирает около 80 % своей прочности, мало деформируется и не дает ламелям расслаиваться и сдвигаться относительно друг друга при стремлении слоев распрямиться.

В слоях-ламелях, находящихся в условиях «чистого изгиба», кроме созданных на первой стадии $\sigma_{\theta i}^{(1)}$ и $\sigma_{r i}^{(1)}$ теперь (на стадии (2)) в швах между слоями возникают касательные напряжения $\tau_{\theta r}^{(2)}$, которые препятствуют сдвигу слоев, стремящихся распрямиться (рис. 5.9).

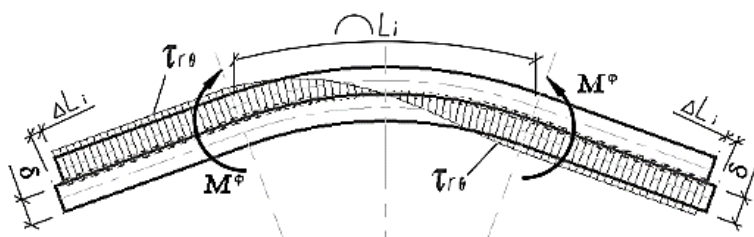


Рис. 5.9. Распределение касательных напряжений в клеевых швах на стадии (2) – при распрессовке клеенного пакета

Касательные напряжения (см. рис. 5.9) определим через относительные сдвиговые деформации в швах, равные отношению Δl_i к длине соответствующего криволинейного участка на каждой ламели l_i . Тогда относительные смещения по отношению к первоначальному (до изгиба) прямолинейному слою

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta l_i}{l_i}. \quad (5.5)$$

Максимальные значения касательных напряжений в клеевых швах за пределами гнутого участка

$$\tau_{\theta ri} = G \cdot \varepsilon_i, \quad (5.6)$$

где G – модуль сдвига отвердевшего клеевого шва, обычно принимаемый условно равным модулю сдвига древесины вдоль волокон.

Таким образом, полагая, что физико-механические свойства клеевой прослойки близки свойствам древесины, можно считать, что после отверждения клея мы получим единое сплошное однородное анизотропное тело со сложным напряженно-деформированным состоянием, по существу являющимся предварительно напряженным. Внутренняя энергия деформированных при гнутье слоев криволинейного бруса стремится распрямить (или разогнуть) его. Суммарное действие приложенных ранее к каждому слою изгибающих моментов M_i заменим их статическим эквивалентом

$M = \sum_{i=1}^n M_i$. Тогда распрессовка пакета равносильна приложению к склеенному из гнутых дощатых ламелей криволинейному брусу фиктивного изгибающего момента M^Φ , равного по величине M и обратного ему по направлению (рис. 5.10):

$$M^\Phi = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n \frac{E J_0}{\rho_i} = E \frac{b \cdot \delta^2}{12} \ln\left(1 + \frac{n}{\beta_1}\right), \quad (5.7)$$

где b – ширина пакета досок; n – количество досок (ламелей) в пакете.

Очевидно, что под действием M^Φ гнутоклееный элемент стремится разогнуться (или распрямиться). Для определения возникающих при этом напряжений можно использовать зависимость для расчета кривого анизотропного бруса большой кривизны для случая чистого изгиба [5, 9, 10]. В частности, для краевых тангенциальных по внутренней кромке – $\sigma_{\theta B}^{(2)}$; по наружной кромке – $\sigma_{\theta H}^{(2)}$ и максимальных радиальных $\sigma_r^{(2)}$ напряжений можно воспользоваться известными формулами для чистого изгиба [9, 10]:

$$\sigma_{\theta B}^{(2)} = \frac{M^\phi}{W} \left(1 + \frac{1}{2\beta}\right); \sigma_{\theta H}^{(2)} = \frac{M^\phi}{W} \left(1 - \frac{1}{6\beta}\right); \sigma_r^{(2)} = \frac{M^D}{W} \frac{1}{4\beta}; \tau_{\theta r}^{(2)} = G \cdot \varepsilon_i, \quad (5.8)$$

где $\beta = \frac{r_{\text{сп}}}{h} = \frac{\beta_1}{n} + \frac{(n-1)}{2n}$ – относительный радиус кривизны всего элемента.

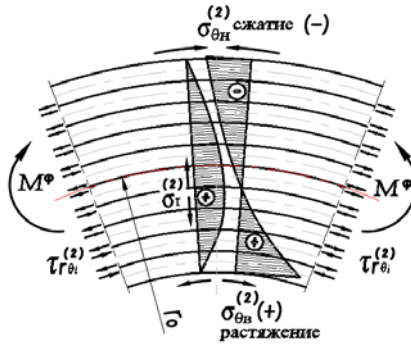


Рис. 5.10. Напряженное состояние гнутоклееного бруса на стадии (2) при распрессовке склеенного пакета

Обращаем внимание, что здесь, в отличие от [2], предлагается использовать названия для кромок кривого бруса не «верхний – нижний», а «внутренний – наружный», так как в современных конструкциях криволинейные участки могут располагаться внутренней (вогнутой) частью сверху, а наружной (выгнутой) – снизу. Другими словами, внутренняя – это ближайшая к центру кромка.

Подставляя формулы (5.3), (5.4), (5.6) и (5.7) в (5.1), получим начальные преднапряжения в гнутоклееном деревянном элементе для краевых тангенциальных, касательных в клеевых швах и максимальных радиальных напряжений в каждом слое:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_r^{\text{нач}} = -\frac{E}{8\beta_i^2} + \frac{M^\phi}{W} \frac{1}{4\beta} \\ \sigma_{\theta B}^{\text{нач}} = -\frac{E}{2\beta_i} + \frac{M^\phi}{W} \left(1 + \frac{1}{2\beta}\right) \Rightarrow \sigma_{\theta H}^{\text{нач}} = \frac{E}{2\beta_i} - \frac{M^\phi}{W} \left(1 - \frac{1}{6\beta}\right) \\ \tau_{\theta r}^{\text{нач}} = G \cdot \varepsilon_i \end{array} \right\}. \quad (5.9)$$

На рис. 5.11 показана общая картина условного графического сложения напряженного состояния криволинейного элемента на двух стадиях при числе слоев (ламелей) $n = 10$. Здесь эпюры на первой и второй стадиях представлены в сопоставимых масштабах величин напряжений, что показывает наличие результирующего сжатия (–) вдоль волокон на внутренней кромке, растяжения (+) вдоль волокон на наружной кромке и также растяжения (+) поперек волокон в центре по высоте сечения.

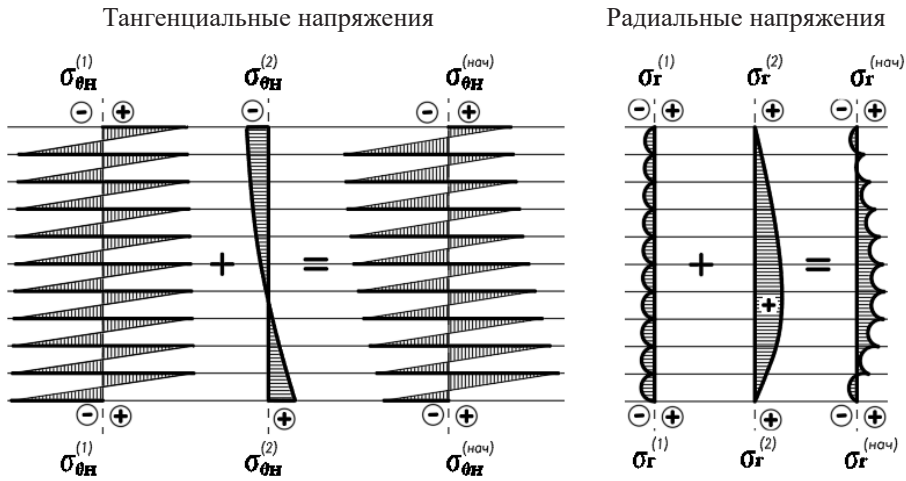


Рис. 5.11. Суммирование тангенциальных и радиальных напряжений на первой и второй стадиях изготовления гнутоклееного бруса

Таким образом, в гнутоклееном элементе всегда возникают начальные радиальные растягивающие напряжения поперек волокон древесины. Причем максимальных значений они достигают в клеевых швах средней части сечения. Наибольшие тангенциальные напряжения возникают в отдельных клеевых швах слоях пакета: растяжения $\sigma_{\theta H}^{\text{нач}}$ – на выпуклой стороне первой доски; сжатия $\sigma_{\theta B}^{\text{нач}}$ – на вогнутой кромке последней n -й доски. Наибольшие касательные напряжения $\tau_i^{\text{нач}}$ возникают в клеевых швах слоев с минимальными радиусами кривизны на границах перехода криволинейного участка в прямолинейные. Касательные напряжения возникают не только в клеевых швах, но и в самих слоях-ламелях.

В процессе склеивания каждый слой (кроме внешних пластей крайних ламелей) смачивается клеем, который к тому же является пластификатором.

Это приводит к известной пластификации волокон древесины (пластификация волокон древесины используется при производстве гнутой мебели. Среди общеизвестных пластификаторов – мочевины, фенолформальдегидная смола и т. п. [3]). С одной стороны, это позволяет легче согнуть ламель на заданную кривизну, с другой – снижает напряжения в крайних волокнах слоя в пределах глубины пропитки клеем. В результате уменьшается величина усилий, стремящихся распрямить гнуклееный элемент после распрессовки. Таким образом,

$$M_{пл}^{\phi} = k_{пл} \cdot k_E \cdot \frac{E \cdot b \cdot \delta^2}{12} \ln\left(1 + \frac{n}{\beta_1}\right),$$

где $k_{пл}$ – коэффициент, учитывающий снижение упругих сил распрямления за счет пластификации клеем наиболее напряженных внешних пластей ламели. Ориентировочно принимаем $k_{пл} \approx 0,8 - 0,9$. В дальнейшем его можно экспериментально уточнить. Эффект пластификации можно рассматривать как снижение модуля упругости на первой стадии изготовления.

Условно полагаем, что на второй стадии, после отверждения клея, древесина вновь обретает прежние упругие характеристики, но сохраняет новое деформированное состояние. Далее, в период некоторого времени хранения гнуклееной конструкции, происходит снижение (релаксация) внутренних напряжений. В работе [6] для моделирования процесса релаксации получены приближенные опытные значения коэффициентов снижения модуля упругости k_E древесины вдоль волокон в зависимости от относительного радиуса гнутья доски β_i и времени выдержки в гнуклееном состоянии. В первом приближении для тангенциальных напряжений примем этот коэффициент $k_E \approx 0,9$. Кроме того, с учетом данных [п. 6.10 и п. 6.11, 2] процесс релаксации можно также условно моделировать снижением модуля упругости за счет коэффициента $m_{дл.Е} \approx 0,9$. Тогда для радиальных и тангенциальных напряжений после второй стадии (распрессовки) можно записать следующие выражения (см. рис. 5.10 и 5.11):

- максимальные растягивающие радиальные напряжения в середине бруса

$$\sigma_r^{(2)} = \frac{M^{\phi}}{4 \cdot \beta \cdot W} = \frac{1}{4 \cdot n} E \frac{\ln\left(1 + \frac{n}{\beta_1}\right)}{2\beta_1 + n - 1}; \quad (5.10)$$

- тангенциальные напряжения растяжения по внутренней кромке

$$\sigma_{\theta B}^{(2)} = k_E \cdot m_{дл,E} \cdot \frac{M^\Phi}{W} \left(1 + \frac{1}{2\beta}\right) = k_{пл} \cdot k_E \cdot m_{дл,E} \cdot \frac{E}{n^2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4\beta}\right) \cdot \ln\left(1 + \frac{n}{\beta_1}\right); \quad (5.11)$$

- тангенциальные напряжения сжатия по наружной кромке

$$\sigma_{\theta H}^{(2)} = k_E \cdot m_{дл,E} \cdot \frac{M^\Phi}{W} \left(1 - \frac{1}{6\beta}\right) = k_{пл} \cdot k_E \cdot m_{дл,E} \cdot \frac{E}{n^2} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12\beta}\right) \cdot \ln\left(1 + \frac{n}{\beta_1}\right). \quad (5.12)$$

На основе полученных зависимостей в программе Mathcad-15 выполнены расчеты начального напряженного состояния гнотоклееного элемента с часто встречающимися параметрами многослойного гнотоклееного элемента.

Например, с учетом данных табл. В.3 [2], для ламелей из древесины сосны с расчетным модулем упругости вдоль волокон $E_p = E_n \cdot k_{пл} \cdot k_E \cdot m_{дл,E} = 5,6$ ГПа, модулем сдвига вдоль волокон $G = 0,35$ ГПа, при числе слоев $n = 10$, их толщине $\delta = 30$ мм, ширине $b = 150$ мм и относительном радиусе первой ламели $\beta_1 = 200$ на первой стадии имеем (рис. 5.12):

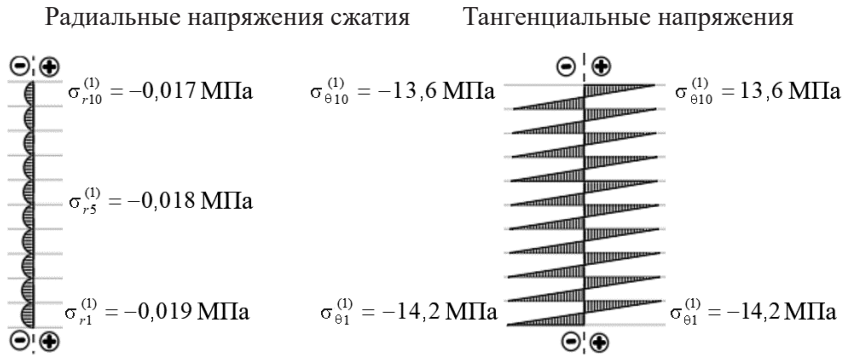


Рис. 5.12. Числовые значения напряжений на первой стадии изготовления

На второй стадии имеем (рис. 5.13).

Показанные на рис. 5.12–5.14 значения напряжений близки к соответствующим предельным расчетным сопротивлениям древесины. Следует также отметить, что наличие тангенциальных, радиальных и касательных

напряжений приводит к появлению «главных напряжений», которые действуют под некоторым углом к волокнам древесины, где прочность древесины значительно снижается. Этот факт также не рассматривается в нормативной литературе при расчете гнукотклееных конструкций и требует изучения в дальнейшем.

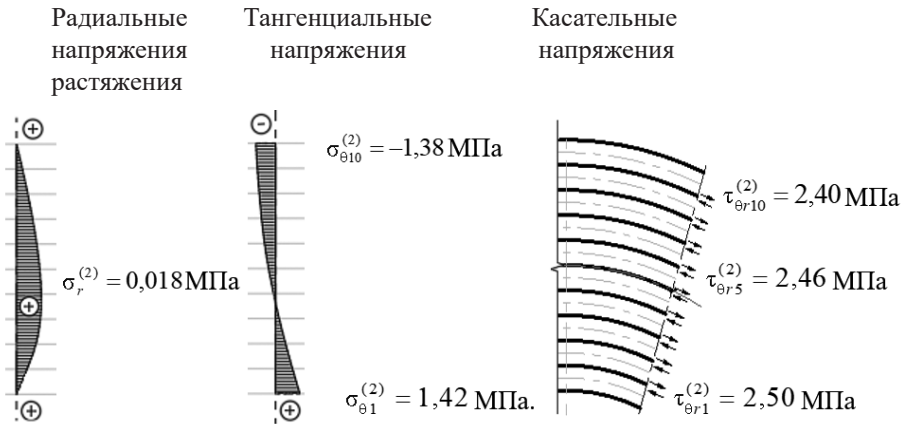


Рис. 5.13. Числовые значения напряжений на второй стадии изготовления

Суммарные начальные напряжения составят (см. рис. 5.14):

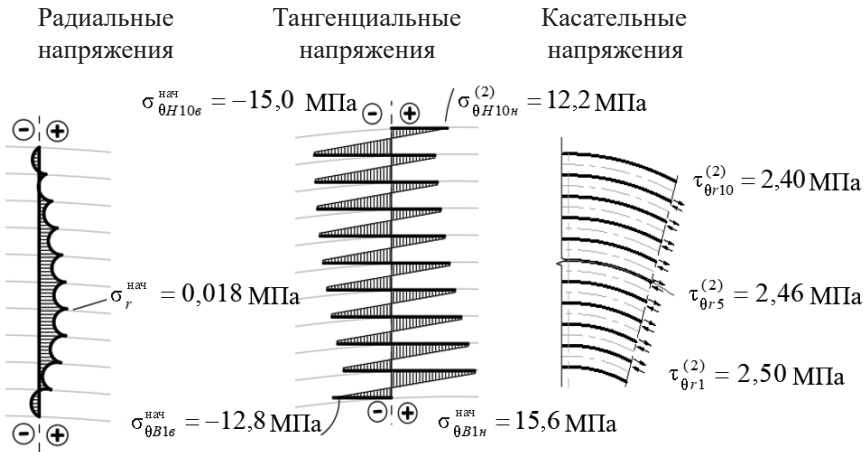


Рис. 5.14. Суммарные начальные напряжения после распрессовки

Таким образом, предельное состояние гнутоклееного участка клееной деревянной конструкции зависит от того, какое напряженное состояние добавится к начальному от эксплуатационных нагрузок. Эти нагрузки могут вызывать различное напряженное состояние криволинейного участка. В зависимости от вида и направления этой нагрузки гнутоклееный преднапряженный элемент может работать как на разгибающие усилия, так и на усилия, увеличивающие кривизну элемента – «сгибание» (рис. 5.15).

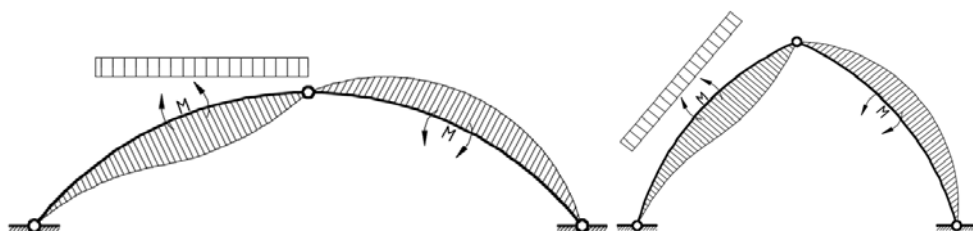


Рис. 5.15. Изгибающие моменты, вызывающие «распрямление» в левых полуарках

Так, в табл. 12 [2] «Сжатие и изгиб» и «Растяжение» приведенные коэффициенты отражают только вариант нагрузки, при которой происходит «сгибание» криволинейных участков. Например, в гнутоклееных карнизных узлах трехшарнирных рам [7], где от внешних нагрузок практически всегда возникают усилия, увеличивающие кривизну участка, этот коэффициент применяется для тангенциальных напряжений. Здесь эти напряжения по наружному и внутреннему радиусам от внешней нагрузки действуют в том же направлении, что и начальные, и поэтому складываются. А для радиальных напряжений (в данном случае – сжимающих поперек волокон от внешних нагрузок) этот коэффициент не нужен, так как опасные начальные радиальные растягивающие напряжения уменьшаются или переходят в сжатие. Но если в криволинейных участках гнутоклееных конструкций возникают «разгибающие» усилия, то картина напряженно-деформированного состояния меняется существенно. И для такого случая существующий в [2] коэффициент $m_{тн}$ не применим. Например, в хорошо известных по работам многих исследователей гнутоклееных балках типа «бумеранг», работающих при разгибающих усилиях, тангенциальные напряжения противоположны по знакам начальным тангенциальным напряжениям, а радиальные растягивающие напряжения

складываются с растягивающими начальными напряжениями. Другими словами, влияние тангенциальных напряжений на общее напряженное состояние конструкции уменьшается, а роль радиальных растягивающих напряжений поперек волокон, наоборот, значительно повышается. В этом случае коэффициент $m_{\text{тн}}$ для тангенциальных напряжений должен быть больше 1,0, а для радиальных напряжений – меньше 1,0. Однако для радиальных поперек волокон древесины напряжений соответствующего коэффициента $m_{\text{тн}}$ не существует.

Заслуживает внимания тот факт, что гнутоклееные балки могут быть запроектированы выгнутостью вниз. В этом случае коэффициент $m_{\text{тн}}$ должен иметь другие значения, отражающие возникающее напряженное состояние.

Кроме криволинейных балок с разгибающими усилиями от поперечной нагрузки в строительной практике достаточно часто могут встречаться сжато-изгибаемые конструкции в условиях «разгибающего» напряженного состояния. Например, популярные гнутоклееные арки пологого, стрельчатого или кругового очертания, как правило, работают в условиях сжатия с изгибом. Однако многочисленные расчеты показывают, что при односторонних нагрузках (например, ветровых и/или снеговых) вместе с нормальной сжимающей силой N возникают изгибающие моменты M , вызывающие «разгибание» или «распрямление» гнутоклееных арок.

Отметим тот факт, что при этом напряжения от нормальной сжимающей силы N составляют менее 10–15 % напряжений от изгибающего момента M . Таким образом, мы получаем сжато-изгибаемые криволинейные элементы, работающие при больших разгибающих усилиях. Но при разгибающих усилиях всегда возникают растягивающие радиальные напряжения поперек волокон древесины (при испытаниях сжато-изгибаемых гнутоклееных элементов большой кривизны наблюдалось разрушение от радиальных растягивающих напряжений поперек волокон). Несмотря на то что это конструкции малой кривизны, в них все равно уже существует рассмотренное начальное напряженное состояние. И если к нему добавляются усилия от разгибающих усилий, то вероятность разрушения от тангенциальных напряжений снижается, а от радиальных растягивающих поперек волокон напряжений соответственно увеличивается. Если при этом в конструкции появились усушечные трещины, то возникающие радиальные напряжения лишь увеличивают их раскрытие.

Этими исследованиями показана целесообразность расчета гнутоклееных деревянных элементов по правилам, отличающимся от расчета прямолинейных, в зависимости от направления действия в них внутренних усилий M , N и Q с учетом начального при изготовлении преднапряженного состояния.

5.2. Инженерный расчет однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами

Однопролетные клееные деревянные балки с шарнирными опорами являются наиболее распространенными и простыми конструкциями. Однако они значительно уступают клееным балкам с жесткими опорами (рис. 5.16, 5.17 и 5.20) по расходу древесины и деформативности – примерно в 1,5 раза.

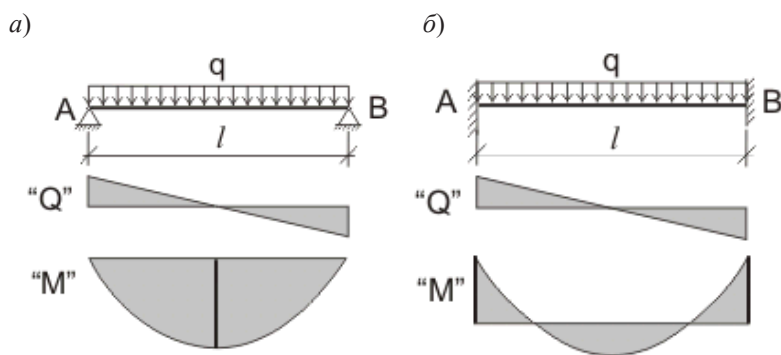


Рис. 5.16. Расчетные схемы балок с шарнирными (а) и жесткими (б) опорами

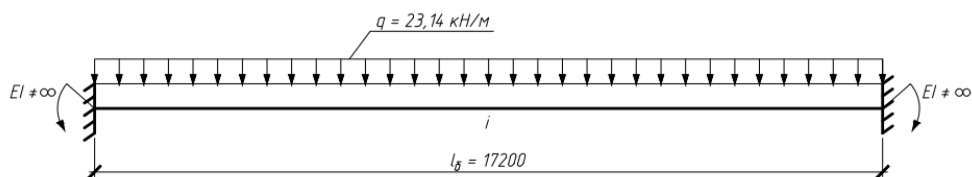


Рис. 5.17. Расчетная схема клееной балки с опорами конечной жесткости

Более широкому применению таких балок препятствует отсутствие простого и надежного «инженерного расчета» жестких опор. Речь идет об опорах с конечной жесткостью, так как абсолютной жесткости опор достичь невозможно в силу упругой податливости соединений деревянных конструкций. Для этого использовалась известная в строительной механике методика учета коэффициента жесткости опорного узла и погонной жесткости балки [11]. Предложен несложный расчет клеодошчатых

балок с условной жесткостью опорных узлов, зависящей от угла поворота опорного сечения. Проверка его корректности проводилась численными экспериментами конечно-элементного анализа в программном комплексе ANSYS. Конструкция опорного узла включала в себя комбинацию врезных стальных пластин со стальными нагелями. Сравнение предлагаемого «инженерного расчета» с численным экспериментом показало удовлетворительную сходимость в 10–15 % в сторону запаса. Предполагается провести натурные испытания конструкций.

Упругую податливость опор при вычислении усилий [11] предлагается учитывать через коэффициент жесткости опорного узла и погонную жесткость балки.

Коэффициент жесткости (C) опорного узла вычисляется по формуле

$$C = \frac{M}{\varphi}, \text{ (кН} \cdot \text{м) / рад,} \quad (5.13)$$

где M – изгибающий момент в середине однопролетной, шарнирно опертой балки без учета упругой податливости опор, кН · м,

$$M = \frac{q \cdot l_6^2}{8}, \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

φ – угол поворота опорного сечения однопролетной балки с опорными узлами конечной жесткости, рад.

Погонная жесткость балки вычисляется по формуле

$$i = \frac{E_6 \cdot I_6}{l_6}, \text{ кН} \cdot \text{м,} \quad (5.14)$$

где E_6 – модуль упругости балки вдоль волокон древесины, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; I_6 – момент инерции сечения балки, м^4 ; l_6 – пролет балки, м.

Изгибающий момент на опоре однопролетной балки с упругоподатливыми опорными узлами

$$M_{\text{оп}} = \frac{q \cdot l_6^2}{12 \cdot (2i / C + 1)}, \text{ кН} \cdot \text{м,} \quad (5.15)$$

где q – равномерно распределенная нагрузка на балку, $\frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Изгибающий момент в середине пролета однопролетной балки с упругоподатливыми опорными узлами

$$M_{\text{пр}} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} - \frac{q \cdot l_0^2}{12 \cdot (2 \cdot i / C + 1)}, \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5.16)$$

Неизвестной величиной в этом расчете является угол поворота опорного сечения балки φ , который зависит от конструктивной податливости соединения опорного участка балки. Наиболее простым и достаточно доступным решением является использование врезных и (или) накладных вертикальных пластин, которые соединены с балкой с помощью нагельных стальных стержней, работающих на изгиб (рис. 5.18. и 5.19).

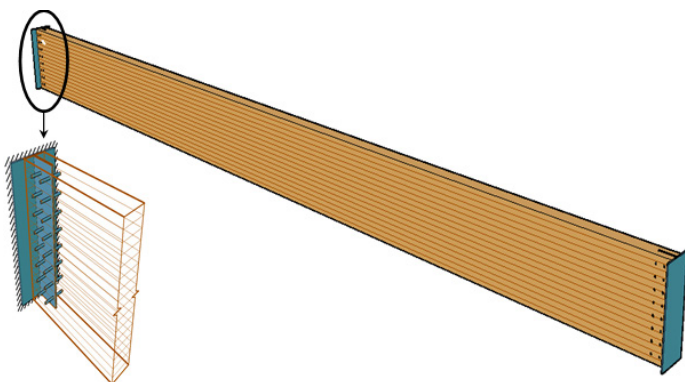


Рис. 5.18. Общий вид клееной балки с опорами конечной жесткости

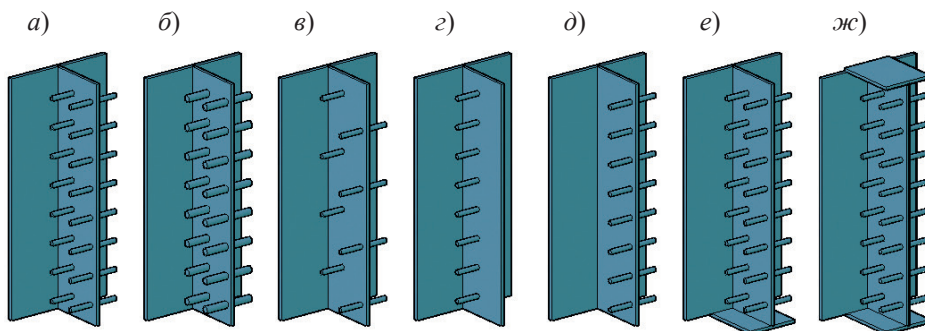


Рис. 5.19. Конструктивные решения «жестких» опорных узлов из Т-образных стальных пластин с различным расположением стальных нагелей

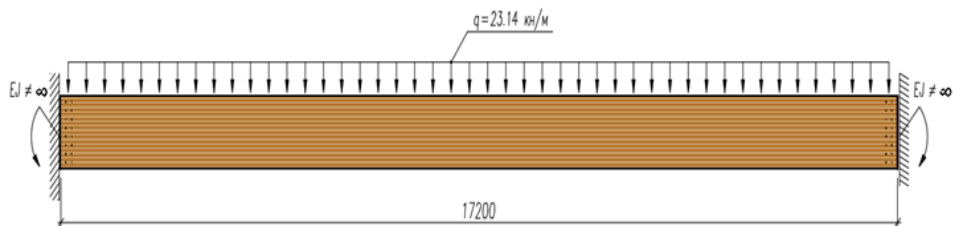


Рис. 5.20. К расчету примера клееной балки с условно жесткими опорами

По величине опорного изгибающего момента $M_{\text{оп}}$ можно подобрать число и размеры стальных цилиндрических нагелей в соответствии с [2], а несущую способность балки пересчитать с учетом изгибающего момента в центре пролета $M_{\text{пр}}$, уменьшенного за счет образования опорного момента в условно жестком опорном узле.

Далее приведен пример инженерного аналитического расчета балки со следующими параметрами:

- пролет клееной балки $L = 17,2 \text{ м}$;
- сечение балки:
 - высота сечения $h_6 = 1,0 \text{ м}$;
 - ширина сечения $b = 0,215 \text{ м}$;
 - модуль упругости древесины балки $E_6 = 10\,000 \text{ МПа}$;
 - толщина врезной пластины $t_{\text{пл}} = 15 \text{ мм}$;
 - диаметр нагеля $d_{\text{н}} = 18 \text{ мм}$.

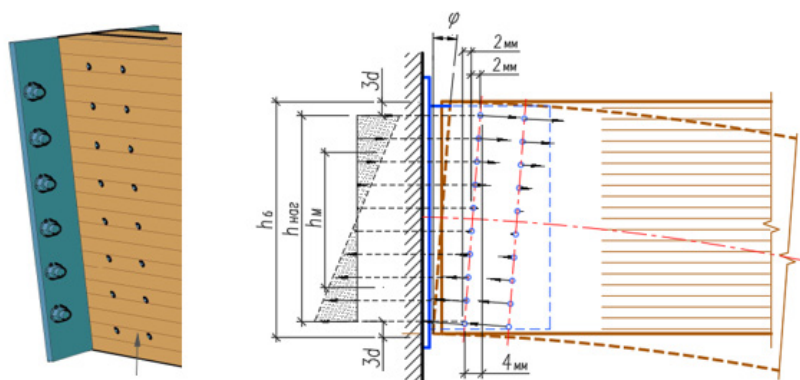


Рис. 5.21. Расчетная модель условно жесткого опорного узла (или узла конечной жесткости)

Стальные пластины имеют Т-образную форму в плане (см. рис. 5.19, а и 5.21). Предполагается, что вертикальная пластина (параллельная плоскости торца балки), к которой приварена врезная пластина, жестко закреплена в пространстве и не деформируется из своей плоскости. Другими словами, деформация ее из своей плоскости не увеличивает поворота опорного сечения клееной балки, закрепленной нагелями к врезной пластине. Таким образом, поворот опорного сечения балки может происходить только из-за упругой податливости нагельного соединения.

В настоящем инженерном расчете предполагается, что нижняя часть торцевой плоскости балки не упирается в стальную опорную пластину при повороте опорного сечения балки. Если бы удалось гарантировать плотное примыкание торца балки, то часть нагелей, расположенных в нижней сжатой зоне, выключилась бы из работы, а рабочими нагелями стали бы только те, которые находятся в верхней растянутой зоне. Однако в условиях строительного производства нереально выполнить точную приторцовку клееной балки. К тому же с течением некоторого времени трудно гарантировать, что такая приторцовка деревянной конструкции останется эффективной без изменений. С учетом того, что свойства древесины при изменении температурно-влажностных условий со временем меняются несколько раз, учитывать приторцовку не следует. В дальнейшем этот вопрос можно будет экспериментально исследовать и дать более развернутое пояснения.

Пример инженерного расчета состоит в следующем.

Расчет производится для изгибаемой балки при действии равномерно распределенной нагрузки $q = 23,14 \cdot \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Изгибающий момент в середине однопролетной, шарнирно опертой балки без учета упругой податливости опор составляет

$$M = \frac{q \cdot l_6^2}{8} = \frac{23,14 \cdot 17,5^2}{8} = 856 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Момент инерции балки } I_6 = \frac{b \cdot h_6^3}{12} = \frac{0,215 \cdot 1^3}{12} = 0,0179 \text{ м}^3.$$

Погонная жесткость клееной балки в соответствии с [11]:

$$i = \frac{E_6 \cdot I_6}{l_6} = \frac{1 \cdot 10^7 \cdot 0,0179}{17,2} = 1,04017 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (5.17)$$

Из рис. 5.6 с учетом правил расстановки нагелей определяем расстояние между крайними по высоте нагелями

$$h_{\text{наг}} = h_6 - 6 \cdot d_n = 892 \text{ мм.}$$

Расстояние между равнодействующими силами треугольных эпюр нормальных напряжений (плечо сил, образующих опорный изгибающий момент) будет равно

$$h_M = \frac{2}{3} \cdot h_{\text{наг}} = 595 \text{ мм.}$$

Предполагается, что предельно допустимый сдвиг в упругоподатливом нагельном соединении, в соответствии с табл. 17 [2], составляет $\Delta_{\text{наг}} = 2$ мм. Тогда угол поворота опорного сечения составит

$$\varphi = \frac{2 \cdot \Delta_{\text{наг}}}{h_M} = 0,0067 \cdot \text{рад.}$$

Коэффициент жесткости опорного узла C (ф. 5.9):

$$C = \frac{M}{\varphi} = \frac{856 \cdot \text{кН} \cdot \text{м}}{0,0067 \text{ рад}} = 1,272 \cdot 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (5.18)$$

Изгибающий момент на условно жесткой опоре

$$M_{\text{оп}} = \frac{q \cdot l_6^2}{12 \cdot \left(\frac{2i}{C} + 1\right)} = \frac{23,14 \cdot 17,2}{12 \cdot \left(\frac{2 \cdot 1,04017 \cdot 10^4}{1,272 \cdot 10^5} + 1\right)} = 490,2 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (5.19)$$

Изгибающий момент в центре пролета балки теперь определяется как

$$M_{\text{пр}} = M - M_{\text{оп}} = 856 \text{ кН} \cdot \text{м} - 490,2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 366,52 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (5.20)$$

За счет жесткого узла изгибающий момент в пролете уменьшился более чем в два раза: $M / M_{\text{пр}} = 856 / 366,52 = 2,35$.

Далее можно вычислить усилия на уровне крайних нагелей, наиболее удаленных от нейтральной оси в опорном сечении балки:

$$N_{\text{н.оп}} = \frac{M_{\text{оп}}}{h_{\text{наг}}} = 550 \text{ кН.} \quad (5.21)$$

Далее опорный узел рассматривается как симметричное нагельное соединение с металлическими прокладками (и/или накладками), для которого в нормах проектирования [2] регламентируются правила расчета и проектирования. В соответствии с этим следует выполнить расчет несущей способности нагеля на один шов сплачивания при направлении усилий, передаваемых нагелями вдоль волокон по двум видам напряженного состояния:

- по изгибу стального нагеля;
- смятию древесины нагельного гнезда для крайних элементов;
- смятию древесины нагельного гнезда для средних элементов.

Однако нагельные соединения со стальными накладками и прокладками рассчитываются по максимальной несущей способности нагеля без учета толщины деревянных элементов. В частности, для стальных нагелей с металлическими накладками и прокладками их максимальная несущая способность на один срез одного нагеля составляет $3,1 \cdot d_H^2$ (табл. 18. п. 3, [2]).

Первоначально задан диаметр стального нагеля $d_H = 18$ мм. При использовании только одной стальной прокладки с числом срезов нагеля $n_{cp} = 2$ несущая способность одного наиболее нагруженного нагеля из условия изгиба и числа срезов n_{cp} составит

$$T_H = 3,1 \cdot d_H^2 \cdot n_{cp} \cdot \sqrt{\Pi m_i} \cdot \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) = 20,1 \text{ кН.}$$

Несущая способность того же стального нагеля из условия *смятия древесины* при толщине a_{cm} деревянной части соединения, равной половине ширины сечения балки за вычетом толщины пластины и зазора в 2–3 мм, $a_{cm} = 0,5 \cdot (b_0 - t_{пл} - 2 \text{ мм}) = 9,9$ см, равна

$$T_{cm} = 1,2 \cdot a_{cm} \cdot d_H \cdot n_{cp} \cdot \sqrt{\Pi m_i} \cdot \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) = 42,8 \text{ кН.}$$

Расчетная несущая способность одного нагеля из этих условий вычисляется как минимум из этих двух условий:

$$T_H = \min(T_H, T_{cm}) = 20,1 \text{ кН.}$$

Общее число нагелей (если считать, что все они загружены одинаково) можно вычислить как $n_{наг} = \text{ceil} \left(\frac{N_{H,оп}}{T_H} \right) = 28$. Здесь применена функция

(сеil) выбора наибольшего целого числа. Предполагается, что нагели устанавливаются в $m_{\text{ряд}} = 2$ вертикальных ряда с расстоянием в ряду по вертикали между нагелями поперек волокон древесины

$$a = \frac{h_{\text{наг}}}{\left(\frac{n_{\text{наг}}}{m_{\text{ряд}}} - 1\right)} = \frac{892}{\frac{28}{2} - 1} = 69 \text{ мм.}$$

При этом в одном вертикальном ряду можно установить

$$n_{\text{врд}} = \frac{n_{\text{наг}}}{m_{\text{ряд}}} = \frac{28}{2} = 14 \text{ нагелей.}$$

Расстояние $a = 69$ мм по правилам расстановки нагелей должно быть больше, чем минимально допустимое (по нормам [2] – расстояние между нагелями поперек волокон древесины, равное $3,5 \cdot d_{\text{н}} = 63$ мм). Расстояние по горизонтали между вертикальными рядами вдоль волокон должно быть не менее $7 \cdot d_{\text{н}} = 126$ мм, в том числе от торца балки.

Так как приведенный инженерный расчет проводился по несущей способности наиболее нагруженного и удаленного от оси балки нагеля, то в районе нейтральной оси нагели оказываются недогруженными. Предлагается не устанавливать средние недогруженные нагели для более равномерного перераспределения усилий в остальных нагелях. В первом приближении предлагается также ввести в расчет условный «коэффициент неравномерности работы нагелей» – $K_{\text{нрн}} \approx 0,75 - 0,85$, учитывающий недогруженность нагелей, расположенных в районе нейтральной оси. Этот коэффициент предлагается вводить к общему расчетному числу нагелей. В предлагаемом примере расчета число нагелей в одном вертикальном ряду можно принять как $n_{\text{врд}} \approx K_{\text{нрн}} \cdot n_{\text{врд}} \approx 0,8 \cdot n_{\text{врд}} \approx 12$ шт.

Кроме изложенного, в «жестком» опорном узле следует выполнить проверку несущей способности балки и стальных нагелей, работающих в вертикальном направлении поперек волокон древесины. Этот вопрос здесь не рассматривается.

Проверка несущей способности балки на опоре на действие касательных напряжений по формуле Журавского в данной публикации также не обсуждается. Однако автор полагает, что этот расчет будет менее значимым, чем подобный расчет для обычной шарнирно-опертой балки.

Для проверки работоспособности данной инженерной методики расчета предполагается провести натурные испытания конструкций с условно жесткими опорными узлами описанной конструкции.

Для углубленного анализа напряженно деформированного состояния деревянной «жестко-опорной» клееной балки со стальными нагелями в опоре (рассмотренной ранее в инженерном расчете) в работе [12] была составлена конечно-элементная модель (рис. 5.22.) в программном комплексе ANSYS с различными вариациями опорных узлов конечной жесткости (рис. 5.23). Подобные исследования с расположением жесткого стыка в центре шарнирно-опертой балки были проведены в [13].

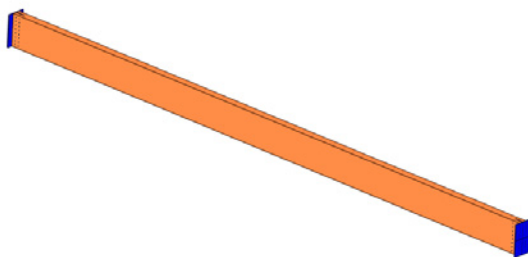


Рис. 5.22. Модель клееной деревянной балки с опорными узлами конечной жесткости

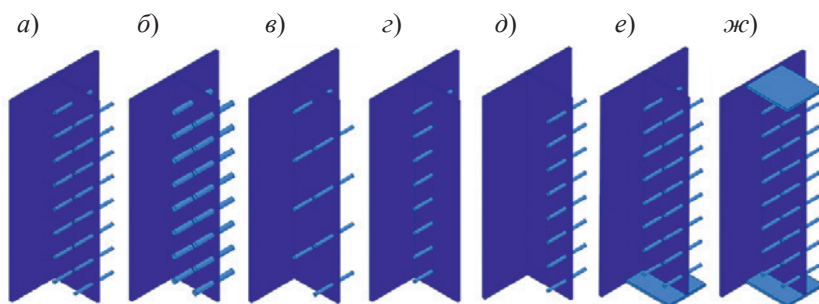


Рис. 5.23. Вариации рассмотренных опорных узлов конечной жесткости: а – два ряда нагелей диаметром 16 мм; б – два ряда нагелей диаметром 25 мм; в – шахматная расстановка нагелей диаметром 16 мм; г – один ряд нагелей диаметром 16 мм (ближе к торцевой пластине); д – один ряд нагелей диаметром 16 мм (дальше от торцевой пластины); е – два ряда нагелей диаметром 16 мм с нижней опорной пластиной; жс – два ряда нагелей диаметром 16 мм с нижней и верхней опорными пластинами

Тело балки – клееная древесина 2-го сорта с геометрическими размерами сечения $17200(l) \times 1000(h) \times 215(b)$ мм. Крепление балки по торцам осуществляется через стальные нагели диаметром 16 (25) мм со стальными пластинами, имеющими Т-образную форму в плане. Торцевые пластины – размера $1000(h) \times 500(b) \times 16(s)$ мм. Перпендикулярные к торцевым пластины – размера $1000(h) \times 250(b) \times 12(s)$ мм. В рассмотренных вариантах с опорными нижними и верхними пластинами, последние имеют размеры $250(h) \times 215(b) \times 12(s)$ мм.

Расчет производился для изгибаемой балки при действии равномерно распределенной нагрузки 23,14 кН/м, с учетом физической нелинейности работы материалов конструкции. При моделировании контакта «древесина – сталь» и «сталь – сталь» в расчете учитывалась нелинейность, связанная с действием сил трения на поверхности контакта элементов.

Материалы конструкции моделировались путем параметризации их физических свойств.

Древесина задана как ортотропный материал со следующими характеристиками:

- модуль упругости по оси x , $E_x = 10\,000$ МПа;
- модуль упругости по осям y и z ; $E_y = E_z = 400$ МПа;
- коэффициенты Пуассона $\nu_{xy} = 0,45$; $\nu_{yz} = \nu_{xz} = 0,018$;
- модуль сдвига $G_x = G_y = G_z = 500$ МПа.

Стальные элементы заданы как изотропный материал с учетом билинейного изотропного упрочнения:

- модуль упругости $E = 200\,000$ МПа;
- коэффициенты Пуассона $\nu = 0,3$;
- модуль сдвига $G = 79\,000$ МПа;
- предел текучести $\sigma_{yp} = 200$ МПа;
- касательный модуль упругости $E_{tg} = 1800$ МПа.

В качестве конечных элементов (КЭ) использовались элементы SOLID185 – для 3D-моделирования твердых тел. Учет нелинейности на контакте соприкосновения элементов конструкции производился путем введения конечных элементов CONTA174 (контактная поверхность) и TARGET170 (целевая поверхность).

Сопряжение элементов «сталь – сталь» принято абсолютно жестким. Сопряжение элементов «древесина – сталь» принято конечно-жестким с коэффициентом трения покоя 0,6.

Крепление торцевых пластин с внешней стороны принимается абсолютно жестким.

По окончании расчета получены следующие результаты. Перемещения конструкции (рис. 5.24–5.26) при различных вариациях опорных узлов имеют один порядок с максимальной разницей между минимальным и максимальным значением перемещений 5 мм. Изгиб балки соответствует эпюре изгибающих усилий при жестком закреплении стержня на опорах. Максимальные перемещения наблюдаются у балки с одним рядом нагелей (далее от опорной пластины) диаметра 16 мм на опорных узлах. Минимальные напряжения наблюдаются у балки с двумя рядами нагелей диаметра 16 мм на опорных узлах с нижней и верхней опорной пластиной. Разница в перемещениях между всеми моделями обусловлена деформацией опорного узла (рис. 5.27).

Деформации опорного узла представляют собой сумму деформаций опорной и перпендикулярных к ней пластин и нагелей в зоне действия растягивающих напряжений.

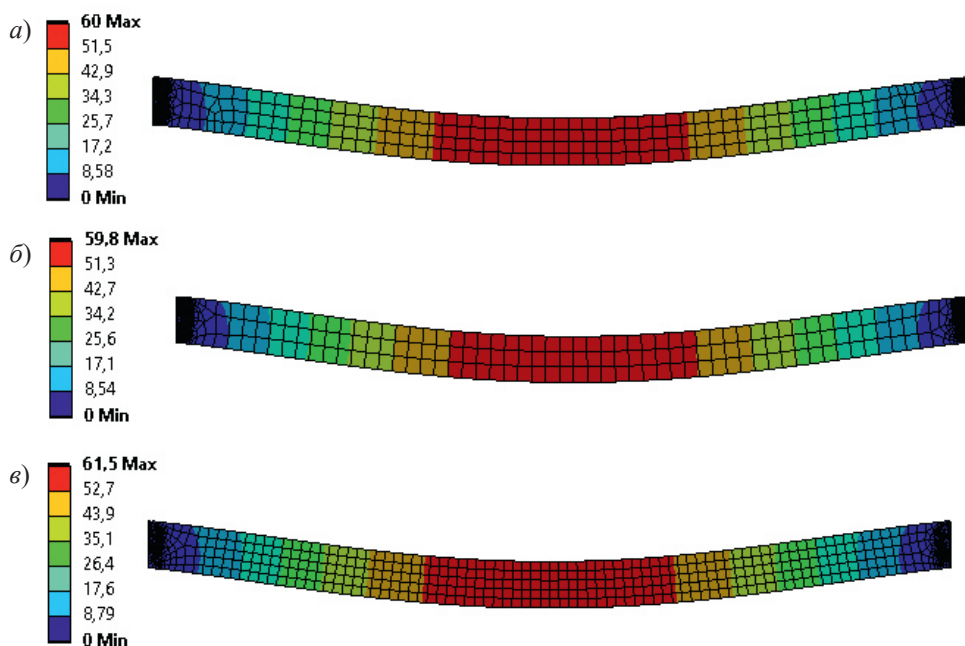


Рис. 5.24. Значения перемещений конструкции по результатам в ANSYS, мм:
а – для узлов с двумя рядами нагелей диаметром 16 мм; *б* – для узлов с двумя рядами нагелей диаметром 25 мм; *в* – для узлов с шахматной расстановкой нагелей диаметром 16 мм

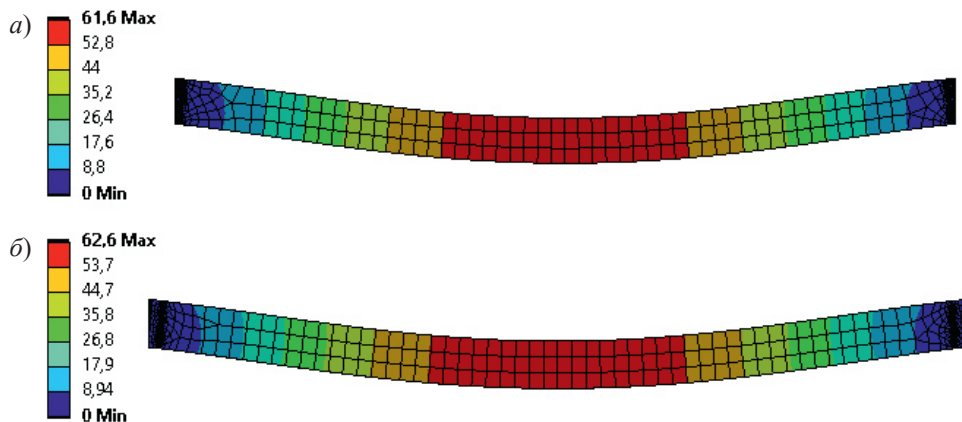


Рис. 5.25. Значения перемещений конструкции по результатам в ANSYS, мм: *a* – для узлов с одним рядом нагелей диаметром 16 мм (ближе к торцевой пластине); *б* – для узлов с одним рядом нагелей диаметром 16 мм (дальше от торцевой пластины)

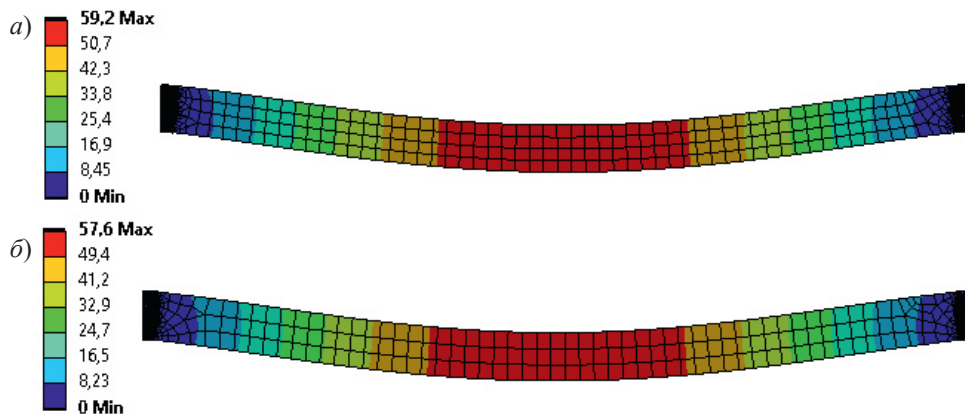


Рис. 5.26. Значения перемещений конструкции по результатам в ANSYS, мм: *a* – для узлов с двумя рядами нагелей диаметром 16 мм с нижней опорной пластиной; *б* – для узлов с двумя рядами нагелей диаметром 16 мм с нижней и верхней опорными пластинами

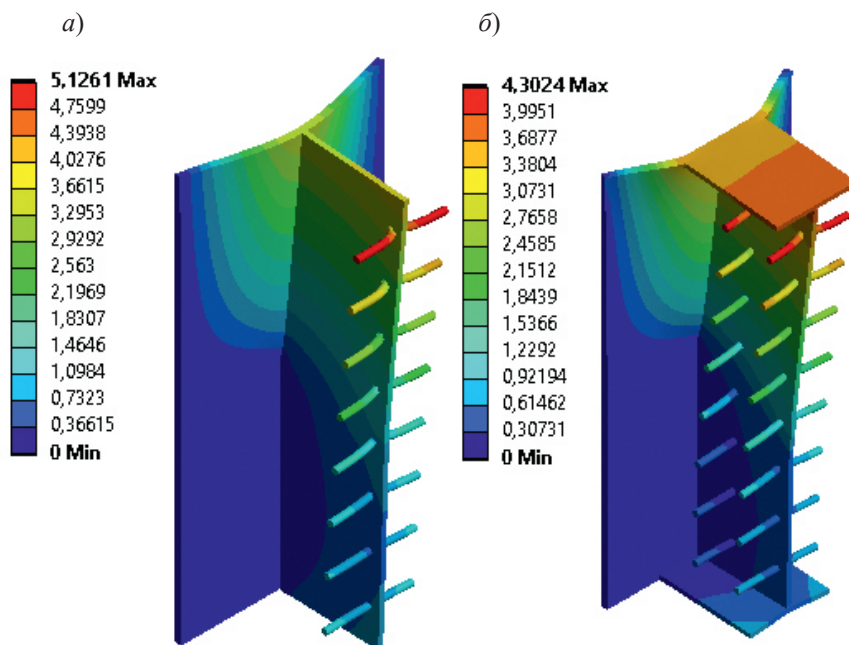


Рис. 5.27. Значения перемещений в узле конструкции по результатам в ANSYS, мм: *a* – для узла с одним рядом нагелей диаметром 16 мм (дальше от торцевой пластины); *б* – для узла с двумя рядами нагелей диаметром 16 мм с нижней и верхней опорными пластинами

Расчет показывает, что изгибные напряжения в элементах конструкции превышают пределы текучести, что говорит о нелинейной работе материала и переходе его из пластического состояния в текучее. Вывести изгибные напряжения в сечении балки на опоре не представляется возможным, так как при большом шаге конечно-элементной сетки напряжения в зоне соприкосновения стальных конструкций с деревянными изгибные напряжения имеют большие значения и расходятся по всему сечению, уменьшаясь по мере отдаления от зоны контакта. С учетом нелинейной работы материала напряжения получаются завышенными. В связи с этим удалось получить чистые изгибные напряжения только в середине пролета деревянной балки. Углы поворота опорных сечений деревянного тела балки приведены в сводной табл. 5.1.

Таблица 5.1

Сводная таблица значений перемещений, напряжений и углов поворота, полученных при расчете объемной модели в ANSYS

Параметры опорного узла	Расстановка нагелей						
	Два ряда нагелей диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 25 мм	Шахматная расстановка нагелей диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (ближе к опорной пластине) диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (дальше от опорной пластины) диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней и верхней опорными пластинами	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней и верхней опорными пластинами
Суммарные перемещения по расчетам в ANSYS, мм	60	59,8	61,5	61,6	62,6	59,2	57,6
Эквивалентные напряжения в середине пролета по расчетам в ANSYS, МПа	12,7	12,56	13,17	13,05	13,3	12,6	12,27
Угол поворота опоры по расчетам в ANSYS, град	0,30397	0,29675	0,32506	0,32006	0,34213	0,29495	0,2767

Чтобы упростить расчет жесткости, использован метод приближения. Были построены новые расчетные схемы, где в качестве конструкции выступают стержневые элементы с шарнирным закреплением на опорах. Жесткостная характеристика стержневых элементов задана геометрическими и физическими свойствами деревянной клееной балки. На опорных узлах последовательно задавалась такая упругая податливость узла, при которой перемещения в середине стержня численно соответствовали перемещениям, полученным при расчете конструкции в ANSYS. Полученные значения поворота сечения и будут учитывать поворот сечения тела деревянной балки на опоре и линейные деформации стальных элементов опорного узла (табл. 5.2).

Значения изгибающих моментов, вычисленных аналитически, и изгибающих моментов, рассчитанных для объемных моделей конструкций в ANSYS, приведены в сводной табл. 5.3.

На рис. 5.28 и 5.29 показаны результаты расчета в ANSYS деформаций и напряжений в древесине и металле опорного узла.

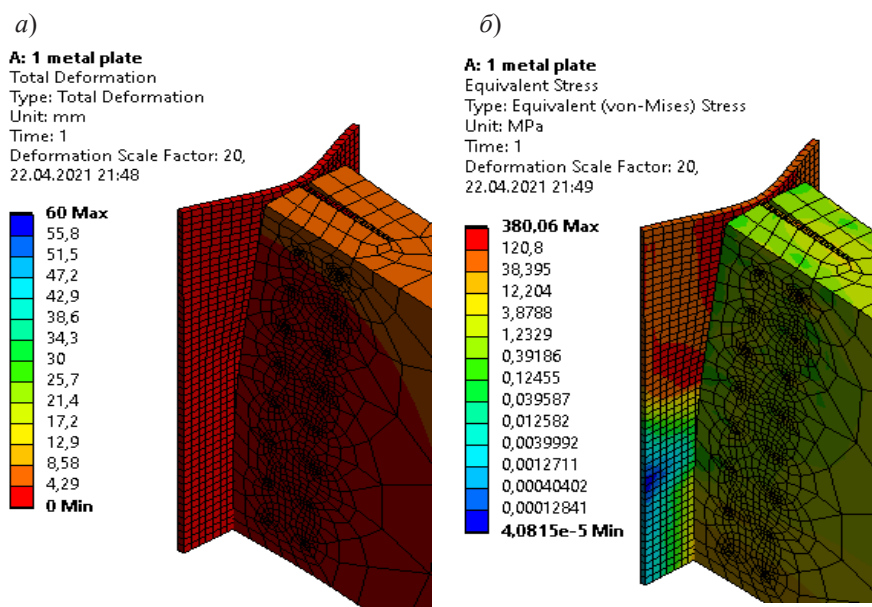


Рис. 5.28. Деформации (а) и напряжения (б) в древесине на опоре

Таблица 5.2

Сводная таблица перемещений, углов поворота, изгибающих моментов и опорных жесткостей, полученных из расчета стержневых схем

Параметры опорного узла	Расстановка нагелей						Значение изгибающего момента на опоре, при линейной работе материала, кН · м
	Два ряда нагелей диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 25 мм	Шахматная расстановка нагелей диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (ближе к опорной пластине) диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (дальше от опорной пластины) диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней опорной пластиной	
Задаваемая методом приближения (С-1) упругая податливость узлов, кН · м/рад	1250	1250	1250	1250	1250	1250	1250
Углы поворота опорных сечений при линейной работе материала, рад	0,01195	0,01195	0,01299	0,01299	0,01358	0,01149	0,01067
Значение изгибающего момента на опоре, при линейной работе материала, кН · м	461,5	461,51	452,64	452,64	447,75	465,55	472,93

5.2. Инженерный расчет однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами

Значение изгибающего момента в пролете, при линейной работе материала, кН · м	432,17	432,17	441,04	441,04	441,04	445,93	428,13	420,75
Суммарные перемещения в середине пролета, при линейной работе материала, мм	59,88	59,88	61,71	61,71	61,71	62,72	59,05	57,53

Таблица 5.3

Сводная таблица значений изгибающих моментов, вычисленных аналитически и полученных при расчете объемных моделей в ANSYS

Параметры опорного узла	Расстановка нагелей						
	Два ряда нагелей диаметром 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 25 мм	Шахматная расстановка нагелей диаметром 16 мм	Один ряд нагелей (ближе к опорной пластине) диаметр 16 мм	Один ряд нагелей (дальше от опорной пластины) диаметр 16 мм	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней опорной пластиной	Два ряда нагелей диаметром 16 мм, с нижней и верхней опорными пластинами
Значение изгибающего момента на опоре, вычисленное аналитически, при линейной работе материала, кН · м	441,9	441,9	433,4			445,8	452,9
Значение изгибающего момента в пролете вычисленные из напряжений, полученных в ANSYS при нелинейной работе материала, кН · м	455,1	450,1	471,9	467,6	476,6	451,5	439,7

5.2. Инженерный расчет однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами

Значение изгибающего момента в пролете, вычисленное аналитически, при линейной работе материала, кН · м	413,8	413,8	422,3	422,3	427,0	409,9	402,9
Погрешность расчета изгибающего момента в середине пролета, при аналитическом расчете, в процентах	9,1	8,1	10,5	9,7	10,4	9,2	8,4

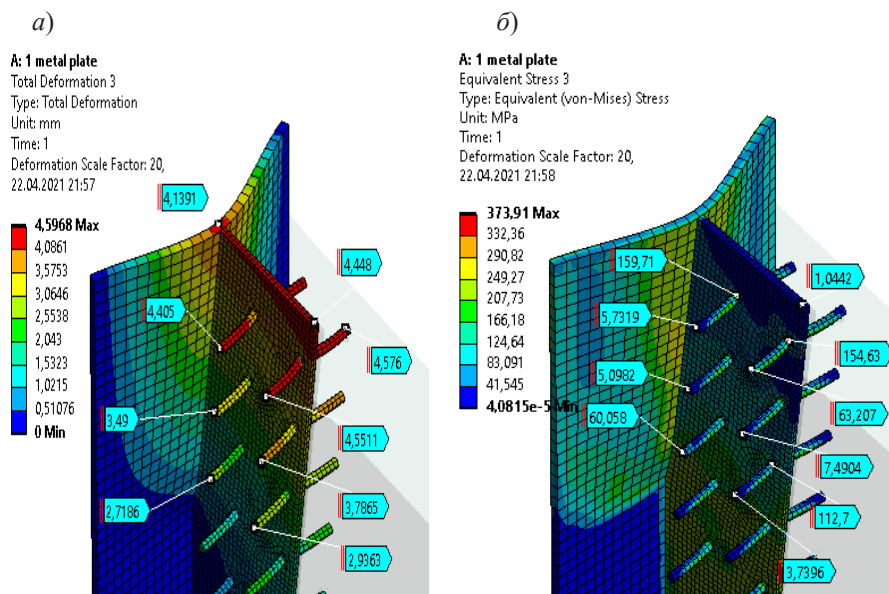


Рис. 5.29. Деформации (а) и напряжения (б) в металле на опоре

На основании полученных результатов можно сделать следующие выводы и рекомендации. Аналитические методы дают результаты с удовлетворительной сходимостью. Погрешность значений изгибающих моментов, вычисленных аналитически и вычисленных при расчете стержневой модели методом приближения, составляет около 10 %. Погрешность значений изгибающих моментов, вычисленных аналитически и вычисленных из напряжений, полученных при расчете объемной модели в ANSYS, составляет 8,1–10,5 %. Большую погрешность в данном случае можно объяснить нелинейной работой материала.

Из рассмотренных семи вариаций опорных узлов различия между минимальными и максимальными значениями перемещений составляют 5 мм, что говорит о практически одинаковой упругой податливости опорных узлов конструкции. Сами узлы не являются абсолютно жесткими, а значит, учет упругой податливости необходим для корректного проектирования.

Необходимо провести натурные испытания для определения достоверности результатов, полученных при расчете объемной модели в ANSYS, и истинных значений жесткости опорных узлов.

Следует провести углубленное изучение механики работы конструкции с узлами конечной жесткости, а именно – вывести формулы для учета упругой податливости узлов при нахождении перемещений конструкции.

Результаты исследований можно будет рекомендовать к рассмотрению с целью включения в нормы проектирования деревянных конструкций.

5.3. О проектировании и строительстве первого русского православного храма в Антарктиде

С декабря 2003 по февраль 2004 г. по проекту алтайских архитекторов С. Рыбак, П. Анисифорова и К. Хромова был построен первый русский православный храм в Антарктиде. Автору представилась возможность разрабатывать конструктивную часть проекта в качестве главного инженера проекта, а затем участвовать в его реализации непосредственно на первой российской антарктической станции «Беллинсгаузен».

Строение храма представляет собой деревянный сруб из бревен алтайского кедра диаметром 260 мм, состоящий из трех объемов: центрального – высотой около 13 м, восточного – притвора со звонницей, и западного – алтаря. Размеры сооружения – в плане 10,2×5,5 м. Три нижних венца выполнены из древесины сибирской лиственницы. Из лиственницы также выполнены дощатые скаты покрытий и восьмиугольного шатра. Лемеха и шейки главков – из осины. Дощатые полы – сосна.

Венцы сруба имели выемку снизу вышележащего бревна. В швы закладывался мох, привезенный с Алтая. В угловых соединениях применялась врубка «в обло с остатком» с одним шипом в продольном направлении и без валика снизу чаши. Общий вид сруба в разрезе показан на рис. 5.30.

На этапе проектирования инженерной части храма была известна следующая информация об условиях и местности строительства:

- температура – от минус 25–30 °С (в июне-июле) до плюс 5–8 °С (в январе-феврале). Среднегодовая температура летом – 0(–6) °С, зимой – минус 10(–15) °С;
- сверхвысокая ветровая нагрузка 30–40 м/с с порывами до 60 м/с;
- высокая постоянная влажность (около 90 %) с распространением осадков в виде мокрого снега, ледяного дождя, измороси и тумана;
- высококонцентрированная солевая атмосфера, вызванная наносами ветра с открытых морских акваторий;

- отсутствие растительности и насекомых, в том числе бытовых;
- грунты – скальные трещиноватые, разборные. Вечная мерзлота встречается на низких равнинных участках на глубине 2–3 м, величина деятельного слоя около 1 м;
- ничтожно малая коррозионная стойкость стальных конструкций даже с известными антикоррозионными покрытиями.

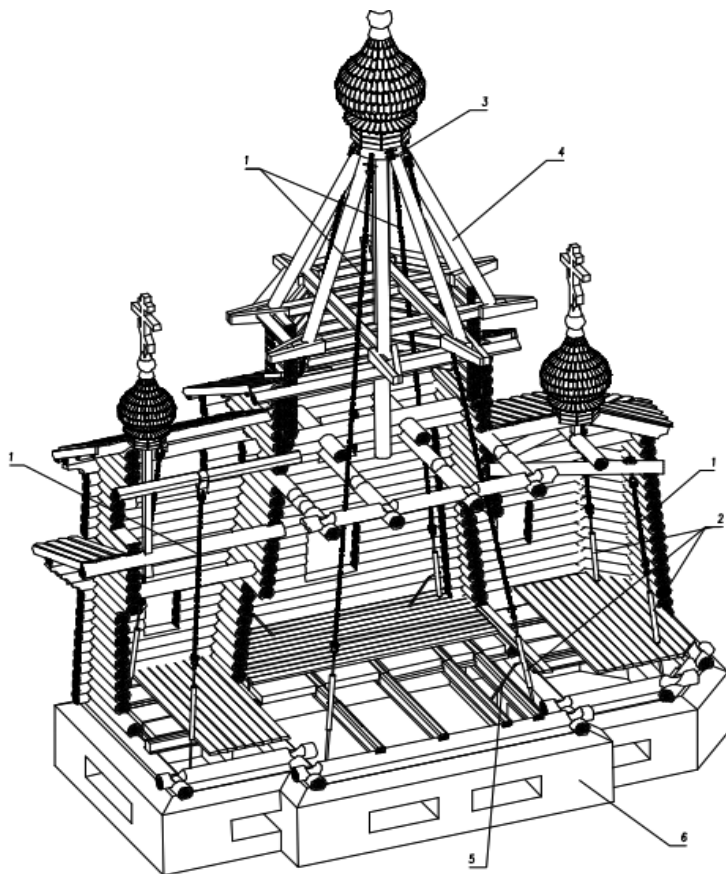


Рис. 5.30. Общий вид церкви с продольным разрезом:
1 – остовые цепные тяги; 2 – стяжные пружинные муфты;
3 – стальной бандажный хомут из четырех лепестков на болтах;
4 – стропильная нога шатра; 5 – рукоятка ручной регулировки
усилия в тягах; 6 – монолитный железобетонный
фундамент с проемами продуха

Таким образом, первой и основной инженерной задачей стало обеспечение устойчивости сооружения 12-метровой высоты и его способности противостоять ураганному ветру с порывами до 60 м/с. Практика русского деревянного зодчества (по известным литературным источникам) не имела удовлетворительного технического решения для противостояния таким большим ветровым нагрузкам. Проведенные расчеты сооружения на воздействия ветровых и пульсационных нагрузок по методике [14] позволили оценить поведение всего сооружения и его конструкций при действии различных по величине ветровых нагрузок. На рис. 5.31 и 5.32 показаны составляющие моменты опрокидывающего воздействия и удерживающие моменты от сил собственного веса деревянного сооружения при скорости ветра соответственно 30 и 60 м/с.

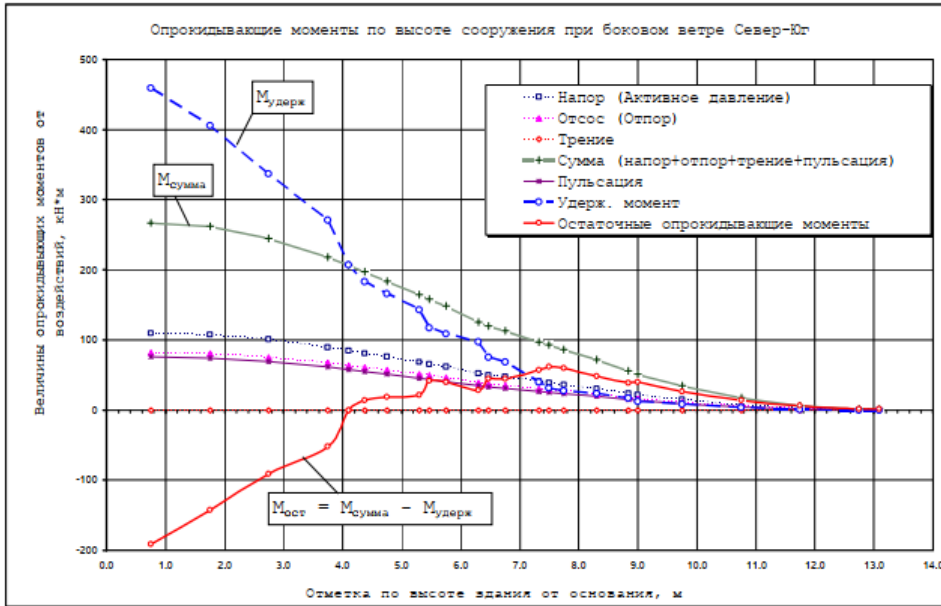


Рис. 5.31. Усилия опрокидывания сруба от ветра скоростью до 60 м/с

Расчеты показали, что опрокидывание частей церкви имеет место тогда, когда полное ветровое давление (как сумма составляющих воздействий напора, отсоса, трения и пульсации) будет превышать удерживающий момент от собственного веса сруба.

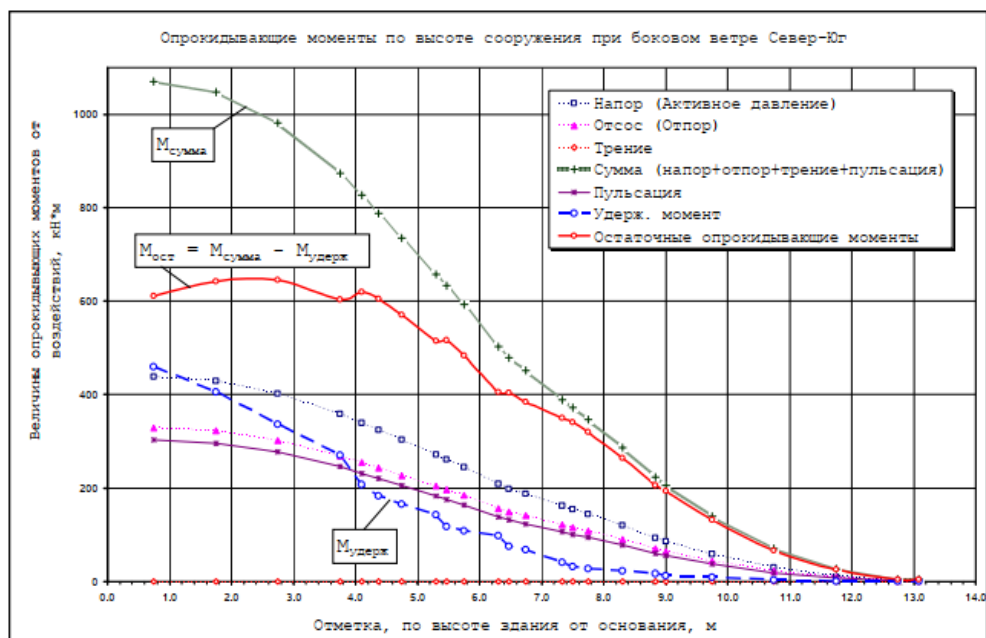


Рис. 5.32. Усилия опрокидывания сруба от ветра скоростью 60 м/с

Так, при ветре 20 м/с начнет опрокидываться центральная главка на высоте 7,5 м; при ветре 30 м/с будет опрокидываться все, что находится на высоте более 4,1 м (см. рис. 5.31); и, наконец, при ветре 60 м/с все сооружение сносит ветром (см. рис. 5.32). Здесь же на графиках показаны величины остаточных опрокидывающих моментов, которые следует чем-либо воспринимать, чтобы удержать сруб от опрокидывания. В пересчете на усилие с плечом 5,16 м (размер сруба на фундаменте) наибольшая величина удерживающей силы при ветровой нагрузке на боковые стороны храма (север-юг, где парусность сооружения максимальна) должна составлять 12,3 т.

Таким образом, следующей конструкторской задачей стала разработка конструктивного решения системы «ветроустойчивости» сруба. При этом следовало учесть ряд обстоятельств, связанных с грунтовыми условиями, температурно-влажностными условиями внешней окружающей среды и особенностями работы древесины сруба.

Во-первых, от использования традиционного для вечной мерзлоты применения свайных фундаментов в скальных породах пришлось отказаться в силу большой трудоемкости бурильных работ в скальных базальтовых

грунтах и отсутствия строительной техники в условиях Антарктиды. Фундамент должен быть неглубоким, легким, но достаточно тяжелым, чтобы, подобно «ваньке-встаньке», не дать опрокинуться сооружению. Таким образом, фундамент должен работать как якорь-балласт, а не как традиционный фундамент, распределяющий давление на основание. Кроме того, фундамент должен быть высоким и продуваемым, чтобы теплом здания не обогревать вечную мерзлоту Антарктиды.

Во-вторых, следовало учесть естественное свойство древесины усушки-разбухания, которое, как показала действительность на берегах Антарктиды, может играть существенную роль в периоды как с высокой влажностью внешней среды, так и (хотя и нечастых) сухих, солнечных дней с температурой до плюс 3–10 °С. С учетом невысокой плотности древесины алтайского кедра, способного относительно быстро принимать и отдавать влагу и в силу этого имеющего повышенные деформации усушки-разбухания, можно было предположить колебания подъема и усадки сруба.

Наконец, в-третьих, при больших ветровых нагрузках на несимметричный деревянный сруб можно было ожидать неравномерных крутящих усилий, приводящих к поскрипыванию (разговору) сруба подобно старинным деревянным кораблям-парусникам. Кроме того, при больших ветрах возможны с подветренной стороны раскрытие швов между венцами сруба и задувание в них снега и дождя. Кстати, горизонтальные дожди – не редкость на станции «Беллинсгаузен».

С учетом сказанного была разработана система устойчивости деревянного сруба, включающая в себя монолитный железобетонный фундамент с проемами продуха, к которому притягивается остов сруба с помощью остовых тяг.

Первоначально было разработано два варианта конструкции остовых тяг:

- первый вариант (рис. 5.33) предусматривал использование скруток из пенькового каната или пожарных рукавов, которые должны были располагаться в двух уровнях и могли натягиваться вручную с помощью деревянных перекладин и клиньев в фундаментных нишах. Предполагалось, что в отсутствие на месте леса и металла доставить на станцию морским или воздушным транспортом бухту легкого каната длиной 20–40 м не представляет особого труда;

- второй вариант (см. рис. 5.30) выполнен с применением специальных устройств для создания и регулирования постоянного натяжения в виде муфт с набором тарельчатых пружинных шайб.

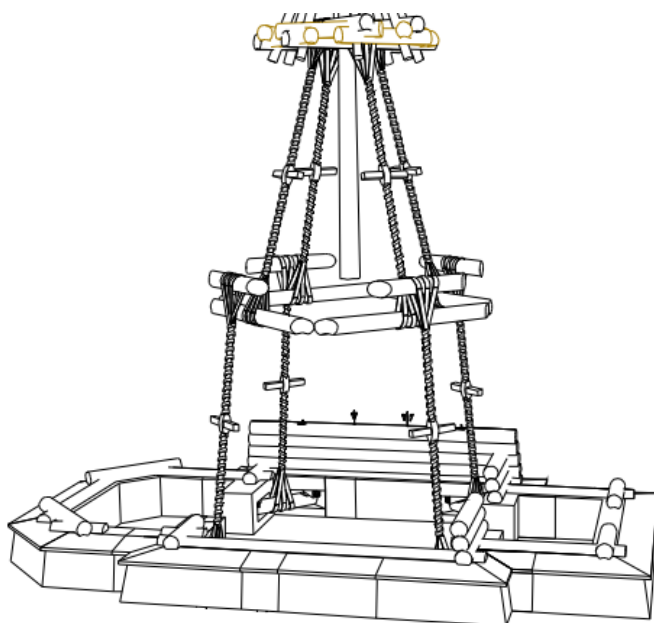


Рис. 5.33. Конструкция остовых тяг из скрученных пожарных рукавов

В силу разных причин от первого варианта пришлось отказаться. В дело пошел второй вариант – натяжная муфта с тарельчатыми пружинами. Его конструкция по чертежам автора была изготовлена на Моторном заводе г. Барнаула.

Вращением вокруг своей оси (с помощью ручной рычажной рукоятки) муфта создает натяжение в тяге и через стропильные ноги передает усилие обжатия на стены сруба. Величина расчетного усилия в одной остовой тяге при ветровой нагрузке составляет около 62,0 кН. Муфты были изготовлены в специализированных производственных условиях алтайских машиностроительных заводов. После изготовления муфты прошли испытательные нагружения с целью установки на них градуировки величин усилий сжатия тарельчатых пружин. На всю систему ветроустойчивости храма получен патент на изобретение [15].

Кроме того, для предотвращения раскрытия швов между венцами сруба при очень больших ветрах было предложено врезать в швы венцов специальные устройства в виде конических стеклопластиковых стержней и деревянных клиньев (рис. 5.34).

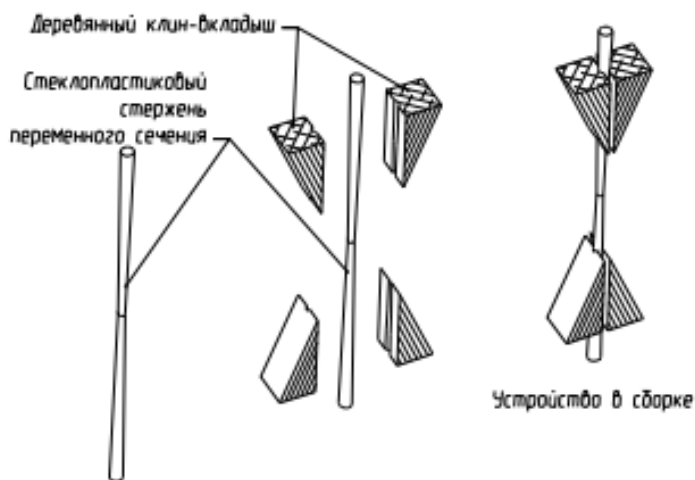


Рис. 5.34. Стеклопластиковые стержни и деревянные клинья

При усушке бревен сруба верхние клинья опускаются по коническому стержню вниз и не препятствуют усушке бревен. А при разбухании бревен они сначала препятствуют ему, а потом (при больших усилиях) просто сминаются поперек волокон, обжимая стержень. В любом случае они всегда работают и связывают бревна в единое целое. Клинья предполагалось выполнить из мягкой хвойной древесины (сосны, пихты или кедра). Предполагалось, что такие устройства устанавливаются вдоль стены сруба с шагом 2–3 м, но не менее двух на стену, связывая три бревна между собой со смещением по высоте через два ряда.

Однако и это конструктивное предложение также не пошло «в дело», так как вопросы прижима венцов сруба между собой автоматически решались применением преднапряжения в муфтах с тарельчатыми пружинами. К тому же обеспечить требуемую точность изготовления конических стеклопластиковых стержней и деревянных клиньев оказалось затруднительным.

Фундамент был принят монолитным с глубиной заложения 40 см. Для бетона фундамента был разработан специальный состав, включающий в себя: портландцемент марки М500; противоморозную добавку – нитрит натрия (НН); суперпластификатор «Универсал П-2» – для увеличения подвижности, удобоукладываемости и снижения водопотребности бетонной смеси; микрокремнезем (МКЗ) – в качестве активной добавки к цементу.

Для инертного наполнителя использовалась песчано-гравийная смесь с размерами фракций 2–10 мм с местного побережья. Пресная вода забиралась из местных озер талой воды.

С учетом возможности возникновения отрицательных температур при выполнении бетонных работ использовался метод «термоса» для сохранения положительных температур в процессе твердения бетона. С этой целью была разработана и изготовлена специальная легко собираемая опалубка из сборных фанерных щитов, утепленных полистирольным пенопластом с наружной стороны (рис. 5.35).



Рис. 5.35. Предварительная сборка щитов фанерной опалубки (без утеплителя) на площадке Барнаульского КЖБИ-2

Строительство храма велось, как и планировалось, в течение двух месяцев: с 17 декабря 2003 до 16 февраля 2004 г. (рис. 5.36).

В алтайскую бригаду строителей входило 10 человек разных специальностей с четко обозначенными функциями.

Работу электромеханизмов и электроинструментов обеспечивала дизельэлектростанция (ДЭС), которая обеспечивала вообще всю жизнь наших полярников. ДЭС является своеобразным сердцем всех антарктических станций.



Рис. 5.36. Рабочий момент заливки и укладки бетона в утепленную опалубку с применением глубинных вибраторов в декабре 2003 г. на станции «Беллинсгаузен»

В период строительства в Антарктиде стояло антарктическое лето. В среднем погода держалась от минус 3 до плюс 3 °С. Временами шел мокрый облепляющий снег, дул сильный ветер и шли обильные или затяжные морозящие дожди. Однако в большинстве случаев погода позволяла вести строительно-монтажные работы в нормальных условиях (рис. 5.37).

Работы нулевого цикла удалось выполнить с большим опережением графика. Здесь помогли наши полярники, которые оперативно подвозили на стареньком тракторе песчано-гравийную смесь с местных «пляжей» пресных озер. Планировалось закончить фундамент и начать укладку сруба в первой декаде января 2004 г. Фактически же к 31 декабря нам удалось уложить первые три венца сруба из лиственницы. Важным моментом устройства фундамента являлось получение морозостойкого бетона. Для этого строго контролировалась рецептура бетона и проводилось

обязательное тщательное вибрирование свежеложенной смеси для удаления из бетона воздуха и получения высокой плотности материала.

Монтажные работы велись вручную с применением простейших механизмов, привезенных с собой на станцию (см. рис. 5.37).



Рис. 5.37. Рабочий момент – возведение первых строительных лесов

В некоторых случаях приходилось прибегать к специальным инженерным знаниям, позволившим значительно повысить производительность и безопасность работ. Так, при подъеме и установке в проектное положение центральной главки удалось с помощью ручной автомобильной тали и системы блоков собрать 6-кратный полиспаст, позволивший поднять главку весом около 400 кг на высоту 12 м практически без усилий человека (рис. 5.38).

Особенностью жизни на станции «Беллинсгаузен» является полное отсутствие насекомых (в том числе и бытовых) и минимум растительности: три-четыре вида мхов, появляющихся на камнях в период

двух летних месяцев. Эти виды мха не могли быть применены нами для прокладки между бревнами сруба, поэтому мох был привезен с собой с Алтая, он практически не утратил своих свойств за время перевозки по Атлантике.



Рис. 5.38. Рабочий момент – подъем центральной главки

После возведения остова сруба и постановки цепных тяг по наружным сторонам сруба были подвешены вертикальные мерные рейки с целью определения осадки сруба (рис. 5.39).

За месяц наблюдений (с 15 января по 18 февраля) средняя осадка сруба (без учета осадки барабана-восьмерика) составила 30 мм (рис. 40). Следует отметить, что сруб достаточно чутко реагировал на натяжение остовых тяг, когда производились их контрольные натяжения.



Рис. 5.39. Мерная рейка для отслеживания осадки сруба

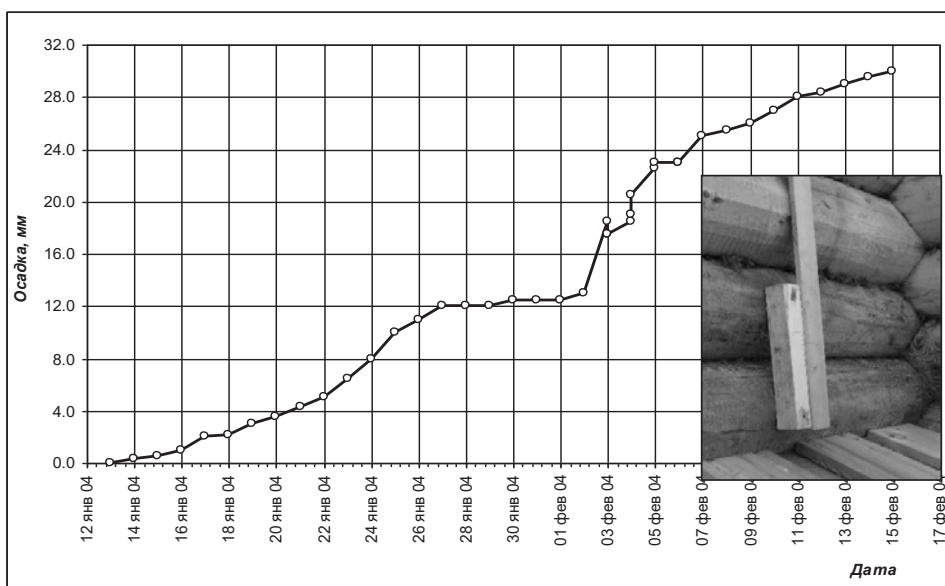


Рис. 5.40. График осадки сруба в период строительства.
4 февраля 2014 г. – перетяжка тяг

Впоследствии перед отъездом были поставлены стационарные мерные рейки внутри здания в углах, чтобы не мешать проводимым церковным мероприятиям.

В период эксплуатации должны проводиться мониторинг состояния конструкций сруба, наблюдения за усадкой сруба и записи показаний смещения мерных реек.



Рис. 5.41. Заделка наружных швов между венцами

Зная шаг резьбы в муфте натяжения и сопоставляя его с осадкой сруба, можно примерно оценить усилия натяжения в тросах и рекомендовать местному священнику подтянуть или отпустить тросы таким образом, чтобы они всегда стягивали стены сруба.

В начале 2006 г. новая экспедиция алтайских строителей (в составе четырех человек) проводила плановую заделку наружных швов сруба канадским препаратом Perma Chink (рис. 5.41).

На рис. 5.42 показаны разрез и боковой фасад русской православной церкви в Антарктиде.



Рис. 5.42. 3-D модель разреза и бокового фасада русской православной церкви в Антарктиде на станции «Беллинсгаузен»

5.4. К расчету составных из клееных брусьев двух- и трехпролетных балок на податливых связях

В середине прошлого века в СССР, когда производство клееных конструкций не было налажено, широко использовались так называемые «Балки Деревягина» (рис. 5.43). Эти балки пролетом 6–8 м состояли из двух или трех брусьев по высоте сечения, которые соединялись между собой от взаимного сдвига с помощью дубовых пластинчатых нагелей. Это позволяло повысить несущую способность балок в 2–2,5 раза. Расчет таких балок из брусьев на податливых связях достаточно подробно разобран в отечественной нормативной и учебной практике [17].

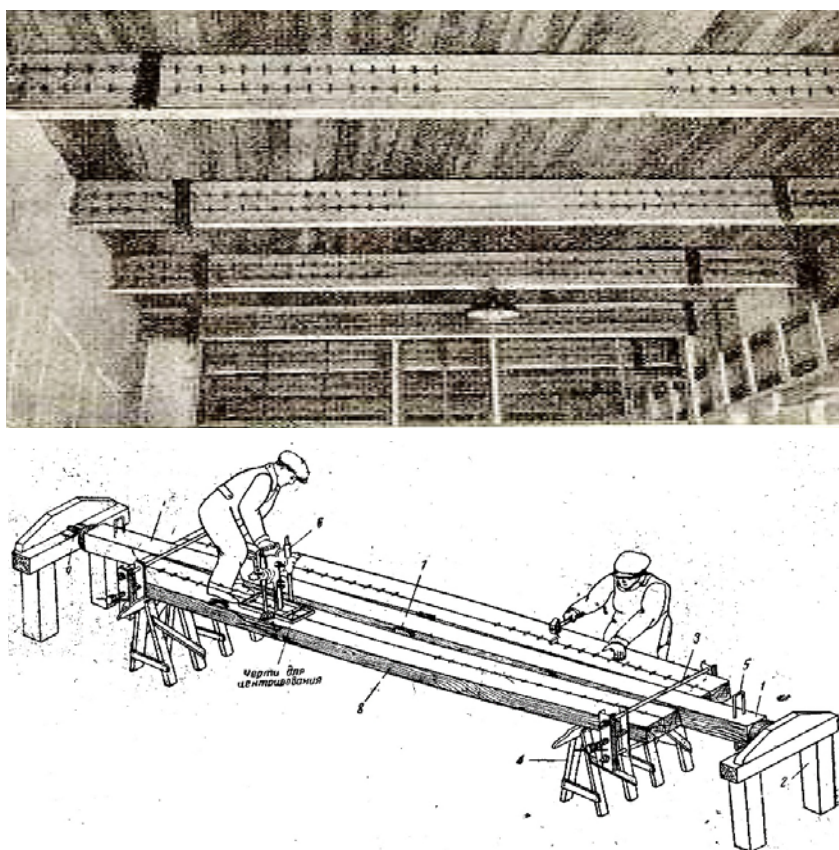


Рис. 5.43. «Балки Деревягина» в интерьере и на сборочном стенде, 1935 г.

Автору пришлось в 2005 г. проектировать усиление 9-метровой деревянной балки из двух брусьев в старинной церкви на Алтае. Сечение каждого бруса 300×300 мм. Средств выдалбливания пазов под легендарные «дубовые пластинчатые нагели» как в «балках Деревягина» не нашлось. Выход был найден применением стальных рамок с устройством натяжных стержней, где стальные уголки этих рамок устанавливались в поперечные пазы по верхним и нижним поверхностям балки (рис. 5.44).

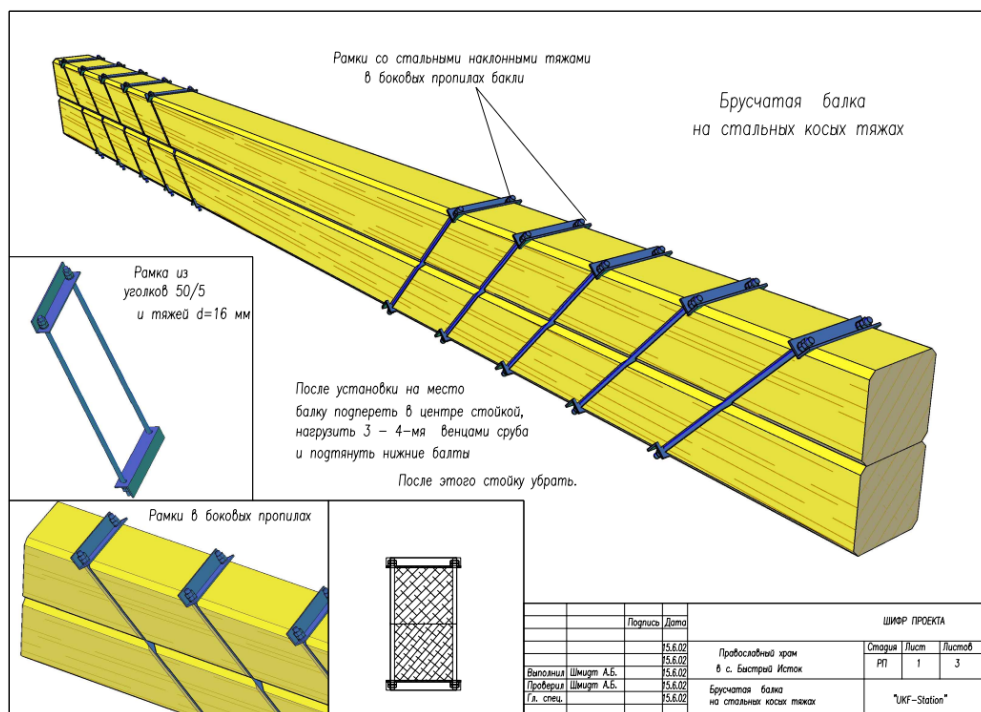


Рис. 5.44. Усиление 9-метровой балки из двух брусьев 300×300 мм с применением стальных рамок с натяжными стержнями, 2005 г.

При завинчивании гаек на натяжных стержнях диаметром 20 мм удавалось создавать некое преднапряжение, способное воспринимать сдвигающие силы между брусьями. Это преднапряжение следовало создавать с некоторым обратным выгибом составных брусьев до установки в проектное положение и нагружения эксплуатационной нагрузкой.

В современном строительстве используются клееные балки пролетом до 20–30 м, размеры сечения по ширине – 20–25 см и по высоте – до 120–150 см. Но в деревянном домостроении в основном применяются гладкие или профилированные клееные брусья сечением примерно 25×25 см, с пролетами в среднем 5–10 м (рис. 5.45).



Рис. 5.45. Двух- и трехпролетные брусевые балки в деревянном домостроении

Сопряжения брусьев или досок, образующих составное сечение элемента без каких-либо связей, обладают податливостью за счет сдвига отдельных слоев. Трение элементов между собой при сдвиге учитывать нельзя, так как проконтролировать его при эксплуатации невозможно. Податливость (т. е. свободный сдвиг слоев-брусьев) значительно снижает несущую способность и увеличивает прогибы составного элемента по сравнению с таким же элементом с жестко «склеенными» составными элементами. Однако склеивать можно только доски (ламели), толщина которых не превышает 50 мм. К тому же склеивание брусьев не применяется в силу невозможности обеспечения надлежащего прижима и по другим технологическим требованиям.

Задачей при проектировании составных многопролетных балок является определение сдвигающих усилий между брусьями. Эти сдвигающие усилия должны восприниматься различными связями (шпонками, колодками, упомянутыми пластинчатыми нагельями или современными наклонными стержнями/винтами и пр.), которые следует рассчитать (сечение, количество) и установить с определенным шагом.

Следует отметить принципиальное отличие касательных напряжений в изгибаемой балке от сдвиговых перемещений брусьев в шве их сопряжения. И максимальные касательные напряжения, и наибольшие сдвиговые деформации зависят от поперечной силы Q , но это не означает, что они располагаются в одном и том же месте по длине балки. Такое совпадение происходит только в однопролетной балке, да и то только на опорах. В многопролетных балках, как показывают численные (методами МКЭ) и экспериментальные исследования, они никогда не совпадают, за исключением крайних шарнирных опор. Так, если рассматривать двухпролетную балку, то над центральной опорой будет наибольшая поперечная сила Q и, соответственно, по формуле Журавского, наибольшие касательные напряжения, хотя сдвига там не наблюдается.

Основной задачей данной работы является проверка гипотезы о том, что в многопролетных составных балках наибольший сдвиг между сплачиваемыми брусьями не совпадает с местом наибольших касательных напряжений в сечениях этих сплачиваемых брусьев, за исключением крайних опор.

При сплачивании брусьев вместо пластинчатых нагелей сейчас применяют наклонные винты или вклеенные стержни. Но оказалось, что при сплачивании брусьев в двух- или трехпролетных балках проектировщики довольно часто делают ошибки в части размещения по длине указанных нагелей, так как в нормах и технической литературе отсутствуют рекомендации по проектированию многопролетных брусчатых балок. Как правило, за основу берется расчет по [2] для однопролетной балки, и по аналогии с «балкой Деревягина» нагели ставят над средними опорами там, где по статическому расчету возникает большая поперечная сила Q .

В этом заключается главная ошибка, так как такие связи лишь ослабляют отверстиями сечение на опорах с большим изгибающим моментом и практически не увеличивают несущую способность сплачиваемой из брусьев балки.

На рис. 5.46 и 5.47 приведены расчетные схемы таких трехпролетных балок из трех брусьев соответственно для сосредоточенных грузов в центрах пролетов и для равномерно распределенной нагрузки.

На этих схемах вертикальными пунктирными линиями в пролетах показаны места с наибольшим сдвигом сплачиваемых брусьев, где следует устанавливать связи сдвига. Эти пунктирные линии располагаются в точках балки, где изгибающий момент равен нулю. На рис. 5.48 выделены участки, где следует устанавливать связи сдвига.

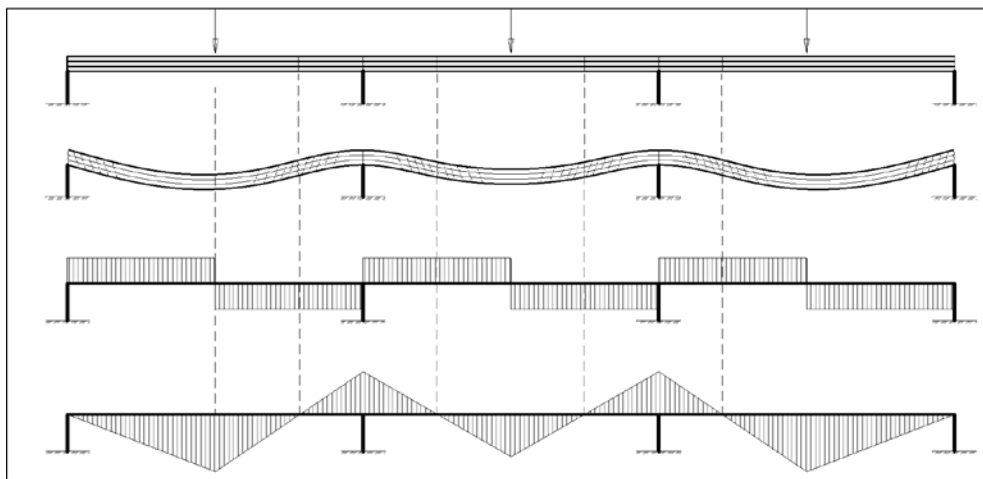


Рис. 5.46. Схема деформирования составной трехпролетной балки из трех брусьев при сосредоточенных нагрузках в пролетах

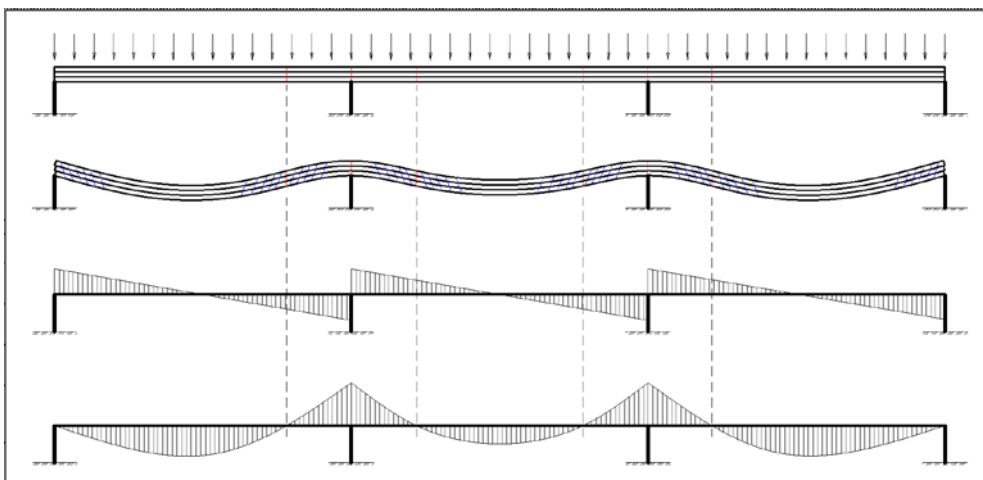


Рис. 5.47. Схема деформирования составной трехпролетной балки из трех брусьев при равномерно распределенной нагрузке

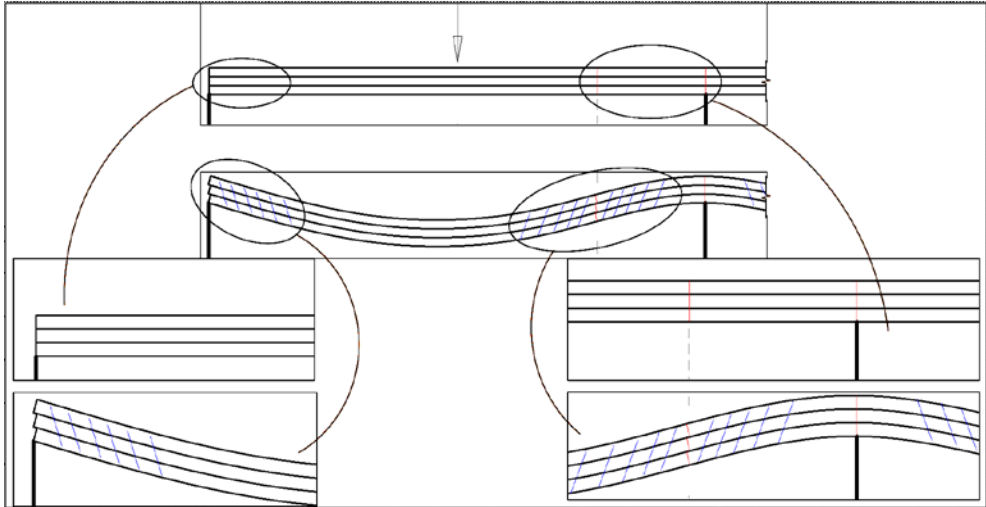


Рис. 5.48. Правильная расстановка наклонных (или других) связей сдвига

Экспериментальное определение сдвиговых перемещений на модели трехпролетных балок из трех брусьев [17]. Для проведения натурального эксперимента был подготовлен стенд, моделирующий работу составной двухпролетной балки (рис. 5.49 и 5.50).

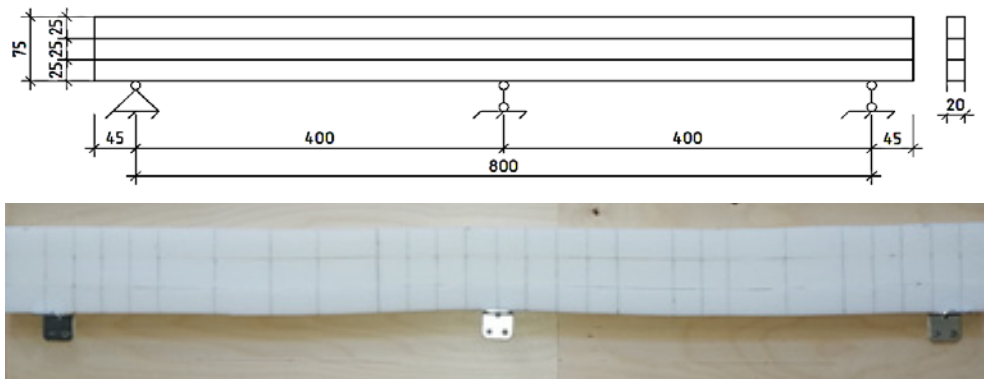


Рис. 5.49. Расчетная схема и фото опытной балки

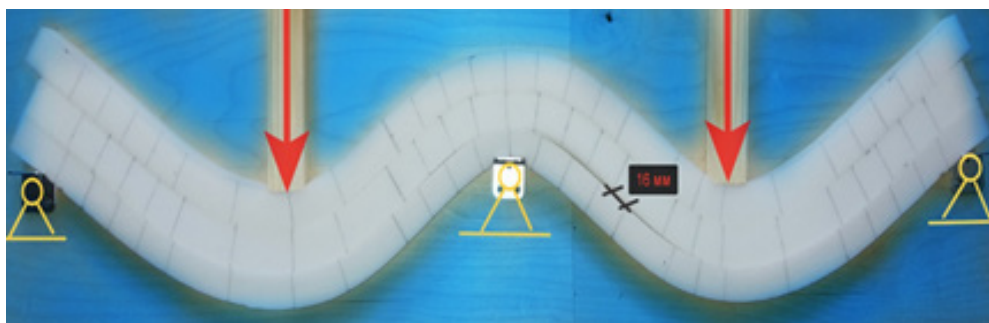


Рис. 5.50. Общая картина прогибов и сдвигов брусков балки при загрузении сосредоточенными силами в центрах пролетов

Балка состоит из трех брусков $2 \times 2,5$ см, поставленных друг на друга без постановки связей. Материал – пенополиуретан (HL4065). Для контроля сдвига на балку нанесены засечки. Измерения проводились вдоль шва сплачивания при помощи линейки с ценой деления 1 мм, погрешность 0,5 мм. Трение в швах было исключено. Балки «условно» нагружались до прогиба 15–20 мм, который позволял увидеть различия сдвигов в швах в разных участках балки. В ходе эксперимента производились замеры смещения засечек вдоль шва.

На рис. 5.50 представлено «загружение» сосредоточенными силами в центре обоих пролетов и на рис. 5.51 – эпюра изгибающих моментов.

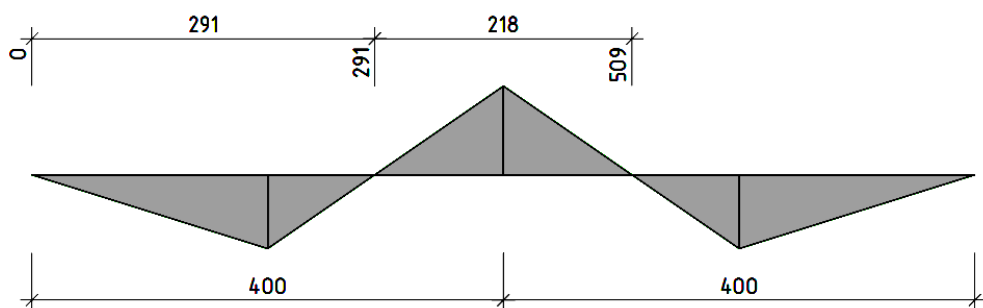


Рис. 5.51. Эпюра изгибающих моментов от нагружения по схеме рис. 5.50

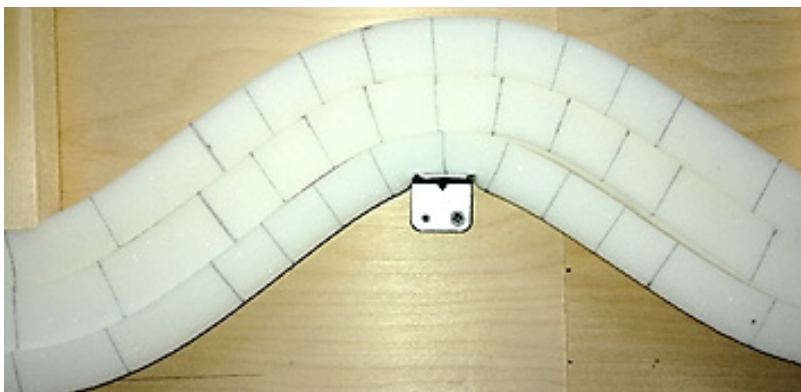


Рис. 5.52. Деформация сдвигов брусьев балки на средней опоре

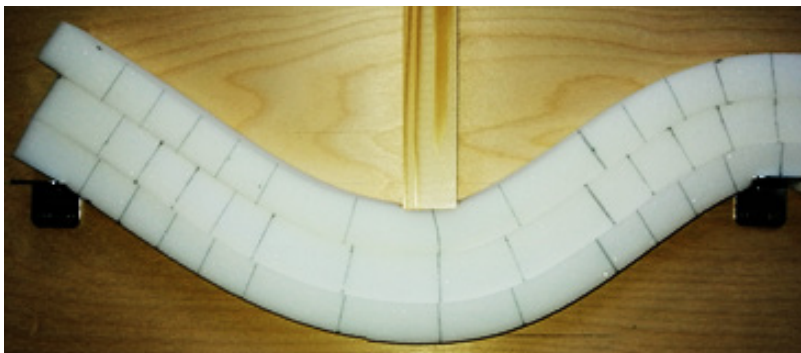


Рис. 5.53. Деформация сдвигов брусьев балки на крайней левой опоре и в пролете слева от центральной опоры

Эти примитивные и простые опыты наглядно показали, что наибольший сдвиг относительно друг друга отдельных балок происходит в точках, совпадающих с изгибающим моментами $M = 0$ (см. рис. 5.51–5.53).

Численный эксперимент по МКЭ ПК «ЛИРА-САПР» [3]. Моделирование и анализ работы конструкций в расчетных программных комплексах в большинстве случаев позволяет избежать многочисленных дорогостоящих испытаний, ограничиваясь лишь выборочными испытаниями оптимизированного объекта. Цель численных исследований в настоящей работе – изучить напряженно-деформированное состояние составных деревянных балок со связями в виде наклонных винтов-саморезов.

Моделирование и решение задачи выполнялось в ПК «ЛИРА-САПР». На начальном этапе задавались физические и жесткостные характеристики древесины, приведенные в табл. 5.4 согласно действующим нормам [2].

Таблица 5.4

Характеристики древесины при расчете МКЭ

Название	Обозначение	Единица измерения	Значение
Плотность	ρ	т/м ³	0,5
Модуль упругости	E	т/м ²	1 000 000
Коэффициент Пуассона	ν	–	0,45

Сначала была сгенерирована сетка с помощью кубических конечных элементов с размерами ячеек 45×45 мм. Составная балка – из двух брусьев размерами 90×90 мм длиной 6030 мм. На рис. 5.54 показана деформационная картина расчетной модели составной консольной балки без связей сдвига. Здесь наглядно видно, что наибольшие сдвиговые деформации расположены на левой шарнирной опоре и по обе стороны от правой опоры с консолью в точках, где изгибающий момент равен нулю. В точке же на правой опоре с консолью, где расположен наибольший изгибающий момент, сдвиговые деформации отсутствуют.

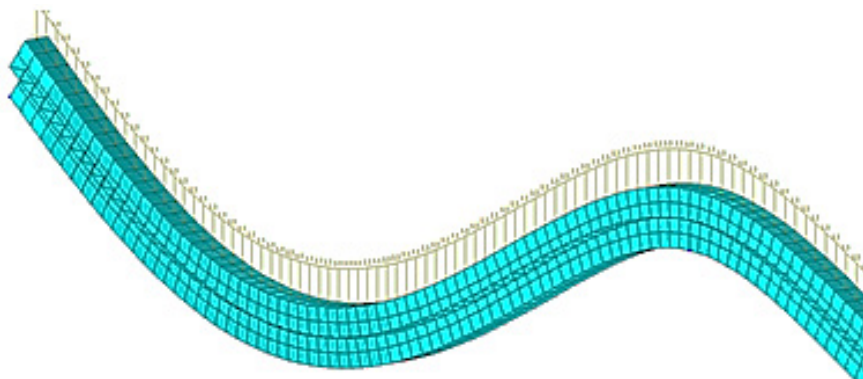


Рис. 5.54. Деформированная схема составной балки без связей сдвига

Выполнен также расчет двухпролетных балок с равными (рис. 5.55) и неравными пролетами (рис. 5.56). Из рис. 55 видно, что в балке с двумя равными пролетами наибольшие горизонтальные смещения расположены там, где изгибающий момент равен нулю. Это означает, что в этих зонах требуется установка связей для восприятия сдвигающих усилий.

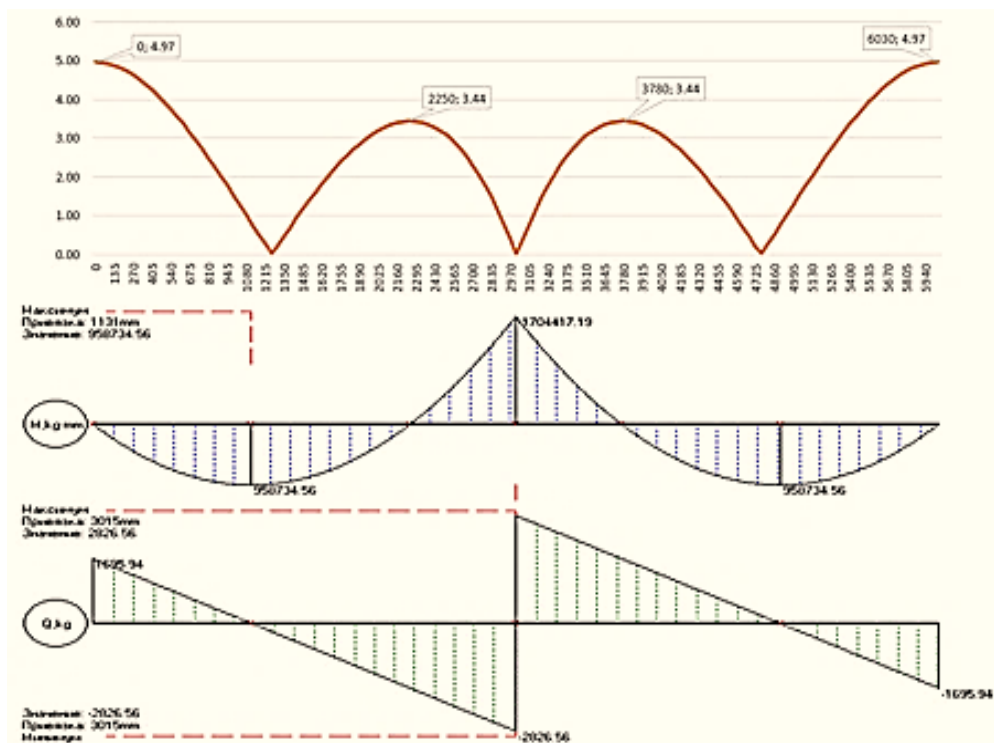


Рис. 5.55. График горизонтальных смещений вдоль шва сплачивания по длине балки, совмещенный с эпюрой изгибающего момента и поперечной силы

Для точного подтверждения предположения о том, что наибольший сдвиг наблюдается там, где изгибающий момент равен нулю, рассмотрена балка с неравными пролетами. Были приняты те же параметры конструкции, что и в балке с равными пролетами.

Гипотеза о том, что наибольший сдвиг будет наблюдаться там, где изгибающий момент равен нулю, подтверждена.

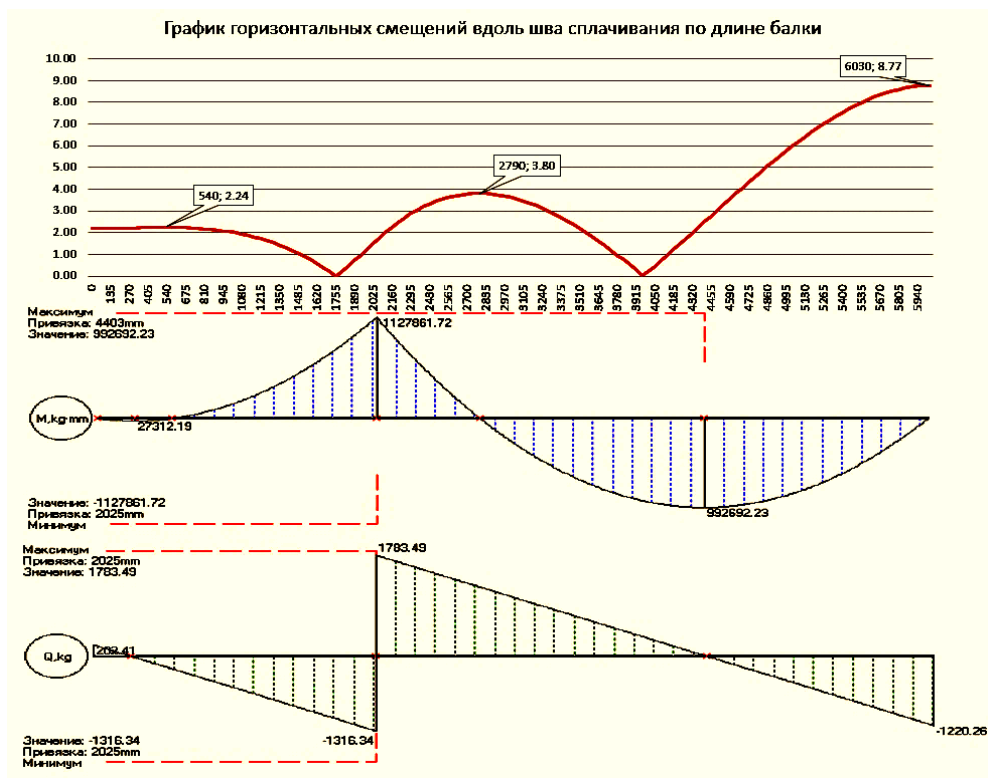


Рис. 5.56. График горизонтальных смещений вдоль шва сплачивания по длине балки, совмещенный с эпюрой изгибающего момента и поперечной силы для балки с неравными пролетами

По результатам исследований моделей поролоновых балок, а также численных МКЭ экспериментов моделей многопролетных составных балок можно сделать следующий вывод: для повышения несущей способности и снижения деформативности многопролетных составных балок из двух и более брусьев элементы соединения, препятствующие сдвигу брусьев, следует устанавливать на крайних опорах и в пролетах, где изгибающие моменты от приложенных нагрузок равны нулю.

Библиографический список

1. *Филин А. П.* Прикладная механика твердого деформируемого тела. Т. 2, § 12.4. М. : Наука, 1978.
2. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция «СНиП II-25–80. Деревянные конструкции».
3. Справочное руководство по древесине. Лаборатория лесных продуктов США. М. : Мир, 1979.
4. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25–80). М. : Стройиздат, 1986.
5. *Шмидт А. Б.* Исследование работы криволинейных участков большой кривизны в клееных деревянных конструкциях. Автореф. ... канд. техн. наук, ЛИСИ. Ленинград, 1980.
6. *Гордон Э. Я.* Влияние начальных напряжений от гнуща на работу криволинейных клееных элементов при сжатии с изгибом. Автореф. ... канд. техн. наук, МИСИ. Москва, 1973.
7. Проектирование деревянных конструкций : учеб. пособие / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников, А. Е. Серов ; под ред. Е. Н. Серова. М. : АСВ, 2011. 440 с.
8. *Лехницкий С. Г.* Теория упругости анизотропного тела. 2-е изд. М. : Наука, 1977. 416 с.
9. National Design Specification for Wood Construction – 2015 Edition; ANSI/AWC NDS–2015.
10. *Foschi, R. O.* Stresses in curved Glued-Laminated Timber Beams Experimental Study // Forest Products Journal. 1977. Vol. 21. № 7.
11. *Васильков Б. С., Володин Н. М.* Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений. М. : Стройиздат, 1985. 144 с.
12. *Хусаинов А. Н.* Разработка методики расчета клееных деревянных балок с опорными узлами конечной жесткости // Сб. трудов конф. «Инновации в деревянном строительстве» [Санкт-Петербург, 22–23 апреля 2021]. С. 186–199.
13. *Кашеварова Г. Г., Водяников М. А.* Численное и экспериментальное моделирование жесткого стыка слоистых деревянных конструкций // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2017. № 2. С. 84–92.
14. СП 20.13330.2016. Актуализированная редакция «СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия».
15. *Шмидт А. Б.* Устройство для обеспечения устойчивости деревянного сруба к ветровой нагрузке. Патент на изобретение № 2283400. Регистрация в Гос. реестре изобретений РФ от 10.09.2006.
16. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник / Ю. В. Слицкоухов, В. Д. Буданов, М. М. Гапоев [и др.]; под ред. Г. Г. Карлсена и Ю. В. Слицкоухова. 5-е изд., перераб. и доп. М. : Стройиздат, 1986. 543 с.
17. *Парфентьев Е. О.* Магистерская ВКР на тему «Исследование эффективности сплачивания балок из профилированного бруса с применением современных винтов-саморезов». СПб. : СПбГАСУ, 2021.

Глава 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*А. Г. Черных, Д. И. Корольков, Т. Н. Казакевич, П. С. Коваль,
Е. В. Данилов, Ш. М. Мамедов*

Срок эксплуатации значительной части объектов деревянного домостроения способен превышать 50–75 лет, учитываемый технической литературой. Тем не менее объем ветхого жилья в России является значительным и требует адекватной оценки материальных ресурсов для проведения ремонта и реконструкции.

Для решения данной задачи необходимо изучить вопросы, связанные с прогнозированием момента достижения предельного состояния сооружений. При строительстве и эксплуатации зданий и сооружений возникает значительное количество факторов, изменяющихся во времени и влияющих на остаточный ресурс (далее – ОР) объектов деревянного домостроения, который представляет собой суммарное время работы объекта от момента начала контроля технического состояния до наступления предельного состояния конструкции с последующим отказом.

Существующие нормативные документы предусматривают обеспечение достаточной надежности (несущей способности, жесткости, устойчивости) деревянных конструкций в течение всего заданного периода эксплуатации. Нормы и правила позволяют учитывать специфику работы древесины как конструкционного материала с учетом анизотропии, изменения механических характеристик в зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации и времени действия нагрузки, а также других факторов. При этом из опыта эксплуатации имеются как примеры быстрого разрушения конструкций из древесины, так и безаварийной их эксплуатации на протяжении нескольких веков.

В процессе эксплуатации происходит изменение физико-механических свойств древесины, подробно рассмотренное отечественными и зарубежными учеными. Вместе с тем недостаточно изученным остается вопрос количественной оценки и обоснования остаточного ресурса объектов деревянного домостроения.

Исследование и разработка рекомендаций к обоснованию ОР для объектов деревянного домостроения позволит корректно спрогнозировать необходимые материальные ресурсы для проведения ремонта, а также

обосновать целесообразность постройки нового здания или сооружения для замены уже существующего в случае необходимости. Поэтому данная задача является актуальной.

6.1. Понятие объекта деревянного домостроения

Строительные конструкции, здания и сооружения, возводимые с применением древесины и материалов на ее основе, представлены в широкой номенклатуре. Согласно действующим нормам, по функциональному назначению для деревянных конструкций (ДК) выделяются три основных класса (табл. 6.1) [1].

Таблица 6.1

Классификация ДК по функциональному назначению

Обозначение класса функционального назначения		Общая характеристика класса
1	1а	Несущие конструкции с пролетами более 100 м; мачты и башни высотой более 60 м
	1б	Несущие конструкции для зданий музеев, спортивно-зрелищных объектов и торговых предприятий с массовым пребыванием людей, а также сооружений с пролетами более 60 м из клееных деревянных конструкций (КДК) и 40 м – из цельной древесины и древесных материалов; мачт и башен высотой более 40 м
2	2а	Несущие конструкции любых форм, не вошедшие в классы 1а, 1б, 2б и 3
	2б	Конструкции стен зданий и сооружений различного назначения, не вошедшие в 3-й класс. Конструкции покрытий и перекрытий пролетами не более 7,5 м
3		Конструкции теплиц, парников, мобильных зданий (сборно-разборные и контейнерного типа), складов временного содержания, бытовок вахтового персонала и других подобных сооружений с ограниченными сроками службы и пребывания в них людей

Как правило, под объектами деревянного домостроения (объектами ДД, ОДД) понимают индивидуальные жилые дома, основные несущие и ограждающие конструкции которых выполнены из цельной или клееной древесины. Это могут быть здания различных конструктивных схем и строительных систем – стеновые (срубы из круглых лесоматериалов, пиломатериалов, КДК, панели ДПК и т. д.), каркасные (в том числе каркасно-панельные, рамного типа и т. д.). Однако следует отметить, что функциональное назначение конструктивно идентичных зданий может быть различным, что становится особенно заметным в сельской местности и малых городах [2–4]. При этом на сегодняшний день распространение непосредственно жилых зданий с применением деревянных конструкций не исчерпывается индивидуальными домами – развито многоквартирное строительство [5], включая многоэтажное [6]. Кроме того, рассматривая конструкции зданий по отдельности, можно заметить, что ДК в покрытиях и перекрытиях каменных объектов, как правило, не отличаются от их аналогов в ДД. При этом, например, в Санкт-Петербурге насчитывается значительное количество многоквартирных и других зданий с кирпичными стенами и деревянными стропильными системами и/или перекрытиями традиционного исполнения. По данным КГиОП Правительства Санкт-Петербурга, одних только объектов культурного наследия на территории города – 8981 [7], из которых подавляющее большинство имеет описанную конструктивную схему. Имея в виду цели разработки методики определения остаточного ресурса ОДД, необходимо обеспечить возможность широкого использования накопленных данных по результатам обследования действующих ДК, а именно для указанных зданий имеется наибольший фактический материал. Следовательно, ошибочно ограничивать область исследования деревянными индивидуальными жилыми строениями.

6.2. Общие сведения о классификациях методов расчета остаточного ресурса

Остаточный ресурс строительных конструкций, зданий и сооружений может быть определен различными методами. Их классификация производится по следующим признакам:

- область применения:
 - универсальные;
 - частные;

- количество и точность исходных данных, полученных по результатам обследования (в порядке их увеличения):
 - вероятностные;
 - вероятностно-инструментальные;
 - инструментальные;
- тип обследования:
 - визуальное;
 - детальное инструментальное;
 - визуальное и детальное инструментальное.

Развернутая структура методов определения ОР с учетом их классификации по области применения приведена в табл. 6.2.

Таблица 6.2

Классификация методов расчета остаточного ресурса строительных конструкций по области применения

Группа методов расчета остаточного ресурса	Наименование методов расчета остаточного ресурса
Универсальные	С применением экспоненциального распределения
	По несущей способности с применением экспоненциального распределения
	Экспертное прогнозирование по нелинейной модели развития физического износа
	По коэффициенту запаса
	Интервальная оценка
	По прочности строительных конструкций
	По циклической нагрузке
	По несущей способности
	По критерию предельного физического износа
	Оценка гамма-процентного ОР
	По величине физического износа и стоимости ущерба

Группа методов расчета остаточного ресурса		Наименование методов расчета остаточного ресурса
Частные (по материалу конструкции)	ЖБК	При температурно-влажностном воздействии
		По длительной прочности бетона
		По кинетике процесса карбонизации бетона
		Из условия появления предельно допустимых деформаций в результате изменений физико-механических характеристик бетона
		Из условия совместности работы бетона и корродирующей арматуры
	МК	Вероятностный расчет гамма-процентного ОР
		По числу циклов нагружения
		По критерию коррозионной стойкости
		По расчетной скорости коррозии
	ДК	По длительной прочности

6.3. Параметры эксплуатационных свойств объектов деревянного домостроения

С целью более полного обоснования выбора определяющих параметров для расчета остаточного ресурса деревянных конструкций рассмотрим совокупность факторов, оказывающих влияние на их работу. Воздействия на ДК и условия их эксплуатации подвержены изменениям во времени, в том числе имеет смысл выделить следующие основные этапы их жизненного цикла:

I – от начала существования объекта до ввода его в эксплуатацию (проектирование, изготовление, транспортировка, монтаж, кондиционирование в проектное положение);

II – работа конструкции, сопровождающаяся деградацией свойств древесины до момента определения ее ОР;

III – работа конструкции при реализации ее ОР с продолжающейся деградацией свойств.

При разработке конструктивных решений проектировщиком назначается планируемый срок эксплуатации объекта или отдельной конструкции. Для ДК в нормативной документации приняты рекомендации в зависимости от функционального назначения здания или сооружения, представленные в табл. 6.3 [1]. Изначальный ресурс (далее – ИР) объекта детерминирован в проектной (рабочей) документации.

Таблица 6.3

Примерные сроки службы ДК

Наименования объектов	Примерный срок службы, лет
Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, склады временные, летние павильоны и т. п.)	Не более 10
Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, трубопроводы предприятий нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях морской среды и т. п.)	Не менее 25
Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)	Не менее 50
Уникальные здания и сооружения (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, произведения монументального искусства, стадионы, театры, здания высотой более 75 м, большепролетные сооружения и т. п.)	100 и более

На I этапе жизненного цикла ОДД при соблюдении требований норм проектирования, технических условий производства, правильной организации транспортировки и складского хозяйства на строительном объекте, а также технологии монтажа ДК изначальный ресурс объекта не подвержен снижению:

$$T_{\text{ир}} = \text{const}, \quad (6.1)$$

где $T_{\text{ир}}$ – изначальный ресурс ОДД, лет.

Воздействия на конструкцию, включая случайные, не могут оказывать значительного влияния на нее. В случае ошибок поврежденные элементы должны быть отбракованы либо их характеристики (механические, эксплуатационные, визуальные) должны быть приведены к нормируемым значениям. Для конструкций, изготовленных из древесины и материалов на ее основе, вследствие высокой изменчивости механических характеристик при нестационарных влажностных режимах крайне важна процедура кондиционирования смонтированной конструкции до ввода в эксплуатацию. Существенная часть дефектов на объектах ОДД возникает именно в этот момент [8].

II этап жизненного цикла ОДД характеризуется запланированной деградацией свойств ДК [9–11]. Важно отметить, что среди факторов, влияющих на ОР объекта, могут быть и такие, которые в определенный момент оказывают положительное воздействие, увеличивая потенциальный срок его службы, однако совокупное действие всех параметров эксплуатации, как правило, выражается в снижении этого срока. Таким образом, ИР на данном этапе представляет собой сумму выработанного ресурса (ВР) и ОР. Выработанный ресурс – это реализованный физический износ [12, 13], представленный в годах:

$$T_{\text{ИР}} = T_{\text{ВР}} + T_{\text{ОР}} - T_{\text{ДР}}, \quad (6.2)$$

где $T_{\text{ВР}}$ – выработанный ресурс ОДД, лет; $T_{\text{ОР}}$ – остаточный ресурс ОДД, лет; $T_{\text{ДР}}$ – дополнительный ресурс, приобретаемый объектом за счет ремонтных действий эксплуатирующей организации, лет.

Важно отметить, что дополнительный ресурс возникает не только при текущем, но и при капитальном ремонте либо реконструкции ОДД. Таким образом, возможны следующие случаи:

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{ДР}} \leq T_{\text{ВР}}, \\ T_{\text{ИР}} \geq T_{\text{ОР}} \end{array} \right\} \quad (6.3)$$

либо

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{ДР}} \geq T_{\text{ВР}}, \\ T_{\text{ИР}} \leq T_{\text{ОР}} \end{array} \right\}. \quad (6.4)$$

Теоретически представляется возможным бесконечное поддержание эксплуатации ОДД при реализации выражений (6.4), однако на практике

существует предельный износ, который характеризуется такой степенью накопления дефектов в ДК, при которой ее восстановление становится экономически нецелесообразным [14]. Для объектов культурного наследия и иных зданий, имеющих особую значимость для общества, нельзя определить такой износ и, наоборот, необходимо максимально продлевать ОР строения [15].

На III этапе жизненного цикла ОДД происходит окончательное истощение ресурса ДК. Как правило, конструкция при этом не вполне отвечает требованиям норм и не обеспечивает всех заданных эксплуатационных параметров объекта. Характерные категории технического состояния – ограниченно работоспособное, аварийное [16]. Важно отметить, что приблизительные сроки службы, в соответствии с табл. 6.2, не подразумевают ограничений эксплуатации, т. е. с учетом данного этапа жизненного цикла ДК можно констатировать, что ИР, закладываемый проектировщиком на I этапе, фактически превышает значения по [1]. Конструкция, выработавшая ОР, подвергается утилизации.

Согласно методике оценки остаточного ресурса несущих конструкций зданий и сооружений [17], исследованиям научного коллектива под общим руководством В. И. Шестерикова [11, 14] подлежат три этапа эксплуатации объекта, включая ОДД (рис. 6.1).

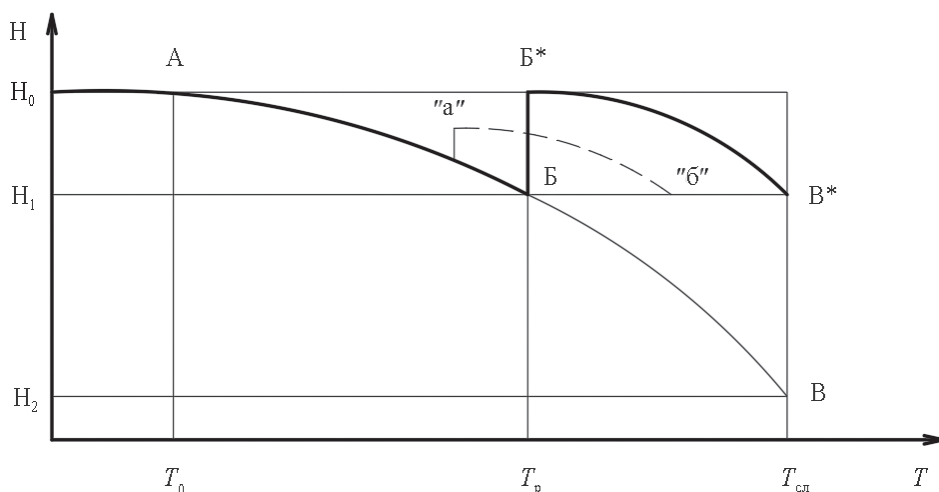


Рис. 6.1. График снижения надежности N конструкции:
 T_0 – период приработки; T_p – работоспособность; $T_{сл}$ – предельный срок службы [17]

Из ранее рассмотренных этапов жизненного цикла этап I (до ввода в эксплуатацию) на данном графике не представлен. Согласно [17], в период приработки надежность конструкции не снижается, однако, как правило, протекают основные длительные деформации (для ДК связанные в первую очередь с высокой деформативностью древесины поперек волокон, а также с усушкой, что особенно ярко проявляется в усадке стен срубов). Вероятность безотказной работы составляет $P(t) = 0,9986$ [14] – уровень надежности H_0 . Период работоспособности (линия А–Б) в целом соответствует II этапу жизненного цикла ДК, к его концу достигается уровень надежности H_1 (вероятность безотказной работы $P(t) = 0,90$ [14]). Линия "а"–"б" (см. рис. 6.1) графически интерпретирует выражение (6.4). Эффект, достигаемый за счет капитального ремонта, показывает линия Б*–В*, а в случае его отсутствия – в точке В исчерпывается ОР конструкции (уровень надежности падает до минимально допустимого H_2).

Характер кривой зависимости $H(T)$, показанной на рис. 6.1, требует уточнения применительно к ДК (включая КДК). Важно также отметить, что в утвержденной методике определения ОР строительных конструкций [17] сведения, касающиеся ОДД, приведены в явно устаревшей форме. Например, анализ предлагаемого способа оценки технического состояния ДК по внешним признакам (табл. Б.5 указанного документа) показывает, что в ней не содержится данных о современных конструктивных формах ДК (КДК) и актуальных решениях их узлов. Это обстоятельство позволяет поставить задачу об актуализации критериев оценки состояния ДК по внешним признакам. Необходимо рассматривать не только возможные повреждения биологического характера и деформации, связанные с работой традиционных узлов деревянных конструкций (врубок), но и другие возможные причины деградации свойств их элементов.

Методика [17] вводит понятие об определяющих параметрах технического состояния для оценки ОР, т. е. таких, изменение которых (отдельно или в совокупности) может привести конструкцию в неработоспособное или предельное состояние. Предлагаются следующие определяющие параметры:

- характеристики материалов конструкции (механические, химические и др.);
- несущая способность конструкции или ее элемента (как правило, не подразумевается возможное изменение граничных условий);
- характеристики нагрузок и воздействий.

В методике указывается, что основным параметром является несущая способность. Применительно к ДК следует отметить, что несущая способность конструкции непосредственно и неразрывно связана с двумя другими параметрами [1]. Кроме того, рассматривая ОДД в целом, необходимо иметь в виду и воздействия на ДК, создаваемые за счет изменения параметров смежных конструкций (ограждающих, фундамента).

Объект деревянного домостроения может быть представлен в виде системы взаимосвязанных показателей различных параметров (факторного пространства), представленной на рис. 6.2–6.6.

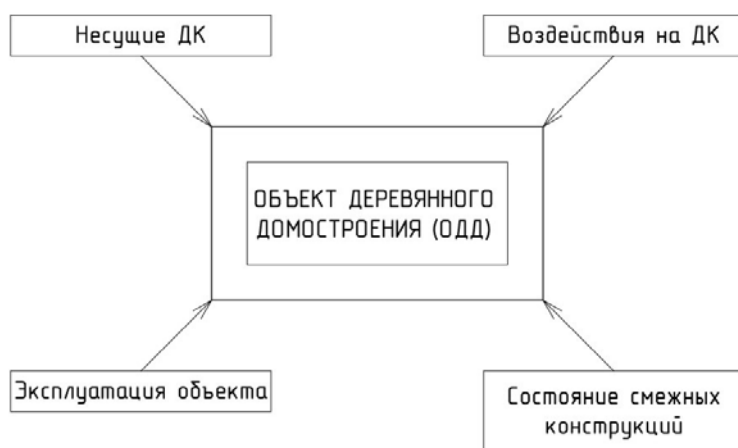


Рис. 6.2. Определяющие параметры технического состояния для оценки ОР ОДД. Остаточный ресурс конструкций из других материалов определяется по рекомендациям для металла и бетона

На рис. 6.2 представлена общая структура определяющих параметров технического состояния для оценки остаточного ресурса объектов деревянного домостроения. Далее рассмотрим каждый из них в отдельности.

На рис. 6.3 показана схема влияния факторов эксплуатации ДК. Критически важное значение имеет создание осушающего режима (проветривания), обеспечение которого возможно в случае функционирующей системы вентиляции [18–25].

Следует отметить, что для жилых зданий нарушение воздухообмена является характерным дефектом. Система отопления в помещении,

как правило, имеет значение для эксплуатации ДК в связи с обеспечением постоянства влажности воздуха. К важным эксплуатационным мероприятиям для деревянных конструкций относится обработка их элементов различными защитными составами (антисептики, антипирены и др.) [26], которая, с одной стороны, повышает сопротивляемость материала неблагоприятным воздействиям внешней среды, но с другой – способна подвергать деструкции внешние слои древесины.

Работы по поддержанию заданных характеристик ОДД в проектном состоянии обозначены на схеме как текущий ремонт. Срок службы элемента ДК или конструкции в целом на момент определения ОР взаимосвязан с пределом прочности древесины. Согласно исследованиям Ю. М. Иванова [27, 28], длительная работа древесины под нагрузкой сопровождается снижением ее прочности вследствие накопления микроскопических трещин.



Рис. 6.3. Параметры технического состояния ДК по эксплуатационным системам и мероприятиям

На рис. 6.4 приведены параметры технического состояния ОДД по характеристикам нагрузок и воздействий. Для ДК особую роль играет приведенное время действия нагрузки [1], причем чем более длительный характер имеет воздействие, тем меньше сопротивление древесины.

Стоит отметить, что качественная и количественная характеристика нагрузок в течение срока эксплуатации ОДД не обязательно сохраняет постоянство. В нормах проектирования [29] для снеговых нагрузок, например, приняты средние значения максимума за 50 лет.



Рис. 6.4. Параметры технического состояния ДК по характеристикам нагрузок и воздействий

На рис. 6.5 показана схема влияния и возможных воздействий на несущие ДК ОДД от смежных конструкций и элементов строения.

К ним относятся грунты оснований (ограничивается осадка), взаимосвязанные с фундаментами (ограничиваются деформации, контролируется гидроизоляция). В составе ограждающих конструкций первостепенное значение имеют фасад и кровля как части здания, непосредственно защищающие несущие конструкции и среду внутри помещения от внешних неблагоприятных воздействий. Важно отметить, что кровля, фасад, фундаменты могут выполняться из древесины или материалов на ее основе. В этом случае основные принципы оценки их технического состояния совпадают с несущими ДК с той лишь разницей, что, во-первых, воздействия внешней среды более интенсивны, а во-вторых, появляется фактор облучения солнечной радиацией. При воздействии ультрафиолета происходит эрозия поверхностных слоев древесины [15]. ИК-излучение дополнительно нагревает поверхность, повышая скорость фотохимических и окислительных реакций. УФ-лучи поглощаются целлюлозой и лигнином, которые при этом подвергаются деструкции (основная доля приходится на лигнин). Однако, как правило, процесс этот развивается в течение длительного времени.



Рис. 6.5. Параметры технического состояния ДК по характеристикам и состоянию смежных конструкций

Как уже было отмечено, наиболее важным определяющим параметром технического состояния ОДД является несущая способность основных несущих деревянных конструкций [17]. Она в достаточной полноте рассматривается проектировщиком в процессе принятия конструктивных решений и зависит в том числе от параметров, приведенных на схемах рис. 6.3–6.5. Расчетное сопротивление древесины, модуль упругости и коэффициент надежности должны определяться с учетом времени эксплуатации конструкций. В качестве основной характеристики кратковременной прочности могут использоваться расчетные сопротивления древесины, проработавшей в течение рассматриваемого срока эксплуатации, например 50, 150, 200 лет (рис. 6.6 [30]), растяжению, сжатию, изгибу, скалыванию вдоль волокон.

Параметры технического состояния ОДД по характеристикам несущих конструкций в их взаимосвязи и в соответствии с требованиями норм по проектированию ДК [1] приведены на рис. 6.7. При этом часть факторов подвержена изменениям во времени, а другая – нет и является,

таким образом, исходными данными для определения несущей способности конструкции. На схеме нет указаний на вид напряженного состояния рассматриваемого элемента, а также направлений основных силовых воздействий относительно волокон древесины, так как она остается справедливой для произвольных значений этих параметров.

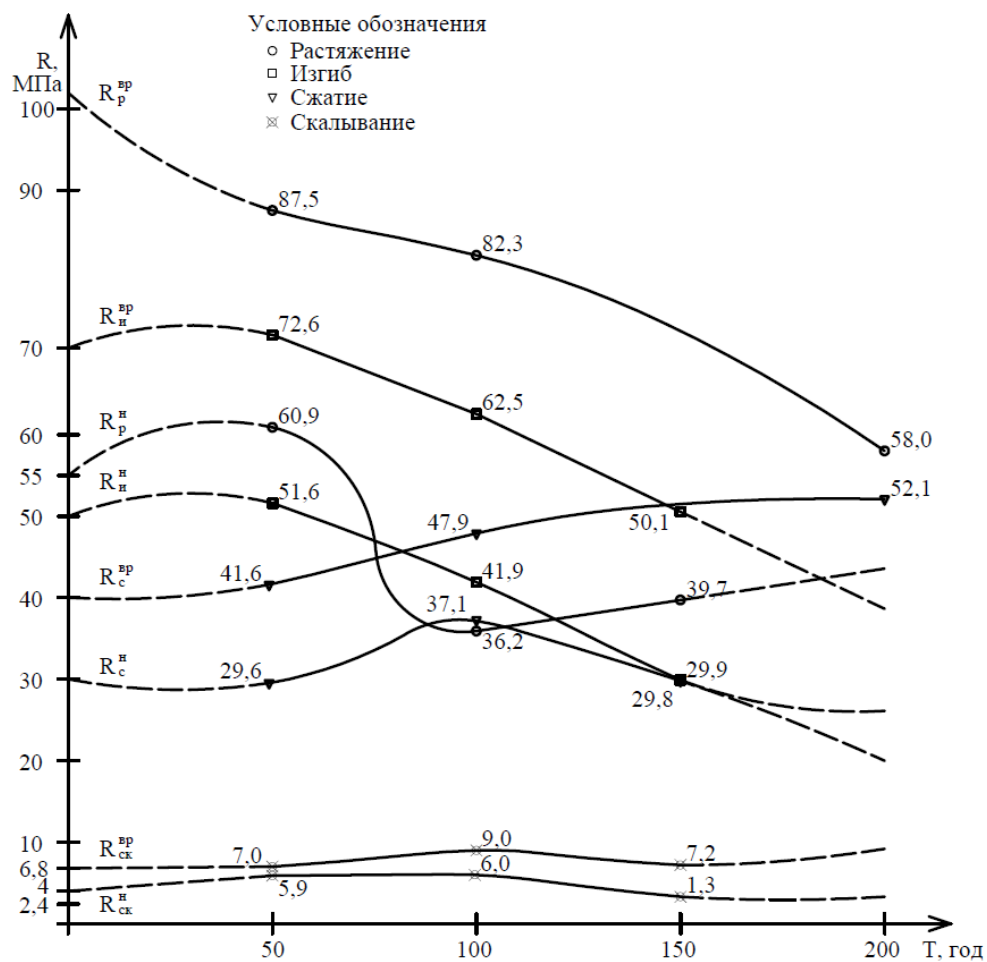


Рис. 6.6. Временные и нормативные сопротивления древесины сосны вдоль волокон, проработавшей в балках междуэтажных перекрытий зданий 50, 100 и 200 лет при растяжении, сжатии, изгибе и скалывании

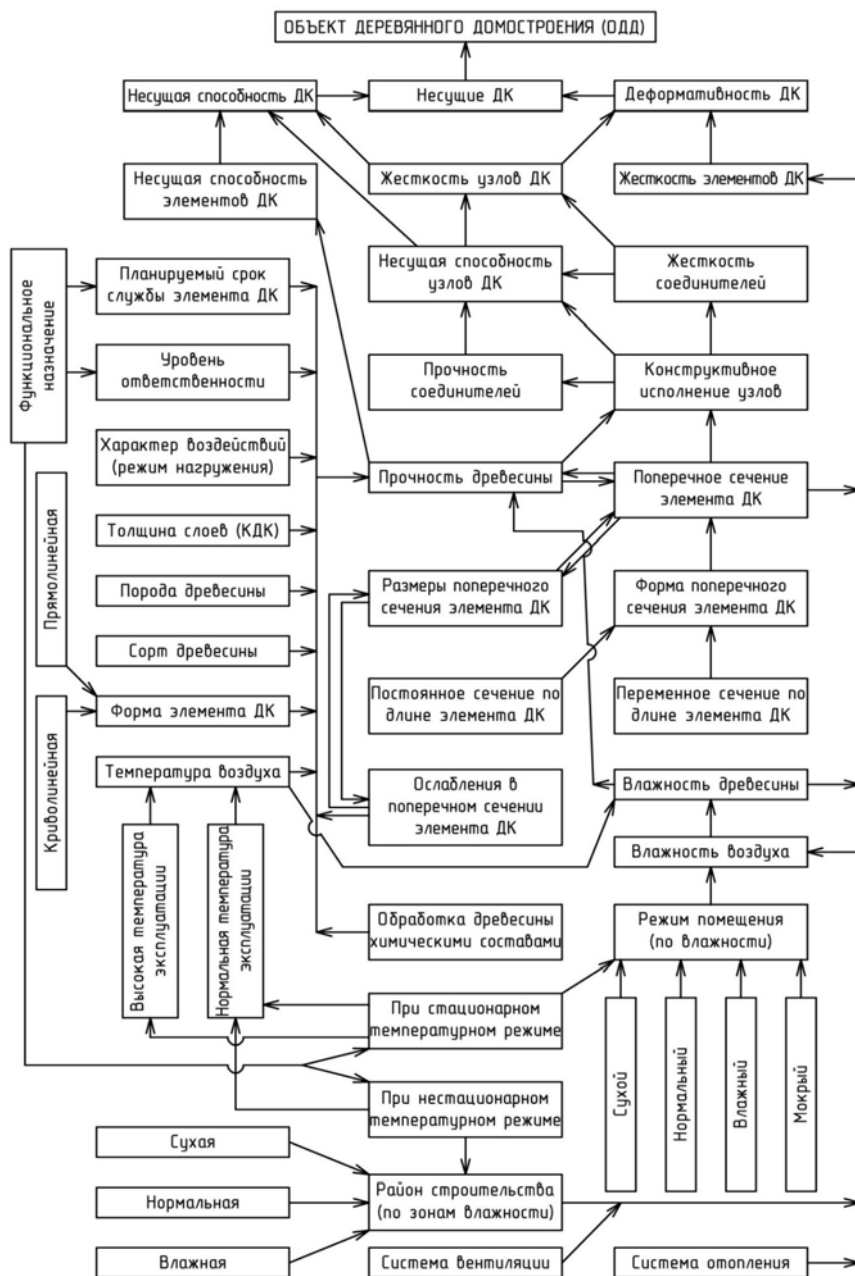


Рис. 6.7. Параметры технического состояния ОДД по характеристикам и состоянию несущих ДК

Таким образом, для оценки остаточного ресурса следует определить параметры текущего технического состояния объектов деревянного домостроения (физико-механические характеристики древесины), а также прогнозируемые условия эксплуатации. Оба эти параметра оказывают влияние на ключевые факторы – несущую способность и деформативность элемента ДК, конструкции во времени (рис. 6.8).

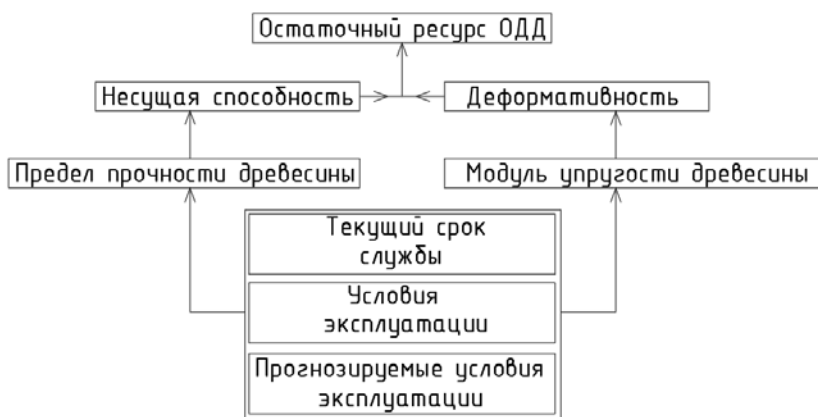


Рис. 6.8. Определяющие параметры технического состояния ОДД

Из механических характеристик наиболее значимыми в практическом смысле являются предел прочности и модуль упругости (в разных направлениях относительно волокон). На их величины оказывают влияние некоторые переменные факторы: условия и срок эксплуатации ДК. Изменение механических характеристик древесины в свою очередь воздействует на несущую способность и деформативность конструкции. Также возможно постепенное изменение расчетной схемы конструкции. Так, при значительном одностороннем поражении сечения элемента гнилью наиболее вероятно, что рассмотрение его как центрально нагруженного теряет справедливость. Однако необходимо заметить, что при правильном проектировании, своевременном и качественном обслуживании ОДД элементы его конструкций не должны быть подвержены загниванию и, как следствие, изменению расчетной схемы.

Для дальнейшего анализа необходимо выполнить количественную оценку указанного влияния определяющих переменных параметров для различных случаев.

6.4. Методика и методы расчета остаточного ресурса по величине физического износа

Основные этапы процесса определения остаточного ресурса объекта деревянного домостроения показаны на схеме (рис. 6.9).

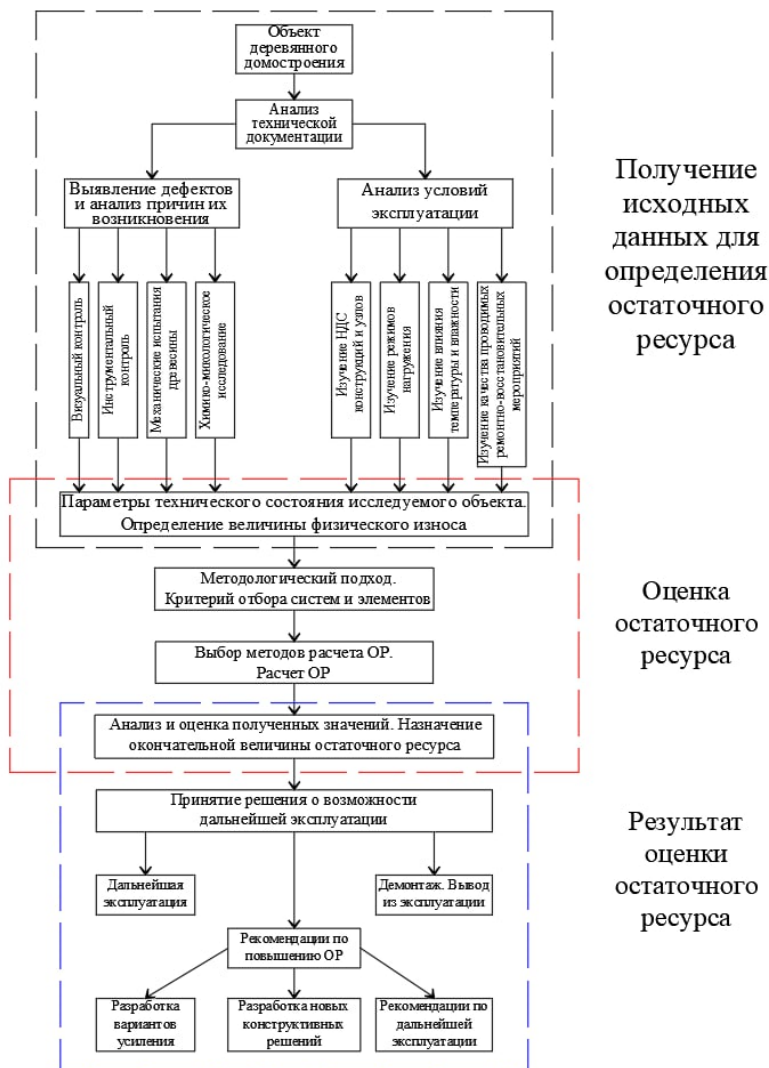


Рис. 6.9. Алгоритм оценки остаточного ресурса объектов деревянного домостроения

6.4.1. Оценка гамма-процентного ресурса деревянных конструкций

Применение данного метода основано на предположении, что деградация свойств материалов и, соответственно, уменьшение остаточного ресурса подчиняются экспоненциальному распределению.

Расчет гамма-процентного ресурса проводится на основании результатов обследования. Далее приведена последовательность выполнения расчета.

1. Определяется величина физического износа деревянной строительной конструкции. Для объективности оценки необходимо проводить расчет несколькими методами.

2. По величине износа определяется относительная надежность.

Относительная надежность рассчитывается в зависимости от величины износа по формулам:

- для четырех категорий технического состояния:

$$y = 1,0714 \cdot Ph^3 - 1,3929 \cdot Ph^2 + 0,0357 \cdot Ph + 0,99; \quad (6.5)$$

- для пяти категорий технического состояния:

$$y = -1,5625 \cdot Ph^4 + 3,125 \cdot Ph^3 - 2,1875 \cdot Ph^2 + 0,125 \cdot Ph + 0,99. \quad (6.6)$$

В настоящее время деление на пять категорий технического состояния не применяется.

3. Назначается категория технического состояния.

Категория технического состояния назначается в зависимости от величины относительной надежности согласно табл. 6.4.

Таблица 6.4

**Значения относительной надежности в зависимости от категорий
технического состояния**

Относительная надежность, y	Категория технического состояния
0,99–0,951	Нормативная
0,95–0,851	Работоспособная
0,85–0,801	Ограниченно работоспособная
0,8–0,7	Аварийная

В табл. 6.4 значения относительной надежности меньше 0,7 назначают в случае достижения строительной конструкцией предельного состояния, остаточный ресурс в таком случае приравнивается к нулю.

4. Проводится расчет гамма-процентного ресурса.

Расчет выполняется до капитального ремонта и аварийного технического состояния по формуле

$$t = \frac{k}{\lambda}, \quad (6.7)$$

где λ – постоянная физического износа, определяется по формуле

$$\lambda = -\frac{\ln y}{t_{\phi}}, \quad (6.8)$$

где k – показатель, определяемый по формуле

$$k = \ln y_{\min}. \quad (6.9)$$

В практике расчета остаточного ресурса наиболее часто применяют следующие значения показателя k :

- 0,162 при $y_{\min} = 0,85$;
- 0,22 при $y_{\min} = 0,80$.

6.4.2. Оценка остаточного ресурса по критерию предельного физического износа

Данный метод определения остаточного ресурса предложен В. И. Шестериковым. Физический износ конструкций U представляет собой потерю несущей способности.

Срок, соответствующий критическому износу

$$T = \frac{\ln(U_{\text{кр}} + 1) \cdot (t_{\text{обсл}} - t)}{\ln(U_{\text{обсл}} + 1)} + t; \quad (6.10)$$

остаточный ресурс

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}}, \quad (6.11)$$

где $U_{кр}$ – критический износ, при котором прекращается эксплуатация; $U_{обсл}$ – реальный износ, зафиксированный на момент обследования; $t_{обсл}$ – срок эксплуатации на момент обследования, год; t – срок «приработки», т. е. начальный период эксплуатации, когда износа еще не происходит, год.

Определение величины физического износа на момент обследования осуществляется согласно п. 6.4.4 настоящей главы.

6.4.3. Оценка остаточного ресурса по величине физического износа и стоимости ущерба

Согласно данному методу, расчет по величине физического износа и стоимости ущерба ОР объекта проводится следующим образом:

$$T = \frac{(L_c - 0,75) \cdot 100 \%}{\frac{\ln L}{t} + \frac{100}{T_n}}, \quad (6.12)$$

где t – срок службы конструкции на момент осмотра, год; T_n – сертифицированный срок службы здания или сооружения, год;

$$L_c = 1 - \frac{\sum_{j=1}^m E_{kj} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^m Y_j}, \quad (6.13)$$

где Y_j – коэффициенты значимости j -х типов конструкций; m – общее количество типов конструкций в системе.

Физический износ конструкции системы рассчитывается по формуле

$$E_{kj} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot \frac{P_i}{P_k}, \quad (6.14)$$

где E_i – физический износ части конструкции; P_i – размеры (длина или площадь) пораженного участка, м или м²; P_k – размеры всей конструкции, м или м²; n – количество пораженных участков.

Определение величины физического износа на момент обследования осуществляется теми же способами, что будут представлены в п. 6.4.4 настоящей главы.

Относительная надежность (L) конструкции

$$L = \frac{k}{k_m \cdot k_c \cdot k_f \cdot k_n}, \quad (6.15)$$

где k – фактический коэффициент безопасности (надежности), скорректированный с учетом данного ущерба; k_m – коэффициент надежности по прочности материала; k_f – коэффициент надежности по нагрузке; k_c – коэффициент надежности по условиям работы; k_n – коэффициент надежности по назначению.

6.4.4. Методы определения физического износа деревянных конструкций

Физический износ (натуральный) – это утрата во времени элементами здания первоначальных физических свойств, которые вызваны факторами объективного воздействия на здание, что приводит к сокращению остаточного срока службы здания, потере технических и физических эксплуатационных свойств конструктивных элементов здания.

Физический износ (стоимостной) – это уменьшение действительной стоимости элементов здания во времени, вызванное натуральным физическим износом.

Для оценки физического износа любых конструкций применяются следующие методы [31–37]:

- прямые:
 - метод фактического возраста;
 - метод ремонтных издержек;
- экспертные:
 - общий метод;
 - поэлементный метод;
- статистические:
 - метод снижения доходности;
 - метод стадии ремонтного цикла;
- расчетно-аналитические:
 - метод снижения потребительских свойств;
 - стоимостной метод.

Метод определения физического износа по техническому состоянию используется, как правило, для гражданских зданий (жилые и общественные

здания). При его применении в оценочной практике руководствуются нормативным документом ВСН 53-86(р) (см. рис. 6.10 и 6.11) [12].

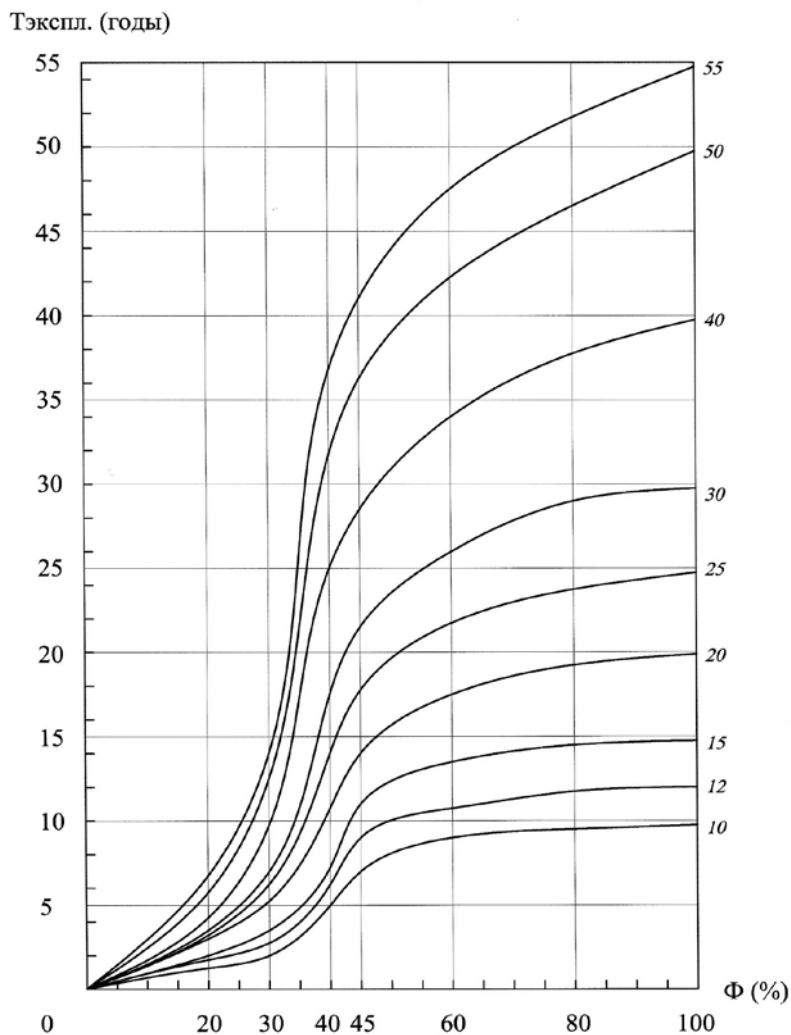


Рис. 6.10. Зависимость физического износа элементов строительных конструкций от срока эксплуатации (при сроке службы объекта 10–55 лет)

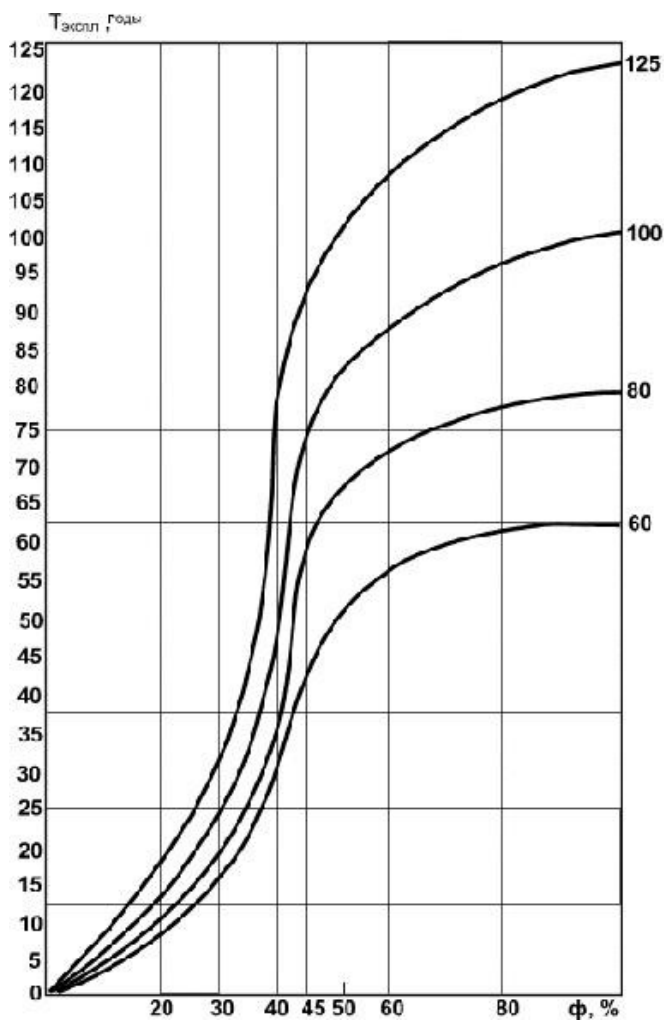


Рис. 6.11. Физический износ элементов строительных конструкций (при сроках службы объекта 60–125 лет)

Физический износ на основе *метода фактического возраста (метод определения физического износа по нормативным срокам службы)* определяется по формуле

$$Ph = \frac{T_{\phi}}{T_h} \cdot BC = \frac{T_{\phi}}{T_h} \cdot 100 \%, \quad (6.16)$$

где T_{ϕ} – фактический возраст; T_h – нормативный срок службы; BC – восстановительная стоимость.

Метод не учитывает работы по восстановлению и увеличению эксплуатационного ресурса здания (капитальный ремонт или реконструкция).

Метод ремонтных издержек определения износа применим в тех случаях, когда можно рассчитать затраты $Z_{в.р.}$, которые необходимо произвести для того, чтобы выполнить восстановительные работы. Таким образом, физический износ приравнивается к затратам на ремонт:

$$Ph = Z_{в.р.} \quad (6.17)$$

Если $Z_{в.р.} \geq BC$, то построить новое здание будет дешевле, чем отремонтировать старое. Применять данный метод для определения физического износа здания можно только на начальной стадии эксплуатации при $T_{\phi} < T_h$.

Общий метод предусматривает привлечение специалистов для определения физического состояния здания в соответствии с оценочной шкалой. Для повышения степени достоверности могут быть привлечены несколько экспертов, при этом результирующее значение износа определяется из зависимости

$$Ph = \sum Ph_i \cdot a_i, \quad (6.18)$$

где Ph_i – оценка уровня физического износа i -м экспертом; a_i – весомость мнения i -го эксперта, устанавливается из условия $\sum a_i = 1$.

Недостатком данного метода является то, что весомость мнений экспертов устанавливается субъективно.

Поэлементный метод предполагает определение значимости конструктивных элементов здания:

$$Ph = \sum Ph_i \cdot \gamma_i, \quad (6.19)$$

где Ph_i – физический износ i -го конструктивного элемента; γ_i – значимость i -го конструктивного элемента.

Недостатком данного метода также является субъективность мнения эксперта, но уже в определении значимости конструктивных элементов. Здание принципиально можно разделить на десятки и сотни тысяч элементов, что, естественно, увеличивает точность установления численных значений Ph_i , при этом значительно увеличивается трудоемкость процедуры оценки уровня физического износа.

Метод снижения доходности базируется на допущении того, что нарастание физического износа пропорционально снижению доходности здания, т. е. сокращению чистой прибыли, определяемой как разность между фактической выручкой и фактическими издержками. Величина Ph определяется из зависимости

$$Ph = \frac{\Pi_0 - \Pi_t}{\Pi_0} \cdot BC, \quad (6.20)$$

где Π_0 – фактическая прибыль, получаемая при эксплуатации нового здания; Π_t – годовая сумма фактической прибыли в возрасте здания $T_\phi = t$.

Определение фактического размера прибыли для каждого здания в отдельности достаточно проблематично.

Метод стадии ремонтного цикла базируется на предположении снижения потребительских свойств элементов здания при возрастании физического износа.

Стоимостной метод определения физического износа, в отличие от нормативного метода, применяется в основном в случае, когда возникает необходимость проведения выборочного или комплексного капитального ремонта объекта на дату оценки и имеется полная сметная документация на его проведение.

Физический износ отдельной i -й конструкции, элемента или системы определяют по формуле

$$Ph = \frac{C_{\text{рем},i}}{C_{\text{в},i}} \cdot 100 \%, \quad (6.21)$$

где $C_{\text{рем},i}$ – стоимость необходимых ремонтных мероприятий для устранения повреждения или замены i -й отдельной конструкции, элемента или системы, ден. ед.; $C_{\text{в},i}$ – восстановительная стоимость i -й отдельной конструкции, элемента или системы, ден. ед.

Метод срока жизни применяют в случае, когда имеют место аварийные повреждения конструктивных элементов и систем объекта и их естественное старение на дату оценки. Этот метод соединяет в себе элементы нормативного и стоимостного методов. Поэтому выявленные проблемы составляющих его методов в полной мере относятся и к методу срока жизни.

Расчет по данному методу состоит из следующих этапов:

- разделение конструктивных элементов и систем на две группы: короткоживущие и долгоживущие элементы с установлением их удельных весов в общей стоимости здания;

- определение стоимостным методом физического обесценивания короткоживущих и долгоживущих элементов;
- расчет остаточной восстановительной стоимости каждого короткоживущего и долгоживущего конструктивного элемента;
- определение неустранимого физического износа и физического обесценивания каждого короткоживущего и долгоживущего конструктивного элемента;
- определение устранимого физического обесценивания и устранимого физического износа объекта;
- определение неустранимого физического обесценивания и неустранимого физического износа объекта;
- определение общего физического обесценивания и физического износа объекта.

Модифицированный метод срока жизни основан на применении регрессионной зависимости, адекватно описывающей характер изменения физического износа зданий и оборудования в зависимости от срока эксплуатации и срока полезной службы [38]:

$$Ph = 1 - \exp \left[(a \cdot \text{СПС} + b) \cdot \left(\frac{t}{\text{СПС}} \right)^{c \cdot \text{СПС} + d} \right], \quad (6.22)$$

где СПС – срок полезной службы объекта, лет; t – срок эксплуатации или эффективный возраст объекта, лет; a , b , c и d – эмпирические коэффициенты уравнения регрессии, определяемые по табл. 6.5.

Таблица 6.5

Значения коэффициентов уравнения регрессии

Отрасль	Коэффициенты уравнения регрессии				
	a	b	c	d	R^2
Коммерческая недвижимость	0,0085	-1,7995	0,0229	1,0712	0,997931
Жилая недвижимость	0,0068	-1,7558	0,0064	1,3670	0,998387

В табл. 6.6 представлено сравнение ряда методов оценки физического износа по следующим показателям: достоверность, сложность получения исходных данных, квалификация эксперта, трудоемкость проведения расчетов.

Физический износ может быть определен на основании возраста самого объекта деревянного домостроения (рис. 6.12).

Таблица 6.6

Сопоставление некоторых методов оценки физического износа

Метод	Достоверность	Сложность получения исходной информации	Необходимая квалификация экспертов	Трудоёмкость проведения расчетов
Фактического возраста	Низкая	Низкая	Низкая	Низкая
Ремонтных издержек	Средняя	Средняя	Средняя	Низкая
Общий	Низкая	Низкая	Высокая	Высокая
Поэлементный	Средняя	Средняя	Высокая	Высокая
Снижения доходности	Высокая	Высокая	Низкая	Низкая
Стадии ремонтного цикла	Средняя	Средняя	Средняя	Высокая
Снижения потребительских свойств	Высокая	Высокая	Средняя	Высокая
Стоимостной	Средняя	Средняя	Средняя	Средняя

Однако такая методика имеет лимит по предельному возрасту эксплуатации, поэтому ее применение ограничено для деревянных зданий возрастом не более 55 лет (рис. 6.13).

Уравнение, описывающее процесс накопления физического износа деревянными зданиями, возраст которых не превышает 55 лет, имеет вид [39]:

$$Ph = 0,0169 \cdot \ln t \cdot t^{0,446} + 0,0661. \quad (6.23)$$

При наличии соответствующего обоснования и необходимых данных могут использоваться и другие подходы к определению физического износа (рис. 6.14).

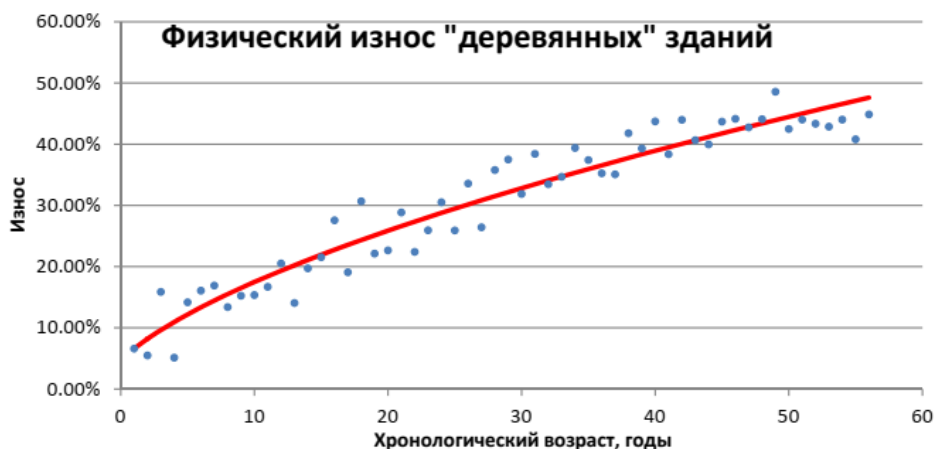


Рис. 6.12. Процесс накопления физического износа деревянными зданиями

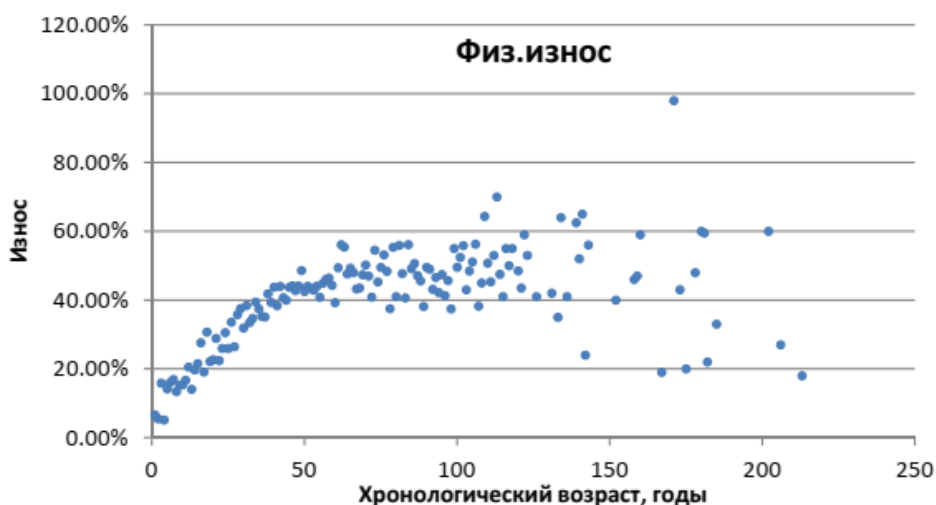


Рис. 6.13. Сопоставление возраста и величины физического износа в среднем для деревянных зданий

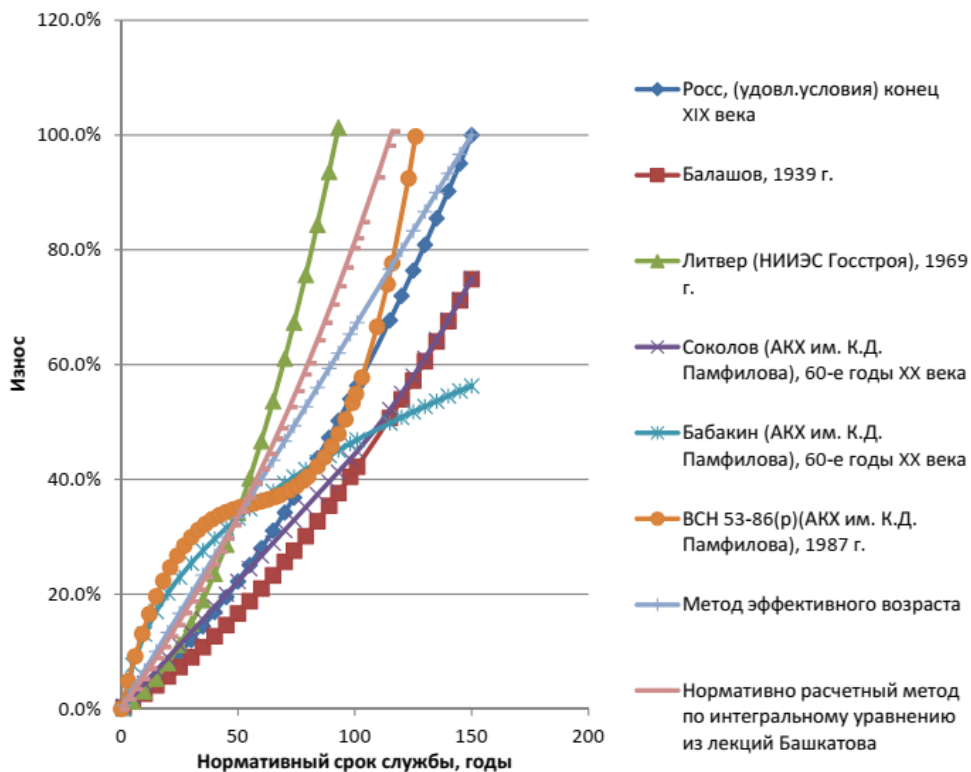


Рис. 6.14. Сопоставление расчетных методик определения физического износа на примере зданий первой группы капитальности

6.4.5. Пример определения величины физического износа и расчета остаточного ресурса

Здесь представлен расчет остаточного ресурса на примере балки чердачного перекрытия. Предварительно выполнен поверочный расчет балок чердачного перекрытия.

Приняты следующие исходные данные, необходимые для проведения расчета остаточного ресурса и поверочного расчета.

Балки с пролетом 6,0 м, расположенные с шагом 1,20 м (в осях). Конструкции находятся в тепловом контуре здания. Сечение несущей балки КДК чердачного перекрытия 85×297 мм. Вес 1 пог. м балки данного сечения – 12,86 кг или 126,2 Н (коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$,

согласно СП 20.13330.2016). Грузовая ширина для балки чердачного перекрытия в соответствии с шагом их постановки составляет 1,2 м. Срок эксплуатации 25 лет.

1. Сбор нагрузок.

На балку чердачного перекрытия действуют следующие нагрузки (табл. 6.7):

- кратковременная, распределенная по перекрытию, от людей, животных или оборудования (не стационарного) – 700 Н/м (коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$);
- постоянная, от веса конструкции перекрытия, в том числе собственного веса балки, – принимаем конструкцию перекрытия согласно рис. 6.15.

Таблица 6.7

Расчет нагрузок, действующих на балку чердачного перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Расчет	Нормативная нагрузка q^H , Н/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка q^P , Н/м
Постоянные нагрузки от собственного веса конструкций					
1	Балка 85×297 мм	$0,085 \cdot 0,297 \times \times 5000 = 126,2$	126,2	1,1	138,82
2	Поперечные лаги 45×120мм, шаг 300 мм	$0,045 \cdot 0,12 \times \times 1,2 \cdot [1,0 / 0,3 \times \times 5000 / 1$	108,0	1,1	118,80
3	Доска толщиной 36 мм	$1,2 \cdot 0,036 \times \times 5000$	216,0	1,1	237,60
4	Черепные бруски 50×50 мм	$0,05 \cdot 0,05 \cdot 2 \times \times 5000$	25,0	1,1	27,50
5	Подшивка из фанеры толщиной 9 мм	$1,2 \cdot 0,009 \times \times 6600$	71,28	1,1	78,41
6	Утеплитель 200 мм	$1,2 \cdot 0,2 \cdot 450$	108,0	1,3	140,40

Окончание табл. 6.7

№ п/п	Вид нагрузки	Расчет	Нормативная нагрузка q^n , Н/м	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка q^p , Н/м
7	Рейка 20×40 мм, шаг 300мм	$0,02 \cdot 0,04 \times 1,0 \cdot [1,2 / 0,3] \times 5000 / 1$	16,0	1,1	17,60
8	Вагонка толщиной 12,5 мм	$1,2 \cdot 0,0125 \times 5000$	75,0	1,1	82,50
	ИТОГО:	–	725,28	–	819,41
Кратковременная нагрузка					
9	Полезная 0,7 кПа	$700 \cdot 1,2$	840,0	1,3	1092,0
	ВСЕГО:	–	1565,28	–	1911,41

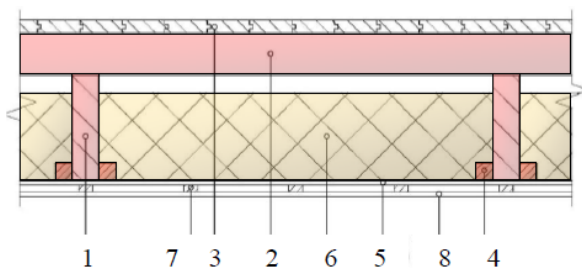


Рис. 6.15. Конструкция чердачного перекрытия

(пароизоляция и гидроизоляция не включены за счет пренебрежительно малого веса):

- 1 – балки перекрытия КДК, шаг 1,2 м;
- 2 – лаги из доски 45×120 мм, шаг 300 мм;
- 3 – доска, толщина 36 мм; 4 – черепной брусок 50×50 мм;
- 5 – подшивка из фанеры толщиной 9 мм;
- 6 – минераловатный утеплитель, толщина 200 мм, плотность 45 кг/м³; 7 – рейка 20×40 мм, шаг 300 мм;
- 8 – вагонка толщиной 12,5 мм

2. Определение расчетных сопротивлений балки чердачного перекрытия КДК.

Режим нагружения – В, следовательно, $m_{дл} = 0,66$, $m_{дл,Е} = 1$, $m_{см} = 1$. Элемент находится в тепловом контуре жилого помещения, следовательно, класс условий эксплуатации – 2.1, коэффициент $m_{в} = 1$. Эксплуатация происходит при установившейся температуре менее $+35^{\circ}\text{C}$, следовательно, $m_{т} = 1$. Высота поперечного сечения элемента менее 500 мм, следовательно, $m_{б} = 1$. Исходя из напряженного состояния балки и отсутствия в расчетном сечении ослаблений, $m_{о} = 1$. Глубокая пропитка элементов антипиренами под давлением не производится, $m_{а} = 1$. Срок службы здания – 50 лет, соответственно, $m_{с.с} = 1$ для всех расчетных сопротивлений (табл. 6.8).

В ходе выполнения инструментального обследования были отобраны и испытаны образцы. В ходе испытания были определены временные и нормативные сопротивления, а также выполнено определение расчетных сопротивлений.

Таблица 6.8

**Определение расчетных сопротивлений и модуля упругости
для балки чердачного перекрытия**

№ п/п	Напряженное состояние	Обозначение	$R^н$, МПа	γ_m	$m_{дл}$	$m_{в}$	$m_{т}$	$m_{б}$	$m_{о}$	$m_{а}$	$m_{см}$	$m_{с.с}$	$R^р$, МПа
1	Изгиб вдоль волокон в плоскости слоев шпона	$R_{и}$	26	1,2	0,66	1	1	1	1	1	1	1	14,3
2	Скалывание вдоль волокон из плоскости слоев шпона	$R'_{ск}$	3,6	1,25	0,66	1	1	1	1	1	1	1	1,9
3	Местное смятие поперек волокон в плоскости слоев шпона	$R'_{см90}$	3,0	1,15	0,66	1	1	1	1	1	1	1	1,72
4	Модуль упругости вдоль волокон	E	10 500	–	1	1	1	–	–	–	–	1	10 500

3. Расчет балок перекрытия.

Крепление балки по краям – шарнирное (рис. 6.16).

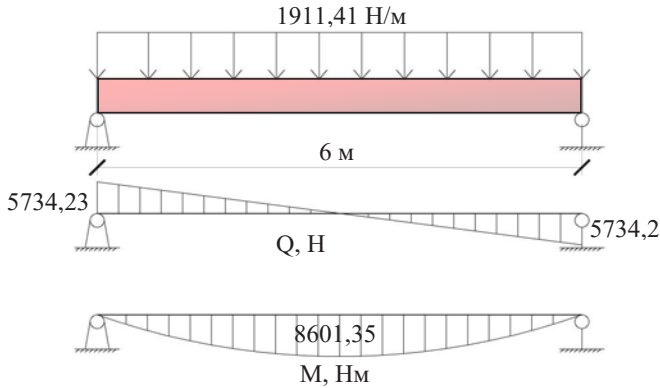


Рис. 6.16. Расчетная схема

Нормальные напряжения от изгиба:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8601,35}{0,00125} = 6\,883\,131 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2} = 6,88 \text{ МПа} < 14,3 \text{ МПа}.$$

Прочность балки по нормальным напряжениям обеспечена. Запас – 52 %.

Касательные напряжения от изгиба:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{рас}}} = \frac{5734,23 \cdot 0,000937}{0,000186 \cdot 0,085} = 340\,714,18 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2} = 0,34 \text{ МПа} < 1,9 \text{ МПа}.$$

Прочность балки по касательным напряжениям обеспечена. Запас – 82 %.

Выполним проверку устойчивости плоской формы деформирования.

Коэффициент $k_{\phi} = 1,13$.

Тогда коэффициент устойчивости плоской формы деформирования изгибаемых элементов

$$\phi_M = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_{\phi} = 140 \cdot \frac{0,085^2}{6,0 \cdot 0,297} \cdot 1,13 = 0,641.$$

Проверка устойчивости плоской формы деформирования:

$$\frac{M}{\varphi_M W_{бр}} = \frac{8601,35}{0,641 \cdot 0,00125} = 10\,734\,914 \text{ Н/м}^2 = 10,73 \text{ МПа} < 14,3 \text{ МПа}.$$

Таким образом, устойчивость плоской формы деформирования обеспечена. Запас по условию – 25 %.

Прогиб балки с учетом деформаций сдвига:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L_p^4}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1565,28 \cdot 6,0^4}{384 \cdot 10\,500 \cdot 10^6 \cdot 0,000186} = 0,0136 \text{ м};$$

$$f_{\max} = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0136}{1,0} \left[1 + 19,2 \cdot \left(\frac{0,297}{6,0} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,0142 \text{ м} < [f_{\text{пред}}].$$

Предельный прогиб составляет

$$f_{\text{пр}} = \frac{1}{200} \cdot L_p = \frac{6}{200} = 0,03 \text{ м}.$$

Условие жесткости выполнено. Запас по условию – 52 %.

На основании имеющихся исходных данных оценка остаточного ресурса будет выполнена с применением экспоненциального распределения.

1. *Вычисление величины физического износа балки.* Определение величины физического износа выполнено разными методиками и методами для сравнения полученных результатов.

Первая методика, которая использована для расчета физического износа, предложена в работе [39]. Уравнение, описывающее процесс накопления физического износа деревянными зданиями, чей возраст не превышает 55 лет, имеет вид

$$Ph = 0,0169 \cdot \ln t \cdot t^{0,446} + 0,0661.$$

Для балки после 25 лет эксплуатации физический износ составит

$$Ph = 0,0169 \cdot \ln 25 \cdot 25^{0,446} + 0,0661 = 0,2347 \approx 23,5 \text{ \%}.$$

Второй метод расчета величины физического износа – модифицированный метод по сроку службы:

$$Ph = 1 - \exp \left[(a \cdot \text{СПС} + b) \cdot \left(\frac{t}{\text{СПС}} \right)^{c \cdot \text{СПС} + d} \right].$$

Для балки после 25 лет эксплуатации и полезным сроком службы 50 лет физический износ составит:

- для коммерческой недвижимости:

$$Ph = 1 - \exp \left[(0,0085 \cdot 50 - 1,7995) \cdot \left(\frac{25}{50} \right)^{0,0229 \cdot 50 + 1,0712} \right] = 0,2561;$$

- для жилой недвижимости:

$$Ph = 1 - \exp \left[(0,0068 \cdot 50 - 1,7558) \cdot \left(\frac{25}{50} \right)^{0,0064 \cdot 50 + 1,367} \right] = 0,3558.$$

Для дальнейших расчетов будут использованы все три полученные значения.

2. *Определение величины относительной надежности.* Относительная надежность определена по формулам (6.5) и (6.6).

Относительная надежность для четырех категорий технического состояния будет равна:

- при износе 23,5 %

$$y = 1,0714 \cdot 0,2347^3 - 1,3929 \cdot 0,2347^2 + 0,0357 \cdot 0,2347 + 0,99 = 0,9355;$$

- при износе 25,6 %

$$y = 1,0714 \cdot 0,2561^3 - 1,3929 \cdot 0,2561^2 + 0,0357 \cdot 0,2561 + 0,99 = 0,9258;$$

- при износе 35,6 %

$$y = 1,0714 \cdot 0,3558^3 - 1,3929 \cdot 0,3558^2 + 0,0357 \cdot 0,3558 + 0,99 = 0,8746.$$

Относительная надежность для пяти категорий технического состояния будет равна:

- при износе 23,5 %

$$y = -1,5625 \cdot 0,2347^4 + 3,125 \cdot 0,2347^3 - \\ - 2,1875 \cdot 0,2347^2 + 0,125 \cdot 0,2347 + 0,99 = 0,9345;$$

- при износе 25,6 %

$$y = -1,5625 \cdot 0,2561^4 + 3,125 \cdot 0,2561^3 - \\ - 2,1875 \cdot 0,2561^2 + 0,125 \cdot 0,2561 + 0,99 = 0,9243;$$

- при износе 35,6 %

$$y = -1,5625 \cdot 0,3558^4 + 3,125 \cdot 0,3558^3 - \\ - 2,1875 \cdot 0,3558^2 + 0,125 \cdot 0,3558 + 0,99 = 0,8733.$$

Для дальнейших расчетов использованы все полученные значения относительной надежности.

3. Расчет остаточного ресурса. Расчет выполняется до капитального ремонта и аварийного технического состояния.

3.1. Для четырех категорий технического состояния:

- при износе 23,5 %:

– постоянная физического износа

$$\lambda = -\frac{\ln J}{t_{\phi}} = -\frac{\ln 0,9355}{25} = 0,0027;$$

– срок эксплуатации до капитального ремонта

$$t = \frac{0,162}{\lambda} = \frac{0,16}{0,0021} = 60,00 \text{ лет};$$

– остаточный ресурс

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 60 - 25 = 35 \text{ лет};$$

– срок эксплуатации до аварийного состояния

$$t = \frac{0,22}{\lambda} = \frac{0,22}{0,0027} = 82,50 \approx 83 \text{ года};$$

– остаточный ресурс

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 83 - 25 = 58 \text{ лет};$$

- при износе 25,6 %:

$$\lambda = -\frac{\ln J}{t_{\phi}} = -\frac{\ln 0,9258}{25} = 0,0031;$$

$$t = \frac{0,162}{\lambda} = \frac{0,16}{0,0031} = 51,88 \approx 52 \text{ года};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 52 - 25 = 27 \text{ лет};$$

$$t = \frac{0,22}{\lambda} = \frac{0,22}{0,0031} = 71,34 \approx 72 \text{ года};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 72 - 25 = 47 \text{ лет};$$

- при износе 35,6 %:

$$\lambda = -\frac{\ln J}{t_{\phi}} = -\frac{\ln 0,8746}{25} = 0,0054;$$

$$t = \frac{0,162}{\lambda} = \frac{0,16}{0,0054} = 29,86 \approx 30 \text{ лет};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 30 - 25 = 5 \text{ лет};$$

$$t = \frac{0,22}{\lambda} = \frac{0,22}{0,0054} = 41,06 \approx 41 \text{ год};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 41 - 25 = 16 \text{ лет}.$$

3.2. Для пяти категорий технического состояния:

- при износе 23,5 %:

$$\lambda = -\frac{\ln J}{t_{\phi}} = -\frac{\ln 0,9345}{25} = 0,0027;$$

$$t = \frac{0,162}{\lambda} = \frac{0,16}{0,0027} = 59,05 \approx 59 \text{ лет};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 59 - 25 = 34 \text{ года};$$

$$t = \frac{0,22}{\lambda} = \frac{0,22}{0,0027} = 82,50 \approx 83 \text{ года};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 83 - 25 = 58 \text{ лет};$$

- при износе 25,6 %:

$$\lambda = -\frac{\ln J}{t_{\phi}} = -\frac{\ln 0,9253}{25} = 0,0031;$$

$$t = \frac{0,162}{\lambda} = \frac{0,16}{0,0031} = 50,83 \approx 51 \text{ год};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 51 - 25 = 26 \text{ лет};$$

$$t = \frac{0,22}{\lambda} = \frac{0,22}{0,0031} = 69,89 \approx 70 \text{ лет};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 70 - 25 = 45 \text{ лет};$$

- при износе 35,6 %:

$$\lambda = -\frac{\ln J}{t_{\phi}} = -\frac{\ln 0,8733}{25} = 0,0054;$$

$$t = \frac{0,162}{\lambda} = \frac{0,16}{0,0054} = 29,52 \approx 30 \text{ лет};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 30 - 25 = 5 \text{ лет};$$

$$t = \frac{0,22}{\lambda} = \frac{0,22}{0,0054} = 40,59 \approx 41 \text{ год};$$

$$T_{\text{ост}} = T - t_{\text{фак}} = 41 - 25 = 16 \text{ лет}.$$

За окончательный результат принимается минимальное из полученных значений.

На основе представленного примера расчета наглядно демонстрируется преимущество предложенного подхода к расчету гамма-процентного ресурса по сравнению с существующим в настоящее время.

Как видно из полученных результатов, влияние количества категорий технического состояния на оценку относительной надежности и, соответственно, на величину остаточного ресурса ничтожно мало.

Главную роль в разбросе значений играет величина физического износа. Именно выбор корректного метода определения физического износа является основной проблемой данного метода. Она вытекает из отсутствия

достаточной базы данных для того, чтобы можно было утверждать, что существующие методы расчета физического износа являются объективными и позволяют адекватно оценивать физический износ.

Поэтому необходимы дальнейшие исследования для решения следующих задач:

- уточнить полученные уравнения зависимости величины физического износа от относительной надежности;
- разработать адекватную модель расчета (определения) физического износа деревянных конструкций.

Библиографический список

1. СП 64.13330.2017. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.
2. СП 255.1325800.2016. Здания и сооружения. Правила эксплуатации. Основные положения.
3. СП 352.1325800.2017. Здания жилые многоквартирные с деревянным каркасом. Правила проектирования и строительства.
4. СП 451.1325800.2019. Здания общественные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования.
5. СП 452.1325800.2019. Здания жилые многоквартирные с применением деревянных конструкций. Правила проектирования.
6. *Черных А. Г., Черных А. С., Песков А. В., Каратаев С. Г.* Наружные ограждающие конструкции жилых и общественных зданий из железобетона с применением панелей на деревянном каркасе. СПб. : СПбГАСУ, 2012. 151 с.
7. Перечень объектов культурного наследия и выявленных объектов культурного наследия на территории Санкт-Петербурга. URL: https://kgiop.gov.spb.ru/uchet/list_objects/ (дата обращения 01.11.2021).
8. *Ковальчук Л. М.* Производство деревянных клееных конструкций. М. : ООО РИФ «Стройматериалы», 2005. 336 с.
9. *Орлович Р. Б.* Длительная прочность и деформативность конструкций из современных древесных материалов при основных эксплуатационных воздействиях: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Брест, 1990. 317 с.
10. *Стрельцов Д. Ю.* Исследование несущей способности длительно эксплуатируемых деревянных конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. М., 2003. 168 с.
11. *Сашин М. А.* Прогнозирование и повышение долговечности и длительной прочности древесины в строительных изделиях и конструкциях: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05. Тамбов, 2006. 182 с.
12. ВСН 53-86(р). Правила оценки физического износа жилых зданий. URL: <http://www.files.stroyinf.ru> (дата обращения 01.11.2021).
13. *Варфоломеев А. Ю.* Накопление повреждений в деревянных конструкциях при длительной эксплуатации в условиях биологической агрессии: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. М., 2010. 154 с.
14. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов / В. И. Шестериков, Л. И. Иосилевский, А. В. Носарев [и др.]. М. : Минтранс, 2002. 141 с.
15. *Кистерная М. В.* Оценка состояния древесины архитектурных памятников: дис. ... канд. техн. наук: 05.21.05. М., 2000. 124 с.
16. ГОСТ 31937–2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
17. Методика оценки остаточного ресурса несущих конструкций зданий и сооружений: методич. рекомендации / А. В. Цапулина, Г. Н. Кохало, С. А. Зенин, А. М. Петров. М. : Минстрой, 2018. 50 с.

18. *Лепарский Л. О., Ломакин А. Д.* Метод определения послойной влажности элементов деревянных конструкций в процессе эксплуатации // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1974. № 3. С. 160–162.
19. *Ломакин А. Д.* Оценка влажностного состояния клееных деревянных конструкций при их мониторинге // Деревообрабатывающая промышленность. 2008. № 1. С. 12–15.
20. *Славик Ю. Ю.* Опыт мониторинга покрытий зданий из деревянных клееных конструкций // Сб. науч. трудов. М. : МГСУ, 2011. С. 101–103.
21. *Славик Ю. Ю., Ломакин А. Д.* Мониторинг покрытий зданий с каркасом из большепролетных деревянных конструкций // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. трудов. Одесса : ОГАСА, 2008. Ч. 2. С. 32–40.
22. *Турковский С. Б., Ломакин А. Д., Погорельцев А. А.* Зависимость состояния клееных деревянных конструкций от влажности окружающего воздуха // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 3. С. 30–34.
23. *Черных А. Г., Шмидт А. Б., Тихомиров А. В., Нижегородцев Д. В., Улько А. А.* Исследование напряженно-деформированного состояния конструкций чердачного перекрытия и анализ технических решений выполненных строительных конструкций чердачного перекрытия Санкт-Петербургской духовной академии Русской православной церкви по адресу: г. Санкт-Петербург, наб. Обводного канала, д. 7, литера «Г». № госрегистрации АААА-А19-119031190073-7 от 11.03.2019.
24. *Черных А. Г., Корольков Д. И., Казакевич Т. Н., Нижегородцев Д. В., Мамедов Ш. М.* Оценка остаточного ресурса деревянных конструкций в условиях повышенной влажности // Architecture and Engineering. 2020. Т. 5. № 1. С. 10–19.
25. *Казакевич Т. Н., Миронова С. И., Коваль П. С., Васильев А. О.* Оценка работоспособности клееных несущих конструкций каплевидного купола атриума многофункционального комплекса, меры по повышению эксплуатационной надежности // Инновации в деревянном строительстве: мат-лы 11-й Междунар. науч.-практ. конф. [22–23 апреля 2021 г., СПбГАСУ]. СПб., 2021. С. 112–120.
26. *Ломакин А. Д.* Защита деревянных конструкций. М. : ООО РИФ «Стройматериалы», 2013. 424 с.
27. *Иванов Ю. М.* О длительной прочности древесины по результатам испытаний образцов крупного размера // Лесной журнал. 1978. № 1. С. 77–83.
28. ГОСТ Р 57790–2017. Конструкции деревянные несущие. Методы испытаний на прочность и деформативность.
29. СП 20.13330.2016. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.
30. *Коцегубов В. П., Михайлов Б. К., Синяев О. В., Конных П. А.* Актуальные проблемы прогнозирования несущей способности и долговечности деревянных перекрытий зданий старой постройки Санкт-Петербурга при выполнении ремонтно-реставрационных работ // Совершенствование и расчет строительных конструкций из дерева и пластмасс. СПб. : СПбГАСУ, 1994. 143 с.
31. *Хайруллин В. А., Салов А. С., Яковлева Л. А., Валишина В. В.* Учет величины физического износа объекта технической эксплуатации при оценке действительной стоимости здания // Интернет-журнал «Науковедение». 2015. Т. 7. № 5 (30). URL: <http://naukovedenie.ru/PDF/219TVN515.pdf>

32. Мищенко В. Я., Головинский П. А., Драпалюк Д. А. Прогнозирование темпов износа жилого фонда на основе мониторинга дефектов строительных конструкций // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура. 2009. № 4 (16). С. 111–117.

33. Алексеева Е. Л., Хлесткин А. Ю. Изучение закономерностей физического износа несущих конструкций зданий энергитической и химической отраслей // Наука и безопасность. 2014. № 4 (13). С. 43–47.

34. Васильев А. А. Анализ существующей оценки физического износа конструкций зданий и сооружений // OPEN INNOVATION: сб. статей VIII Междунар. науч.-практ. конф. Пенза, 2019. С. 36–38.

35. Тарарушкин Е. В. Применение нечеткой логики для оценки физического износа несущих конструкций зданий // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова. 2016. № 10. С. 77–82.

36. Гордеева О. Г. Расчетно-экспериментальные методы экспресс-оценки физического износа и остаточного ресурса зданий и сооружений: дис. ... канд. техн. наук: 05.26.02, 05.23.01. Новогорск, 2002.

37. Копцева Е. П., Лазарев А. Н. Краткая характеристика существующих методов оценки физического износа судов // Вестник Государственного университета морского и речного флота им. адмирала С. О. Макарова, 2014. № 1(23). С. 49–54.

38. Цуканов В. Н. Модифицированный метод срока жизни для расчета физического износа при массовой оценке // Вопросы оценки. 2013. № 3 (73). С. 42–43.

39. Белых А. В. Методика определения величины физического износа нежилых зданий для целей массовой оценки // Журнал правовых и экономических исследований. 2013. № 2. С. 78–86.

Глава 7. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ДЕГРАДАЦИИ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ

*А. Г. Черных, Е. В. Данилов, Д. И. Корольков, Т. Н. Казакевич,
П. С. Коваль, Д. В. Нижегородцев*

Существующие методы расчета деревянных конструкций могут недостаточно точно отражать реальные условия эксплуатации, а также специфику свойств современных материалов на основе древесины. При оценке одновременного действия на конструкцию нескольких факторов допускается ряд упрощений, которые могут считаться необоснованными. Так, например, нормативными документами слабо учитываются сезонные изменения силовых и температурно-влажностных воздействий. Учет изменений прочностных и жесткостных характеристик производится с помощью коэффициентов условий работы, однако не учитываются вид напряженного состояния, текущее гидротермическое состояние, степень анизотропии, что может приводить к некорректной оценке изменений прочности и итоговой долговечности [1]. При этом если при реконструкции менялось назначение здания с изменением условий эксплуатации, напряженного состояния или уровня нагрузки, то итоговая долговечность деревянных конструкций определяется без учета изменяющихся физико-механических характеристик используемой древесины.

7.1. Определение длительной прочности материала деревянных конструкций для оценки остаточного ресурса

Надежность проектируемых конструкций зависит от долговечности материала строительства. Одним из важнейших критериев долговечности является прочность древесины при длительной эксплуатации. Изучением поведения древесины во времени занимались многие исследователи в отечественной практике: Ю. М. Иванов, В. Г. Леннов, Р. Б. Орлович, Н. Л. Леонтьев, Ю. Ю. Славик, Б. П. Уголев, Ф. П. Белянкин, Е. Н. Квасников, В. П. Коцегубов, Д. Ю. Стрельцов, М. А. Сашин, А. Ю. Васильев и др. За рубежом наиболее популярны работы: С. С. Gerhards, J. D. Barrett, R. O. Foschi, В. R. Folz, F. Z. Yao [2–26].

В 1957 г. в ЛИСИ была организована лаборатория длительной прочности, оборудованная установками для проведения кратковременных и длительных испытаний древесины и слоистых пластиков на растяжение, сжатие и изгиб. Кроме установок для выдерживания под нагрузкой образцов малых размеров имелись стенды для испытания на долговременное сопротивление изгибу крупных образцов. Длительные испытания материалов производились на рычажных и пружинных установках, сконструированных на кафедре конструкций из дерева и пластмасс ЛИСИ (рис. 7.1, 7.2), а также на установках, изготовленных по чертежам ЦНИИМОД (рис. 7.3) и Института строительной механики УССР (рис. 7.4) [27].

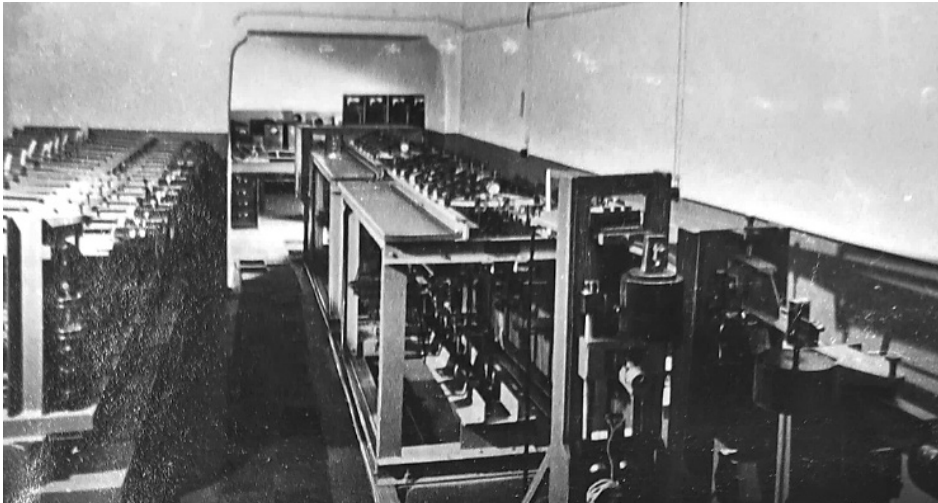


Рис. 7.1. Общий вид лаборатории длительной прочности ЛИСИ [27]

Для изучения влияния на длительное сопротивление древесины влажности и температуры воздуха были предусмотрены установки кондиционирования воздуха, состоящие из холодильной машины, камеры придания воздуху требуемой влажности, калорифера и каналов приточно-вытяжной вентиляции в помещении лаборатории.

Таким образом, оборудование позволяло проводить длительные испытания материалов на достаточно высоком уровне для своего времени и вносить существенный вклад в освещение вопросов длительной прочности деревянных и пластмассовых конструкций.

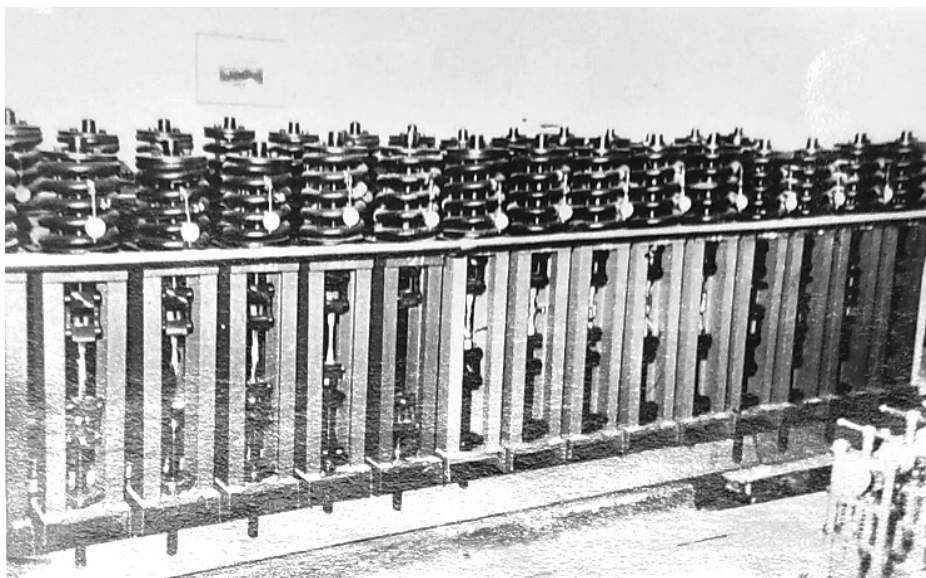


Рис. 7.2. Пружинные установки ЛИСИ для длительных испытаний [27]

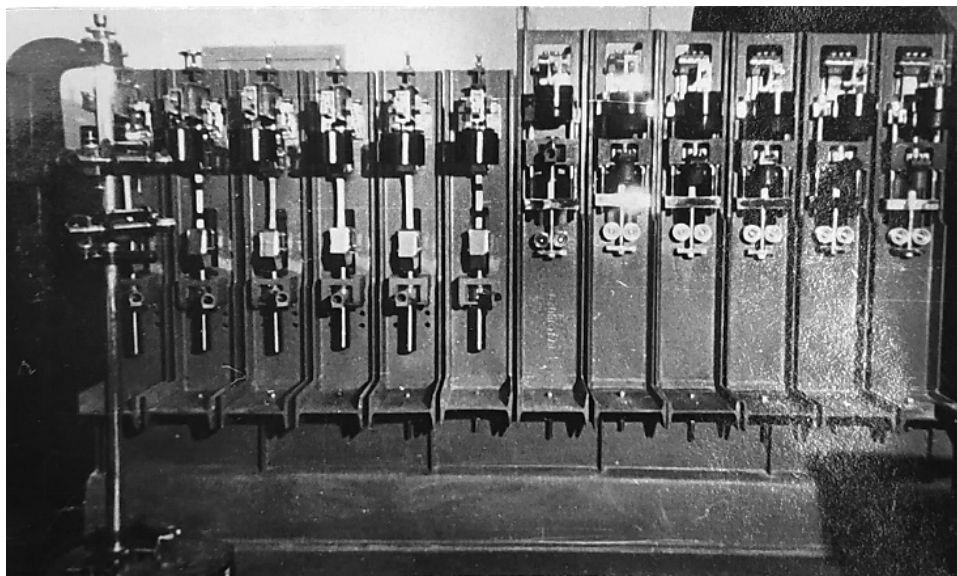


Рис. 7.3. Долговременные установки, выполненные по чертежам ЦНИИМОД [27]

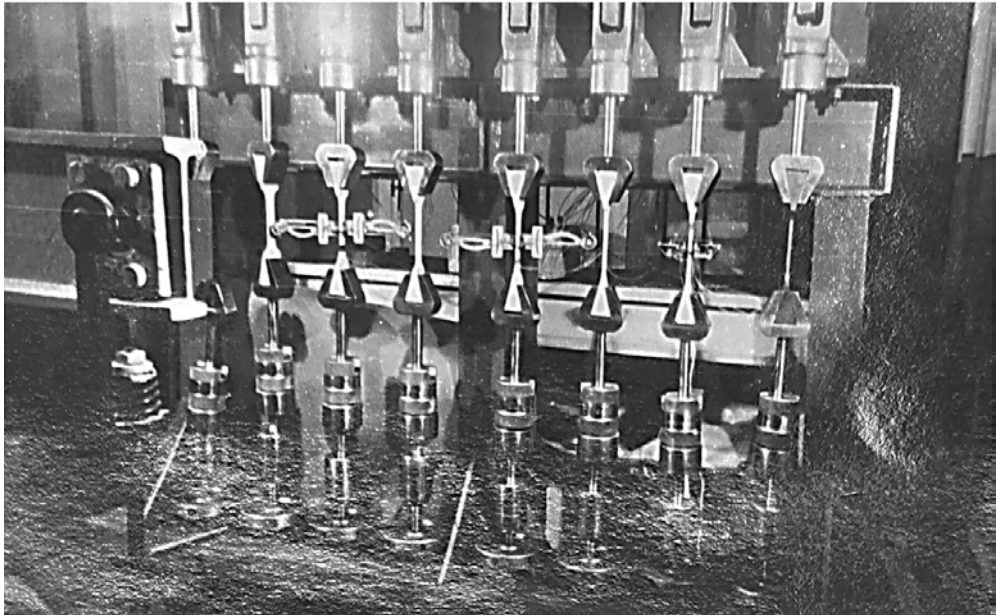


Рис. 7.4. Долговременные установки, выполненные по чертежам Института строительной механики УССР [27]

Одной из попыток теоретического определения длительного сопротивления древесины является формула Ф. П. Белянкина [15, 16]:

$$\sigma = \sigma_n + (\sigma_{вр} - \sigma_n) e^{-bt}, \quad (7.1)$$

где σ и t – соответственно напряжение и время; σ_n – предел длительного сопротивления; $\sigma_{вр}$ – предел прочности при машинных испытаниях; b – коэффициент.

А формула, предложенная С. Н. Журковым [26], позволяет оценивать длительную прочность твердого тела с учетом его молекулярного строения. При этом долговечность (время до разрушения) t может быть описана выражением

$$\tau_A = \tau_0 \exp\left(\frac{U_0 - \gamma\sigma}{RT}\right), \quad (7.2)$$

где τ_c – время до разрушения (долговечность), с; σ – напряжение, МПа; τ_0 – период тепловых колебаний атомов, с; U_0 – начальная энергия активации процесса разрушения, равная потенциальному барьеру разрыва химических связей твердых тел, кДж/моль; R – газовая постоянная, кДж/(моль·град); T – температура, К; γ – структурно-чувствительный коэффициент, кДж/(моль·МПа) [26].

Уравнение (7.2) описывает взаимосвязь процессов деградации прочности с учетом изменения температуры и уровня нагрузки. При этом предполагается возникновение изменений в межатомных связях при колебательных движениях атомов под воздействием температуры, вызывающих процесс последовательного накопления повреждений.

Уравнение (7.2) применимо для деревянных конструкций в интервале времени от 1 сут до 100 лет [27].

Ю. М. Иванов и его коллеги произвели подробный анализ и переработку материалов экспериментальных исследований и предложили методике определения длительной прочности древесины, которая нашла отражение в нормативных документах по проектированию и испытаниям деревянных конструкций [2–5]. Так, в условиях неизменности температуры выражение (7.2) можно записать следующим образом:

$$\tau_c = Ae^{-\alpha \cdot \sigma}, \quad (7.3)$$

где τ_c – время до разрушения (долговечность), с; A , α – постоянные уравнения; σ – уровень напряжения, МПа.

Логарифмируя выражение (7.3), получают зависимость

$$\lg \tau_c = \lg A - \frac{\alpha \cdot \sigma}{2,3}, \quad (7.4)$$

для которой строится график $(\sigma - \lg_{\text{сек}} t)$ (рис. 7.5). На графике изображена прямая, пересекающая ось напряжений в точке $\sigma_0 = 103 \%$, и ось длительности в точке $\lg_{\text{сек}} A = 17,1$. То есть при машинных испытаниях прочность $\sigma_{\text{вр.100}}$ принимается за 100 %. За время испытаний t_1 напряжение изменяется от 0 до $\sigma_{\text{вр.100}}$. При этом время неизменного напряжения [2]

$$t_1 = \frac{\sigma_{\text{вр.100}}}{38,1 \cdot W}. \quad (7.5)$$

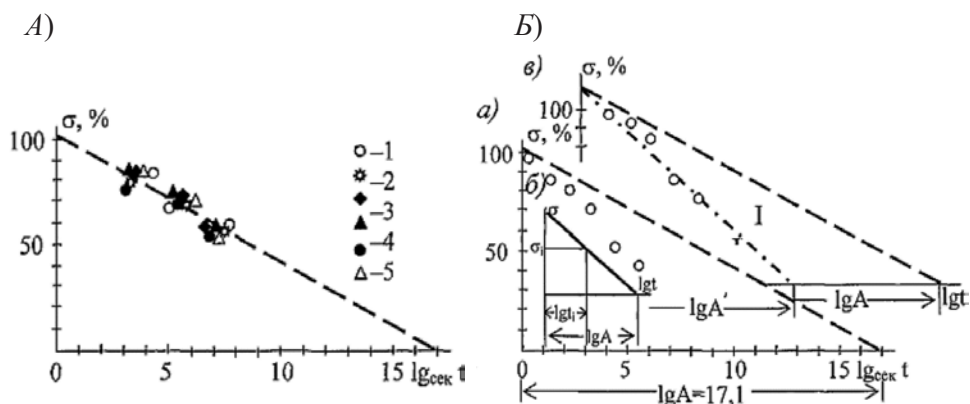


Рис. 7.5. Исследования длительной прочности древесины и фанеры [2, 21]:

A – график длительной прочности древесины и фанеры:

I – опытные значения (фанера) для среза вдоль волокон наружных слоев шпона (влажность 8 %); 2 – то же (влажность 30 %); 3 – срез поперек волокон (8 %); 4 – то же (30 %); 5 – скалывание в плоскости фанерного листа (8 %);

Б – экспериментальные данные о длительной прочности крупных образцов клееной древесины дугласовой пихты на растяжение поперек волокон (*a*, *б*, *в*) со схемой укорочения \lg времени до разрушения t_i (σ)

При определении расчетных сопротивлений древесины от действия кратковременного усилия может использоваться переводной коэффициент $m_{\text{дл}}$, учитывающий изменение сопротивления древесины во времени. По сути, данная величина является отношением длительной прочности к кратковременной, полученной при испытаниях. Так, для одновременного влияния постоянной нагрузки от собственного веса и временной – от снегового воздействия – значение $m_{\text{дл}} = 0,66$. При этом отмечается приведенное время воздействия, равное 10^6 – 10^7 с [29–31]. Данная методика находит применение в существующих нормативных документах по проектированию и испытанию деревянных конструкций [31, 32].

Используя коэффициент длительной прочности, длительное сопротивление при постоянном воздействии усилия и фиксированном времени эксплуатации можно определить из зависимости, предложенной Ю. М. Ивановым:

$$k_{\text{дл}} = 1,03 \left(1 - \frac{\lg_{\text{сек}} t}{\lg_{\text{сек}} A} \right), \quad (7.6)$$

где $\lg_{\text{сек}} A = 17,1$.

Однако при рассмотрении предложенного Ивановым Ю. М. [2–6] метода возникает вопрос: как при определении долговечности учитываются изменение материала (фанера, древесина сосны), изменение структуры материала, вида напряженного состояния, направления силы к волокнам, температуры эксплуатации.

Процесс деградации свойств древесины во времени объясняется постепенным разрывом связей частиц твердого тела, в результате которого на протяжении длительного времени накапливаются повреждения – до момента разрушения. Само разрушение происходит по причине концентрации микроразрывов (микротрещин) ввиду объединения и слияния. Таким образом, можно сделать вывод о детерминированной природе разрушения – снижение прочности при длительной нагрузке определяется физическими процессами разрыва связей [2].

Е. М. Знаменский и Ю. Ю. Славик предложили новую концепцию определения $m_{дл}$, при которой учитываются вероятностные характеристики прочности [33, 34]:

$$m_{дл} = \frac{1}{\exp \beta v} \left(1 - \frac{\lg B}{\lg A} + \frac{(\lg B - \lg t) \left[(\exp \beta v - 1) + \frac{\lg B}{\lg A} \right]}{\lg B} \right), \quad (7.7)$$

где β – индекс надежности (обеспеченность) сопротивления; v – коэффициент вариации прочности древесины; A, B – постоянные при фиксированной температуре.

М. А. Сашин [21] на основе уравнений С. Н. Журкова [26] приводит уравнения описания долговечности для «прямого пучка»:

$$\tau = \tau_m^* \exp \left[\frac{U_0^* - \gamma^* \sigma}{R} (T^{-1} - T_m^{-1}) \right], \quad (7.8)$$

а также прочности:

$$\sigma = \frac{1}{\gamma^*} \left(U_0^* - \frac{RT}{T_m^* - 1} \lg \frac{\tau}{\tau_m^*} \right), \quad (7.9)$$

где τ_m^* , U_0^* , γ^* и T_m^* – физические константы материала: τ_m^* – минимальная долговечность (период колебания кинетических единиц – атомов, групп атомов, сегментов), с; U_0^* – максимальная энергия активации разрушения, кДж/моль; γ^* – структурно-механическая константа, кДж/(моль·МПа); T_m^* – предельная температура существования твердого тела (температура разложения), К; R – универсальная газовая постоянная, кДж/(моль · К); τ – время до разрушения (долговечность), с; σ напряжение, МПа; T – температура, К.

Величины констант уравнений (7.8)–(7.9) предлагается определять графоаналитическим способом [35–36]. Результаты определения эмпирических постоянных для различных напряженных состояний приведены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Величины эмпирических и физических констант

Вид нагрузки	Эмпирические константы			
	τ_m^* , с	T_m^* , К	U_0^* , кДж/моль	γ^* , кДж/(МПа · моль)
Изгиб вдоль волокон	10^7	160	–131	–1,7
Скалывание вдоль волокон	10^7	200	–80	–21,6
Сжатие вдоль волокон 10 %	$10^{0,317}$	566	120	40,8

Причем отмечается, что зависимости $(\lg \tau - \sigma)$ и $(\lg \tau - 10^3/T)$ могут иметь отличие: прямые для пучков сходятся либо при предельно высокой температуре (формулы (7.8, 7.9)), либо при предельно низкой (формулы (7.10–7.11)) (рис. 7.6, 7.7), что наблюдается также и для ряда других материалов. Объясняется это может ориентацией волокон целлюлозы.

Уравнения описания долговечности для «обратного пучка»

$$\tau_c = \tau_m^* \exp \left[\frac{U_0^* - \gamma^* \sigma}{RT} \left(\frac{T_m^*}{T} - 1 \right) \right], \quad (7.10)$$

прочности

$$\sigma = \frac{1}{\gamma^*} \left(U_0^* - \frac{2,3RT}{\frac{T_m^*}{T} - 1} \lg \frac{\tau}{\tau_m^*} \right). \quad (7.11)$$

Приведенные формулы и постоянные уравнений могут применяться для прогнозирования остаточного ресурса конструкций и для определения итоговой долговечности деревянных конструкций.

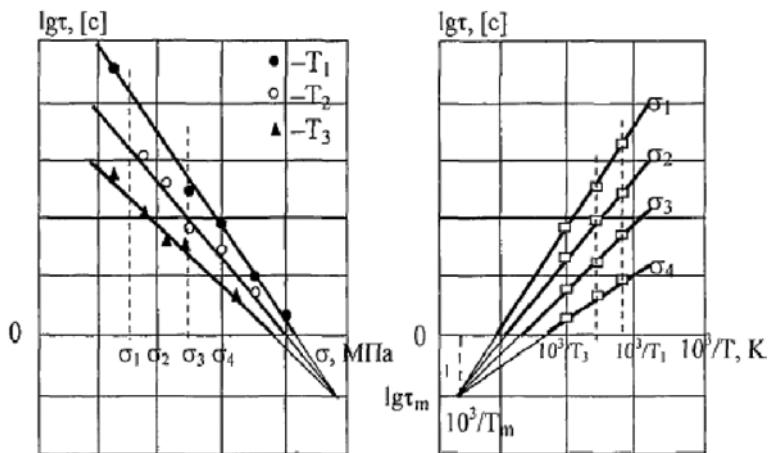


Рис. 7.6. Структурные зависимости при определении постоянных уравнений долговечности для «прямого пучка» [21]

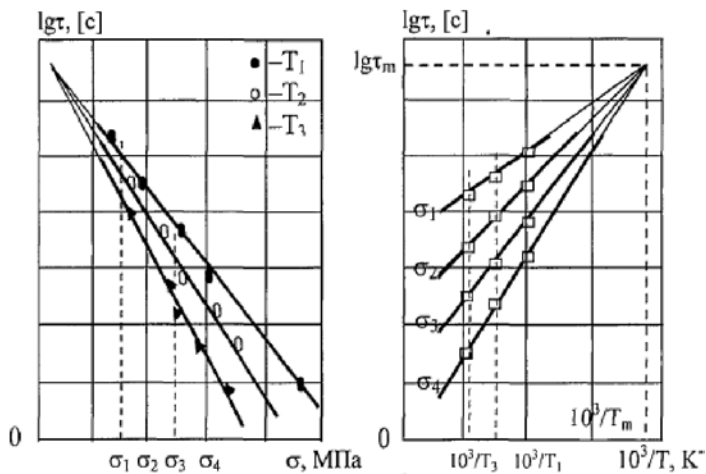


Рис. 7.7. Структурные зависимости при определении постоянных уравнений долговечности для «обратного пучка» [21]

7.2. Методика прогнозирования работоспособности и остаточного ресурса деревянных конструкций

Суммируя опыт исследователей в области прогнозирования работоспособности и долговечности конструкций [21, 37–39], можно выделить методики определения физического износа и остаточного ресурса с учетом деградаций прочностных свойств древесины.

Прогнозирование работоспособности может осуществляться по следующему алгоритму.

1. Для выбранного материала конструкции определяются характерные закономерности поведения материала (прямой или обратный пучок).

2. Определяются константы, входящие в состав выбранных уравнений на основании ранее проведенных исследований по выбранному материалу. Для древесины могут использоваться зависимости, приведенные в табл. 7.1.

3. Определяются условия дальнейшей эксплуатации с учетом уровня напряжений, температуры эксплуатации конструкций, особых воздействий в виде агрессивной среды или изменения влажности конструкций.

4. При заданных уровнях напряжений и температуры эксплуатации определяется долговечность материала конструкций. Для ускоренного определения можно воспользоваться диаграммами структурных зависимостей, приведенными в известных работах [21, 39].

5. Определяя фактические напряжения в элементах конструкции, а также сравнивая их с расчетным длительным сопротивлением древесины, можно сделать вывод о выполнении или невыполнении условий прочности и использовать данные знания для определения износа, относительной надежности и остаточного ресурса.

Прогнозирование остаточного ресурса деревянных конструкций с учетом деградаций прочностных свойств, с учетом времени действия нагрузок, а также разных температурных режимов проводится по соответствующей методике [40].

1. Определяются напряжения в исследуемой конструкции или элементе конструкции.

2. По силовой зависимости долговечности от напряжений (уравнение (7.11)) определяется критическое время до разрушения τ_c .

3. По соотношению длительности воздействия τ_i с заданным уровнем напряжений и критического времени до разрушения τ_{ic} определяется использованный ресурс $K_i = \tau_i / \tau_{ic}$.

4. Из выражения $1 - K_i = K_{oi}$ определяется остаточный ресурс в безразмерном выражении K_{oi} для данного этапа жизненного цикла исследуемого элемента (рис. 7.8).

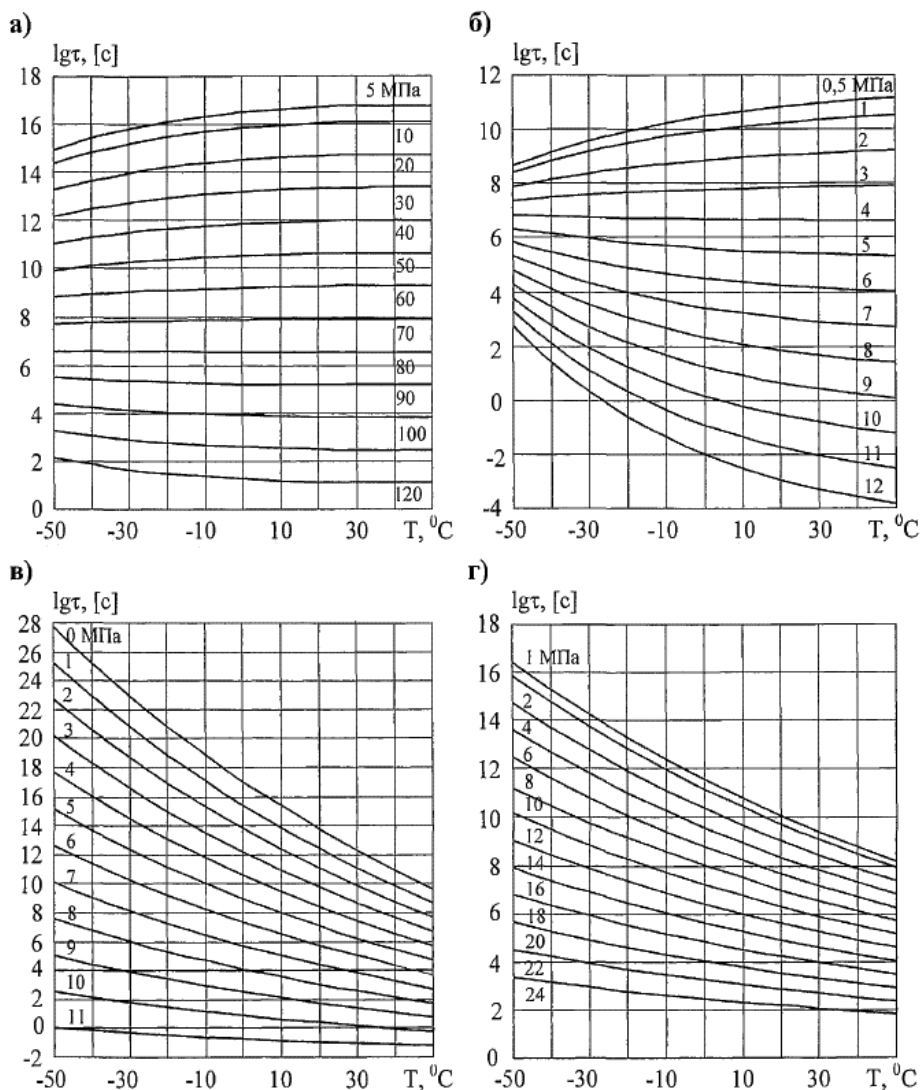


Рис. 7.8. Диаграмма для определения работоспособности сосны 2-го сорта: а – при поперечном изгибе; б – при скалывании; в – при пенетрации (глубина вдавливания индентора – 1 мм); г – при деформировании сжатием (10 %) [21]

5. Пункты 1–3 повторяются для исследуемого количества жизненных циклов конструкций (элементов конструкций).

6. Результаты предыдущего этапа суммируются с результатами текущего цикла, и вычисляется значение использованного ресурса перед началом эксплуатации последующего этапа. Вычисляется остаточный ресурс.

Пример: определить остаточный ресурс деревянных конструкций перекрытия, прослуживших 100 лет ($\lg \tau_i = 9,5$ с) при температурах зимнего периода -20°C ($T_1 = 253,15$ К), летнего периода 35°C ($T_2 = 308,15$ К). Дальнейшая эксплуатация подразумевает сохранение условий эксплуатации ($T_1 = 253,15$ К, $T_2 = 308,15$ К). Шаг расстановки лаг пола $S_{\text{лаг}} = 1$ м, сечение лаг 190×45 мм, приложенная нагрузка соответствует уровню $q = 16$ кН/м². Расчетная схема представлена на рис. 7.9.

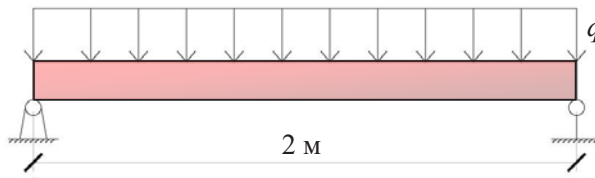


Рис. 7.9. Расчетная схема для примера расчета лаг пола

Равномерная нагрузка на балку: $q = p \cdot S_{\text{лаг}} = 12 \cdot 1 = 16$ кН/м.

Изгибающий момент: $M = ql^2 / 8 = 16 \cdot 2^2 / 8 = 8$ кН · м.

Момент сопротивления $W = bh^2 / 6 = 0,045 \cdot 0,19^2 / 6 = 270,75 \cdot 10^{-6}$ м³.

Нормальные напряжения для изгибаемых элементов:

$$\sigma_{\text{н}} = M / W = 8 \cdot 10^{-3} / 270,75 \cdot 10^{-6} = 29,55 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned}\sigma_{T_1} &= \frac{1}{\gamma^*} \left(U_0^* - \frac{RT}{T_m^* - 1} \lg \frac{\tau}{\tau_m^*} \right) = \\ &= \frac{1}{-1,7} \left(-131 - \frac{4,6 \cdot 4,2 \cdot 0,308}{0,16 - 1} \lg \frac{10^{9,5}}{10^7} \right) = 58,8 \text{ МПа}; \\ \sigma_{T_2} &= \frac{1}{-1,7} \left(-131 - \frac{4,6 \cdot 4,2 \cdot 0,253}{0,16 - 1} \lg \frac{10^{9,5}}{10^7} \right) = 57,5 \text{ МПа}; \\ \sigma_{\text{ср}} &= \frac{\sigma_{T_1} + \sigma_{T_2}}{2} = \frac{58,8 + 57,5}{2} = 58,2 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Таким образом, на текущий момент времени для конструкций перекрытия прочность на изгиб обеспечена: $58,2 > 29,55$ МПа.

С текущим уровнем напряжений может быть оценена долговечность конструкций:

$$\begin{aligned}\tau_{cT_1} &= \tau_m^* \exp \left[\frac{U_0^* - \gamma^* \sigma}{RT} \left(\frac{T_m^*}{T} - 1 \right) \right] = \\ &= 10^7 \exp \left[\frac{-131 - (-1,7) \cdot 29,55}{4,2 \cdot 4,6 \cdot 0,308} \left(\frac{0,16}{0,308} - 1 \right) \right] = \\ &= 6,8 \cdot 10^9 \text{ с} = 215,59 \text{ лет}; \\ \tau_{cT_2} &= 10^7 \exp \left[\frac{-131 - (-1,7) \cdot 29,55}{4,2 \cdot 4,6 \cdot 0,253} \left(\frac{0,16}{0,253} - 1 \right) \right] = \\ &= 4,34 \cdot 10^9 \text{ с} = 137,72 \text{ лет}; \\ \tau_{c\text{ср}} &= \frac{\tau_{cT_1} + \tau_{cT_2}}{2} = \frac{215,59 + 137,72}{2} = 176,66 \text{ года}.\end{aligned}$$

Долговечность составила 176,66 года. Остаточный ресурс в годах составит: $176,66 - 100 = 76,66$ года.

Исчерпанный ресурс 1-го этапа: $K_1 = \tau_1 / \tau_{1c} = 100 / 176,66 = 0,5661$ (56,61 %).

Остаточный ресурс 1-го этапа: $K_{01} = 1 - K_1 = 1 - 0,56605 = 0,4339$ (43,39 %).

В случае изменения условий эксплуатации данной конструкции перекрытия (этап 2) можно прогнозировать изменение долговечности и остаточного ресурса конструкций из условия прочности. Предположим, произошло изменение начальных условий из-за гипотетической реконструкции балок перекрытий: новый режим эксплуатации примем в диапазоне температур 8–25 °C ($T_1 = 281,15$ К, $T_2 = 298,15$ К). Новый уровень напряжений в процессе проведения реконструкции изменился и составил 45 МПа. Увеличение напряжений может быть связано с конструктивными изменениями, включающими: изменение расчетной схемы балки, уменьшение сечения из-за поражения сечения патогенными микроорганизмами или выполнения подрезок, меняющих сечение конструкции.

При этом долговечность древесины в новых условиях составит:

$$\tau_{cT_1} = \tau_m^* \exp \left[\frac{U_0^* - \gamma^* \sigma}{RT} \left(\frac{T_m^*}{T} - 1 \right) \right] = 10^7 \exp \left[\frac{-131 - (-1,7) \cdot 45 \left(\frac{0,16}{0,298} - 1 \right)}{4,2 \cdot 4,6 \cdot 0,298} \right] =$$

$$= 8,01 \cdot 10^8 \text{ с} = 25,41 \text{ года};$$

$$\tau_{cT_2} = 10^7 \exp \left[\frac{-131 - (-1,7) \cdot 45 \left(\frac{0,16}{0,281} - 1 \right)}{4,2 \cdot 4,6 \cdot 0,281} \right] = 7,54 \cdot 10^8 \text{ с} = 23,91 \text{ года};$$

$$\tau_{\text{ср}} = \frac{\tau_{cT_1} + \tau_{cT_2}}{2} = \frac{25,41 + 23,91}{2} = 24,66 \text{ года.}$$

Каждый год эксплуатации в новых условиях (2-й этап) ресурс будет исчерпываться на величину: $K_2 = \tau_2 / \tau_{2c} = 1 / 24,66 = 0,0406$ (4,06 %).

С учетом остаточного ресурса после 1-го этапа $K_{01} = 0,4339$, каждый год в новых условиях остаточный ресурс будет снижаться на 0,0406. Таким образом, конструкция сможет прослужить в новых условиях еще $0,4339 / 0,0406 = 10,68$ года.

Если рассмотреть остаточный ресурс на пятом году жизни конструкции для 2-го этапа, то исчерпание ресурса уже составит $K_2 = \tau_2 / \tau_{2c} = 5 / 24,66 = 0,2027$ (20,27 %).

Использованный ресурс с учетом 1-го и 2-го этапов составит:

$$K_1 + K_2 = 0,5661 + 0,2027 = 0,7688.$$

Остаточный ресурс после пятого года для 2-го этапа:

$$K_{02} = 1 - (K_1 + K_2) = 1 - 0,7688 = 0,2312 \text{ (23,12 \%)}.$$

Зная, насколько снижается остаточный ресурс за один год для 2-го этапа, можно его рассчитать в годах: $K_{02} = 0,2312 / 0,0406 = 5,69$ года.

С учетом продолжительности эксплуатации для 1-го этапа в 100 лет и для 2-го этапа 5 лет итоговый остаточный ресурс составил 5,69 года. Рассмотренная методика позволяет учитывать влияние изменений уровня напряжений, температуры эксплуатации, длительности воздействия нагрузки на долговечность и остаточный ресурс.

Вероятно, при применении теории определения длительной прочности для деревянных конструкций [21] требуется ограничить допускаемый диапазон для вычисления долговечности или длительной прочности, отражающий спектр значений, применяемых в строительстве (1–300 лет). Концепция определения долговечности и остаточного ресурса для деревянных конструкций может считаться справедливой и может быть рекомендована для углубленного анализа и внедрения в практику проектирования с учетом корректировок согласно предлагаемым замечаниям.

Недостатки данного метода:

- при расчетах долговечности (при известном уровне напряжений и температуры) и при определении длительных сопротивлений древесины (при известном сроке службы и температуры) результаты вычислений отличаются;
- уровень напряжений и долговечность конструкций могут прогнозироваться с сильными завышениями относительно существующих классических методов определения предела прочности при проектируемом сроке службы деревянных конструкций согласно СП 64.13330 [31], однако значения близки к характеристикам, рассмотренным в работах [8, 11, 14];
- методика вычислений позволяет корректировать эмпирические константы приведенных уравнений, однако в существующей литературе отсутствуют данные этих констант для учета разных уровней влажности, размеров поперечных сечений, использования иного материала (LVL, КДК, LSL, PSL, ДПК и др.), а также других факторов, влияющих на длительную прочность;

- при определении расчетного сопротивления существующими нормами подразумевается уменьшение прочности и жесткости (справедливо для КДК [41, 42]) конструкций при изгибе с повышением температуры от 35 до 50 °С, однако предложенные диаграммы (см. рис. 7.8) говорят об обратном – при повышении температуры прочность древесины на изгиб растет, а при падении температуры ниже 0 °С не учитывается фактическое упрочнение за счет замерзания влаги в древесине. (древесина при эксплуатации всегда обладает влажностью, и при понижении температуры прочность древесины повышается за счет замерзания молекул воды).

Для случаев, когда эмпирические постоянные уравнений (7.6)–(7.9) отсутствуют, могут использоваться реальные показатели прочности материалов по проведенным испытаниям на определение предела прочности.

Таким образом, имея скорректированные константы для материала деревянных конструкций с учетом влажности и размеров поперечного сечения элементов, возможно корректное определение длительной прочности древесины для оценки ее остаточного ресурса с учетом изменений условий эксплуатации конструкций и других факторов, снижающих прочность.

Методика определения остаточного ресурса обязательно должна включать расчет ресурса по критерию прочности. При этом назначение остаточного ресурса, превышающего остаточный ресурс по критерию прочности, недопустимо.

Библиографический список

1. Орлович Р. Б. Длительная прочность и деформативность конструкций из современных древесных материалов при основных эксплуатационных воздействиях: дисс. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Брест, 1990. 317 с.
2. Иванов Ю. М., Баженев В. А. Исследования физических свойств древесины. М. : Изд-во АН СССР, 1959. 239 с.
3. Иванов Ю. М., Лобанов Ю. А. О методе оценки длительной прочности древесины и фанеры // Известия вузов. Строительство. 1977. № 9. С. 25–30.
4. Иванов Ю. М., Славин Ю. Ю. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон // Известия вузов. Строительство. 1986. № 10. С. 22–26.
5. Иванов Ю. М., Лобанов Ю. А. О методе оценки длительной прочности древесины и фанеры // Известия вузов. Строительство. 1977. № 9. С. 25–30.
6. Иванов Ю. М., Славин Ю. Ю. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон // Известия вузов. Строительство. 1986. № 10. С. 22–26.
7. Леннов В. Г. Исследование прочности и деформативности древесины сосны под действием длительной нагрузки применительно к теории расчета элементов деревянных конструкций : автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Л., 1958. 55 с.
8. Леонтьев Н. Л. Длительное сопротивление древесины. М. ; Л. : Гослесбумиздат, 1957. 132 с.
9. Леонтьев Н. Л. Влияние влажности на физико-механические свойства древесины. М. : Госбумиздат, 1962. 114 с.
10. Леонтьев И. Л. Упругие деформации древесины. Л. : Гослесбумиздат, 1952. 120 с.
11. Славин Ю. Ю. Влияние основных эксплуатационных факторов на безопасность деревянных конструкций // Исследования в области деревянных конструкций. М. : ЦНИИСК, 1985. С. 107–117.
12. Славин Ю. Ю. [и др.]. Вопросы оценки надежности деревянных конструкций // Состояние и перспективы исследований в области деревянных конструкций. М. : ЦНИИСК, 1983. С. 94–105.
13. Уголев Б. Н. Испытание древесины и древесных материалов. М. : Лесн. пром-сть, 1965. 251 с.
14. Уголев Б. Н. Деформативность древесины и напряжения при сушке. М. : Лесн. пром-сть, 1971. 174 с.
15. Белянкин Ф. Н., Яценко Ф. П. Деформативность и сопротивляемость древесины как упруго-вязкопластического тела. Киев : Изд-во АН УССР, 1967. 198 с.
16. Белянкин Ф. П. Длительное сопротивление дерева. Киев ; М. ; Л. : ОНТИ, 1934. 40 с.
17. Квасников Е. Н. Вопросы длительного сопротивления древесины. Л. : Стройиздат, 1972. 95 с.
18. Квасников Е. Н. Вопросы обследования, испытания и усиления деревянных конструкций : метод. пособие. Л. : ЛИСИ, 1958. 9 с.
19. Коцегубов В. П. Сопротивление древесины сосны повторным и длительным нагрузкам : автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л., 1951. 23 с.

20. *Стрельцов Д. Ю.* Исследование несущей способности длительно эксплуатируемых деревянных конструкций : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. М., 2003. 26 с.
21. *Сашин М. А.* Прогнозирование и повышение долговечности и длительной прочности древесины в строительных изделиях и конструкциях : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05. Воронеж, 2006. 22 с.
22. *Васильев А. Ю.* Долговечность плоских и пространственных сквозных деревянных конструкций : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Харьков, 2015. 181 с.
23. Gerhards C.C. Time-related effects on wood strength: a linear cumulative damage theory // Wood Sci. 1979. No. 11(3). p. 139–144.
24. *Barrett, J. D., Foschi, R. O.* Duration of load and probability of failure of wood. Part 1. Modelling creep rupture // Can. J. of Civil Engineering. 1978. Vol. 5. № 4. p. 505–514.
25. *Foschi, R. O., Folz, B. R., Yao, F. Z.* Reliability-based design of wood structures / Structural research series. Rep. No. 34/ Dep. of Civil Eng., Univ. of British Columbia, Vancouver, Canada, 1989.
26. *Журков С. Н.* Проблема прочности твердых тел // Вестник АН СССР. 1957. Вып. 11. С. 78–82.
27. *Квасников Е. Н.* Вопросы длительного сопротивления древесины и конструктивных элементов из дерева и слоистых пластиков : дис. ... д-ра техн. наук. Л., 1972. 330 с.
28. *Успенская Г. Б.* Надежность цельнодеревянных и клееных элементов деревянных конструкций и ее обеспечение на стадии производства : дис. ... канд. техн-х наук. М., 1989.
29. Пособие по проектированию деревянных конструкций к СНиП II-25–80. М. : Стройиздат, 1986.
30. *Рюмина Е. Б., Успенская Г. Б.* Некоторые вопросы длительной прочности древесины // Повышение эксплуатационной надежности и защита древесины. Архангельск : Ин-т мех. обраб. древесины, 1987. 165 с.
31. СП 64.13330.2017 «СНиП II-25–80. Деревянные конструкции» (с изм. № 1, № 2). М. : ЦНИИСК, 2017. 97 с.
32. ГОСТ 33082–2014. Конструкции деревянные. Методы определения несущей способности узловых соединений.
33. *Знаменский Е. М.* Совершенствование нормирования расчетных характеристик элементов деревянных конструкций // Разработка и совершенствование деревянных конструкций : сб. науч. трудов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М. : ЦНИИСК, 1989. 217 с.
34. *Славик Ю. Ю.* Вероятностные характеристики длительной прочности древесины // Разработка и совершенствование деревянных конструкций : сб. науч. трудов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М. : ЦНИИСК, 1989. 217 с.
35. *Ратнер С. В., Ярцев В. П.* Физическая механика пластмасс. Как прогнозируют работоспособность. М. : Химия, 1992. 320 с.
36. *Ратнер С. В., Ярцев В. П.* Пути перехода от испытаний образца к прогнозу работоспособности деталей из пластмасс. М. : НИИТЭ-ХИМ, 1982. 40 с.

37. *Киселева О. А., Сашин М. А., Ярцев В. П.* Прогнозирование работоспособности древесины под воздействием различных факторов // Прогрессивные технологии развития : сб. науч. статей. Тамбов : БМА, 2004. С. 247–249.

38. *Киселева О. А., Ярцев В. П., Сашин М. А., Сузюмов А. В.* Влияние структуры на механизм разрушения древесных композитов // Актуальные проблемы современного строительства : мат-лы междунар. науч.-техн. конф. Пенза : ПГАСА, 2005. С. 134–138.

39. *Ярцев В. П., Киселева О. А.* О методе прогноза долговечности и длительной прочности древесины и фанеры в строительных конструкциях // Эффективные строительные конструкции : теория и практика : мат-лы III Междунар. науч.-техн. конф. Пенза, 2004. С. 211–215.

40. *А. К. Шатров, М. М. Михнев, М. В. Баранов.* Определение остаточного ресурса анизотропной конструкции из полимерного композиционного материала // Исследования наукограда. 2012. № 1. Железногорск : Технологическая платформа «Национальная информационная спутниковая система». С. 3–8.

41. *Антипов Д. В.* Прочность и деформативность клеедеревянной балки с учетом времени, влажности и температуры эксплуатации : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Тамбов, 2010. 173 с.

42. *Найчук А. Я., Погорельцев А. А., Серов Е. Н.* Теория и практика дальнейшего развития деревянных конструкций. Ч. 1. Нагрузки, расчетные сопротивления и длительная прочность древесины // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 6. С. 38–44.

Глава 8. ИССЛЕДОВАНИЕ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УПРАВЛЕНИЕМ НДС В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

М. Б. Москалев

Пространственные деревянные и металлодеревянные конструкции и методы их расчета получили развитие в 1930-х и успешно развиваются, реализуя на практике покрытия до 200 и более метров. В этом направлении работали П. А. Дмитриев, Ф. Ф. Гаянов, И. М. Гринь, В. Ф. Иванов, М. Е. Каган, М. Ф. Ковальчук, А. Г. Кондаков, Г. В. Кривцова, Б. В. Лабундин, С. А. Малбиев, К. П. Пятикрестовский, К. И. Рузиев, Г. В. Свеницкий, Е. И. Светозарова, Е. Н. Серов, Ю. В. Слицкоухов, А. В. Турков, С. Б. Турковский, Я. Ф. Хлебной и др. [8, 9].

Решетчатые конструкции являются распространенным видом пространственных систем, их можно разделить на перекрестно-стержневые конструкции (ПСК) и сетчатые оболочки. Конструктивные решения металлодеревянных ПСК можно условно объединить в две группы: конструкции типа СибЗНИИЭП и ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко и ЦНИИПромзданий [13, 14].

Первый тип стержневых конструкций образуют плиты из элементов на ячейку. Во втором типе стержневых конструкций продольные элементы верхней и нижней сеток по длине равны половине пролета, а остальные элементы – размером с ячейку.

Для повышения надежности и несущей способности рационально использовать управление (регулирование) НДС (напряженно-деформируемым состоянием) в ходе эксплуатации.

В нашей стране конструкции с управляемым НДС (управляемые конструкции) известны по работам Н. П. Абовского, И. С. Инжутова, Л. В. Енджиевского, В. И. Жаданова и др. [1–7].

Значимость обозначенной проблемы подтверждает создание в августе 1994 г. в Пасадене (Калифорния, США) международной ассоциации по управляемым конструкциям (IASC – International Association for Structural Control), первым президентом которой был профессор George W. Housner. IASC охватывает широкий круг проблем развития строительных и нестроительных конструкций, а также проблемы образования. В Европе создана ассоциация по управляемым конструкциям с центром

в Италии (президент – профессор F. Casciati) и издается журнал Journal of Structural Control.

8.1. Расчет пространственных конструкций с помощью континуальной расчетной схемы

При расчете с помощью континуальной расчетной схемы применяем приближенный инженерный метод расчета, основанный на представлении шарнирно-стержневой системы как континуальной расчетной модели в виде сплошной плиты. При этом граничные условия, нагрузка и упругие характеристики материалов приняты эквивалентными плитно-структурной конструкции. Ошибка в усилиях по сравнению с расчетом структуры как шарнирно-стержневой системы обычно не превышает 15–20 % и может быть доведена до 5–10 % при учете работы плиты на сдвиг, что нашло свое отражение в работах С. П. Тимошенко [11].

Предварительный расчет на изгиб структурных плит с малой относительной высотой ($h/L = 1/20 \dots 1/17$) производится в соответствии с классической теорией изгиба плит без учета влияния сдвига на прогибы (гипотеза прямой нормали). Расчет сводится к решению дифференциального уравнения с учетом граничных условий на каждой кромке плиты:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\xi \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x, y)}{D_{\text{пр}}}, \quad (8.1)$$

где w – прогиб; $q(x, y)$ – распределенная нагрузка; $D_{\text{пр}}$ – цилиндрическая жесткость на изгиб: $D_{\text{пр}} = k_1 \cdot E_{\text{в}} \cdot F_{\text{в}} \cdot S \cdot \text{tg}2\alpha$; $k_1 = \frac{1}{2(1+n_1)}$; $E_{\text{в}}, F_{\text{в}}$ – модуль

упругости и площадь стержней верхнего пояса; S – длина панели пояса; α – угол между раскосами и плоскостью нижнего пояса; ξ – коэффициент,

учитывающий степень работы структуры на кручение: $\xi = \mu + \frac{2D_{\text{хупр}}}{D_{\text{пр}}}$; μ –

коэффициент Пуассона; $D_{\text{хупр}}$ – жесткость на кручение; n_1 – коэффициент, учитывающий материал верхнего и нижнего пояса структуры:

$$n_1 = \frac{E_{\text{в}} F_{\text{в}}}{E_{\text{н}} F_{\text{н}}}; \quad (8.2)$$

E_n, F_n – модуль упругости и площадь сечения нижнего пояса; n_1 – коэффициент, учитывающий степень работы структуры на кручение: $\xi = \mu + \frac{2D_{хупр}}{D_{пр}}$; μ – коэффициент Пуассона; $D_{хупр}$ – жесткость на кручение.

Представим прогибы в виде:

$$w = C \left[\gamma (16x^4 - 24a^2x^2 + 5a^4) + \delta (16y^4 - 24b^2y^2 + 5b^4) \right] + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \operatorname{ch} \frac{n\pi y}{a} \cos \frac{n\pi x}{a} + \sum_{n=1}^{\infty} B_n \operatorname{ch} \frac{n\pi x}{b} \cos \frac{n\pi y}{b} + \sum_{n=1}^{\infty} C_n y \operatorname{sh} \frac{n\pi y}{a} \cos \frac{n\pi x}{a} + \sum_{n=1}^{\infty} D_n x \operatorname{sh} \frac{n\pi x}{b} \cos \frac{n\pi y}{b}, \quad (8.3)$$

где $C = \frac{q}{384D_{прив}(\gamma + \delta)}$; δ – соотношение сторон плиты, для квадратной плиты $\delta = 1$; a, b – стороны плиты, для квадратной плиты $a = b$; $\gamma = \frac{E_1 I_1}{a D_{пр}}$;

$E_1 I_1$ – жесткость несущих пластину балок при изгибе, при $E_1 I_1 = 0$ приходим к пластине, опертой в вершинах; A_n, B_n, C_n, D_n – неизвестные постоянные; $n = 1, 3, 5 \dots$

После дифференцирования выражения (8.3) получено выражение для момента и поперечной силы. Для принятых граничных условий по методу Б. Г. Галеркина определяются постоянные A_n, B_n, C_n, D_n .

На основе общей теории расчета ДК с учетом податливости узловых соединений, разработанной Б. В. Лабудиным [10], были произведены расчеты податливости металлодеревянной ПСК.

Выражение для продольных усилий N имеет вид:

$$N = \beta_1 \alpha_1 q a^2, \quad (8.4)$$

где β_1 – коэффициент, зависящий от формы, упругих постоянных, размеров панели ПСК.

Усилия в стержнях поясов с учетом усилий в затяжках:

$$N_{\frac{в}{н}\text{-пояс}} = \pm \beta_1 (\gamma_1 \frac{N_3}{S} (h_k + \frac{h_n}{2}) - \alpha_1 q a^2) - N_3, \quad (8.5)$$

где h_k – высота консоли; h_n – высота структуры; N_3 – усилие в затяжке.

Здесь выражение для усилий в поясах состоит из двух слагаемых. Первое слагаемое – это усилие от затяжки, а второе – усилие от действия

вертикальной нагрузки. Чем меньше сумма этих двух слагаемых, тем меньше будет суммарное усилие в элементе. Однако в разных элементах структуры коэффициенты α_1 и γ_1 будут разными, и, соответственно, однозначно подобрать требуемое усилие в затяжке достаточно сложно.

Для регулирования усилий в стержнях структуры введем безразмерный параметр η . Тогда можно задаться η и подобрать усилие в затяжке так, чтобы в данном элементе полное усилие изменилось на параметр η . Таким образом, усилие в затяжке будет:

$$N_{\text{в-пояс}} = \pm \beta_1 \left(\gamma_1 \frac{N_3}{S} \left(h_k + \frac{h_n}{2} \right) - \alpha_1 q a^2 \right) - N_3. \quad (8.6)$$

Как видно из формулы (8.5), усилия в затяжке создают дополнительные сжимающие усилия в структуре, а также выгибают структуру вверх. Обратный изгиб структуры будет тем больше, чем больше длина консоли. Применение консоли позволяет увеличить разгружающий эффект от затяжек. Другим следствием является то, что усилия в нижнем поясе под влиянием затяжки будут изменяться больше, чем в верхнем поясе.

Рассмотрены две принципиальные схемы расположения затяжек в структуре: затяжки по контуру (рис. 8.1), применение которых рационально при опоре структуры в углах; затяжки, расположенные в двух направлениях вдоль всех элементов нижнего пояса (рис. 8.2), применение которых рационально при опирании структуры на опоры, расположенные вдоль контура.

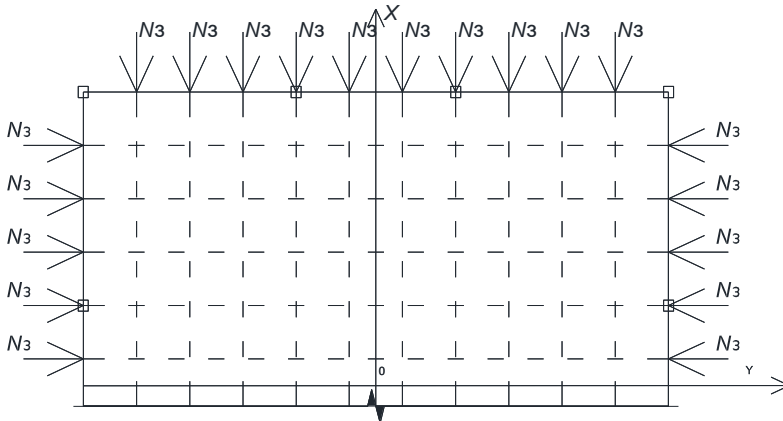


Рис. 8.1. Схема с ортогонально расположенными затяжками в каждом элементе нижнего пояса

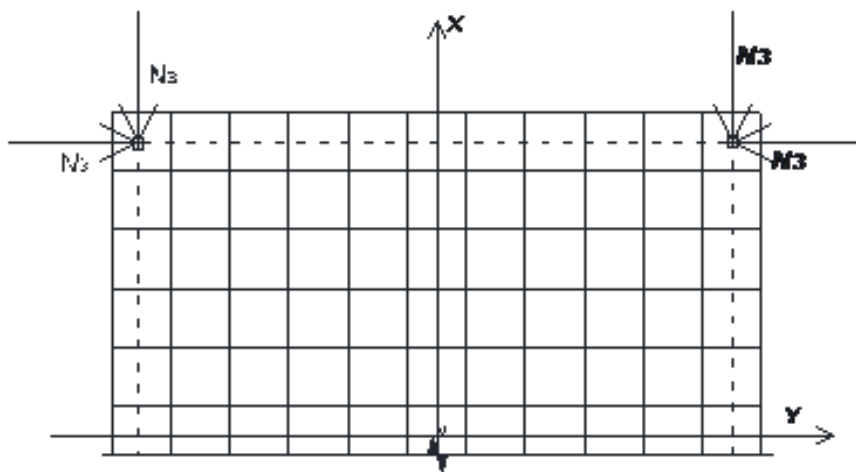


Рис. 8.2. Схема установки с затяжками по контуру

8.2. Расчет пространственных конструкций с помощью метода конечных элементов

Для расчета конструкций любого типа с использованием метода конечных элементов применяем программные комплексы для расчета НДС ПСК с учетом дополнительных усилий. Аналитический метод используется для контроля правильности нахождения НДС в характерных точках. Для этого проведен численный эксперимент при помощи программного комплекса Lira 9.6.

Блок-схема расчета представлена на рис. 8.3.

Расчетная схема конструкции представлена как стержневая система, в которой стержни моделируются универсальным пространственным стержневым КЭ. Для учета осевой податливости узловых соединений можно воспользоваться общим выражением

$$N = C_1 \cdot \Delta_1 \pm C_2 \cdot \Delta_2 \pm C_3 \cdot \Delta_3 \pm \dots \pm C_n \cdot \Delta_n. \quad (8.7)$$

Для упругой стадии можно воспользоваться только первым членом $C_1 = N / \Delta_1$, где $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$ – коэффициенты линейной податливости узлов; C_1, C_2, \dots, C_n – коэффициенты линейной податливости узлов.

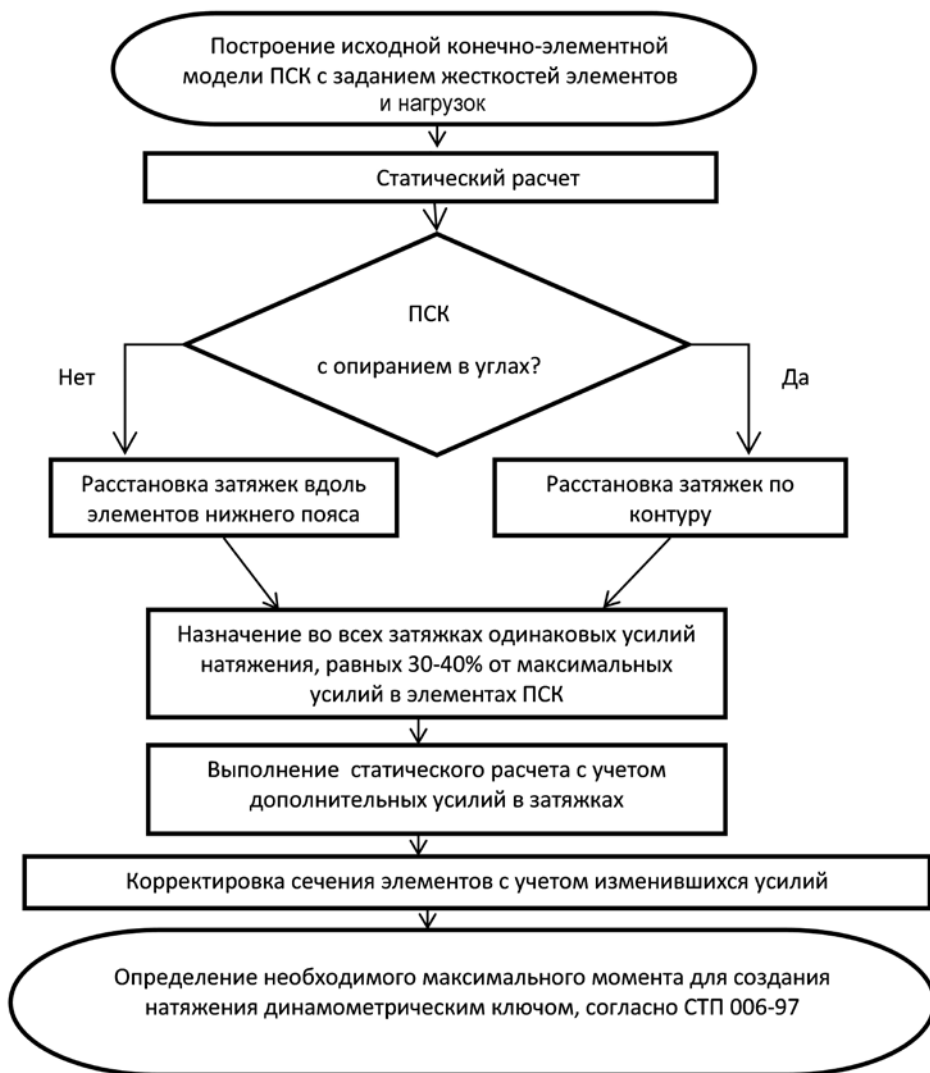


Рис. 8.3. Блок-схема расчета металлодеревянной ПСК с регулируемыми усилиями в МКЭ

В качестве примера исследовали структуру размером в плане 32×32 м, высотой 1,6 м, загруженную снеговой нагрузкой для Санкт-Петербурга. Элементы нижнего пояса приняты из стали круглого сечения диаметром 60 мм, раскосы

из фанерных труб Ф-1 наружным диаметром 320 мм, толщиной стенки 13 мм. Верхний пояс принят из сосны II сорта сечением 250×250 мм и из фанерных труб Ф-1 наружным диаметром 320 мм, толщиной стенки 13 мм.

Регулирование напряженного состояния выполняется при помощи затяжек по контуру. Затяжки прикрепляются к структуре через консоли. Усилия в затяжках по контуру регулируется ступенчато: 6, 8, 16, 32 т. Схема приложения нагрузки для создания усилий в затяжках показана на рис. 8.2.

По результатам обработки численного эксперимента получены графики зависимостей максимальных усилий в верхнем поясе, в раскосах и в нижнем поясе структуры от усилий в затяжках (рис. 8.4).

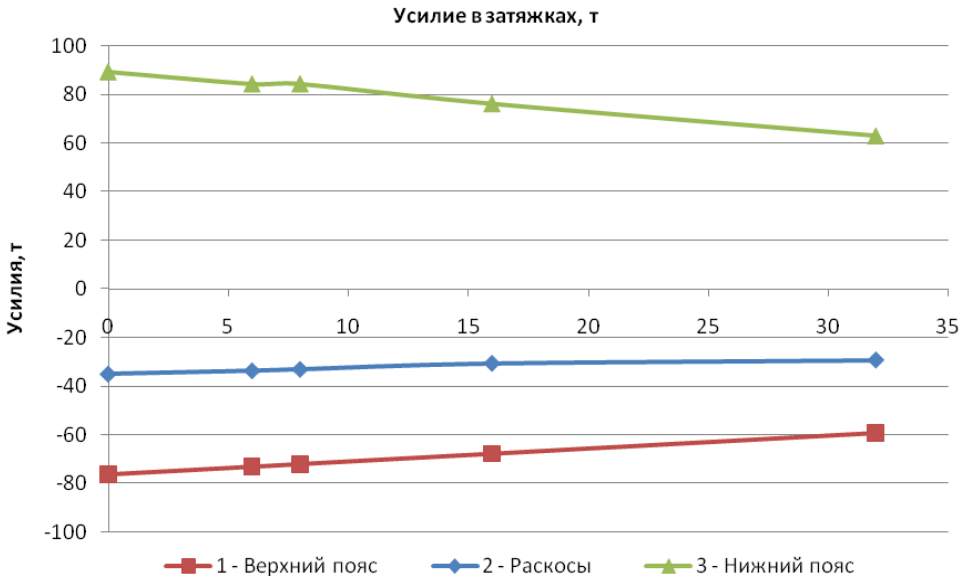


Рис. 8.4. Графики зависимостей максимальных усилий в элементах структуры при изменении усилий в затяжках

8.3. Экспериментальные исследования пространственных металлодеревянных конструкций с управляемым НДС

Для проверки выполненных расчетов были сделаны экспериментальные исследования опытной модели. Схема и общий вид опытной ПСК даны на рис. 8.5, 8.6.

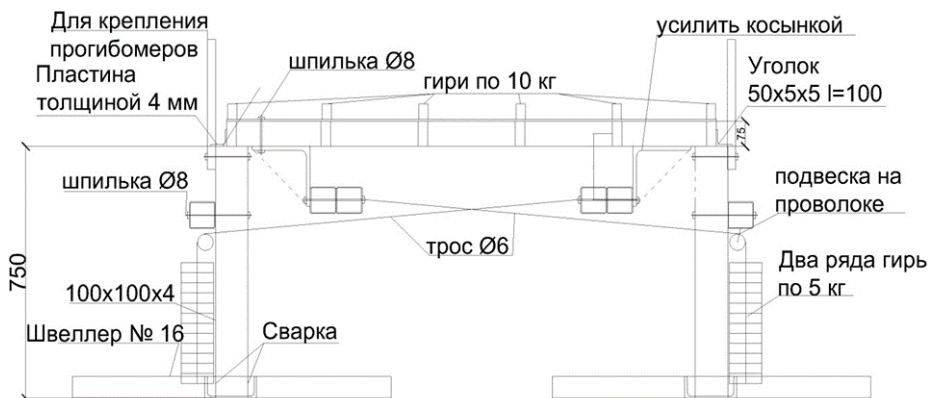


Рис. 8.5. Схема экспериментальной установки



Рис. 8.6. Экспериментальная установка в сборе

Опытная ПСК в виде ребристой плиты была выполнена в 1/20 натуральной величины, имела пролет 1525×1525 мм и высоту 84 мм. Соотношение высоты к пролету составило 1/20, а отношение пролета к ширине равно 1:1.

После приложения нагрузки, моделирующей снеговое воздействие, к опытной конструкции была приложена дополнительная нагрузка посредством тяжей, в результате изменилось НДС опытной ПСК (рис. 8.7, 8.8).

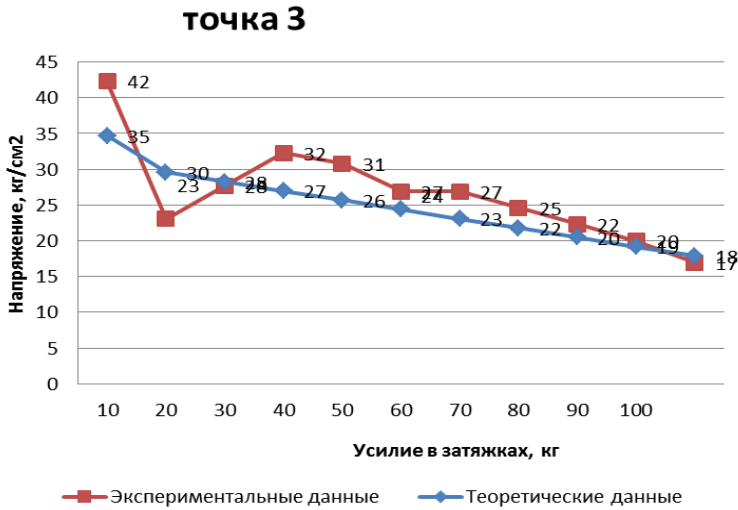


Рис. 8.7. График изменения максимальных напряжений в центре нижней поверхности опытной ПСК от усилий в затяжке

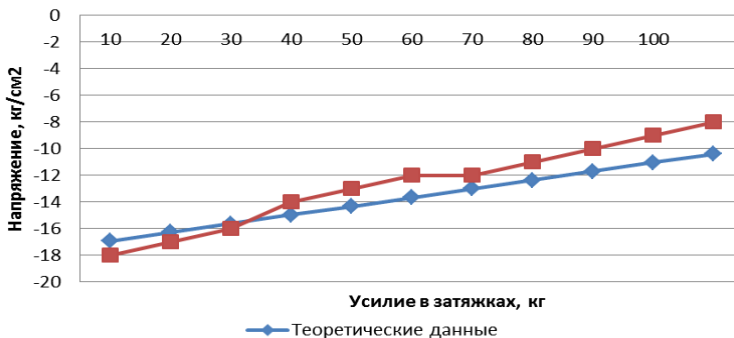


Рис. 8.8. График изменения максимальных напряжений в центре верхней поверхности опытной ПСК от усилий в затяжке

Грузы, подвешенные через блоки, создают усилия в тросах. Всего использовалось восемь блоков. Усилие натяжения изменялось пошагово с измерением значений на каждом этапе нагружения, что соответствует математической модели расчета. Величина ступеней приложения нагрузки на тросы составляла 10 кг. Величины перемещений и краевых деформаций в опытной ПСК фиксировались при помощи прогибомеров и тензорезисторов.

Результаты измерений максимальных напряжений приведены в табл. 8.1.

Таблица 8.1

Максимальные напряжения в опытной ПСК от усилий в затяжке

Усилия в затяжке, кг	Напряжения в центре нижнего пояса, кг/см ²		Напряжения в центре верхнего пояса, кг/см ²	
	Экспериментальные	Теоретические	Экспериментальные	Теоретические
0	42	35	-22	-26
10	30	30	-20	-25
20	36	28	-19	-24
30	34	27	-18	-23
40	31	26	-17	-22
50	30	24	-17	-21
60	27	23	-16	-20
70	25	22	-15	-19
80	24	20	-14	-18
90	23	19	-13	-17
100	22	18	-13	-16

Примечание: модуль упругости древесины $E_0 = 1,2 \cdot 10^4$ МПа (120 000 кг/см²).

По результатам обработки экспериментальных данных и теоретических расчетов были построены графики зависимости напряжений в опытной модели от усилий в затяжках, приведенные на рис. 8.7 и 8.8.

Анализ результатов показал, что под влиянием усилий в затяжках происходит изменение НДС. Как видно из графиков, в опытной конструкции

при увеличении усилий в затяжках напряжения сжатия в элементах верхнего пояса уменьшаются на 35 %, усилия растяжения в нижнем поясе уменьшаются на 48 %. Наблюдается совпадение экспериментальных и теоретических результатов. Максимальное расхождение результатов составляет 5–20 %. Таким образом, подтверждается гипотеза об уменьшении максимальных усилий в металлодеревянной ПСК при увеличении дополнительных усилий в затяжках.

8.4. Рекомендации по практическому применению металлодеревянных пространственных конструкций с управлением НДС в процессе эксплуатации

Данные конструкции эффективнее всего применять при сильно изменяющихся нагрузках на конструкцию, например при открывающихся крышах стадионов.

Проектирование металлодеревянных пространственных конструкций с управлением НДС в затяжках рекомендуется осуществлять в следующей последовательности.

1. Сделать предварительный статический расчет конструкции. Определить усилия в элементах. Выявить участки с максимальными усилиями. Например, при опирании структурной плиты по контуру максимальные усилия будут в центре, а при опирании по углам – по контуру. В соответствии с этим выбираем схему расстановки затяжек.

2. В соответствии со статическим расчетом ПСК разместить дополнительные связи (затяжки).

3. Выполнить расчет изменения НДС ПСК с учетом усилий от затяжек. Для этого задать несколько значений усилий в затяжках. Как правило, усилия в затяжках задаются в пределах 25–30 % от усилий в соответствующих элементах. Выявить те значения усилий в затяжках, при которых максимальные усилия в элементах конструкции будут минимальными.

4. Определить сечения элементов с учетом выбранной схемы затяжек и усилия в них.

Библиографический список

1. *Абовский Н. П.* Активное управление колебаниями конструкций. Красноярск : КрасГАСА, 1996. 12 с.
2. Автоматическое управление конструкциями с помощью нейронных сетей / Н. П. Абовский [и др.]. Красноярск : КрасГАСА, 1996. 265 с.
3. *Абовский Н. П., Енджиевский Л. В., Савченков В. И.* и др. Регулирование, синтез, оптимизация: избранные задачи по строительной механике и теории упругости / Н. П. Абовский [и др.]. Красноярск : КГУ, 1985. 235 с.
4. *Абовский Н. П.* К развитию управляемых конструкций // Известия вузов. Строительство. 1994. № 11. С. 20–32.
5. *Абовский Н. П.* Патент «Способ стабилизации диаграммы направленности антенны». URL: https://rusneb.ru/catalog/000224_000128_0094015531_19951220_A1_RU
6. *Абовский Н. П.* Управляемые конструкции. Красноярск : КрасГаса, 1998. 433 с.
7. Устройство автоматического управления деформированием высокой башни. Пат. № 2105853, опубли. 06.1998.
8. *Гринь И. М., Рузиев К. И.* Металлодеревянное структурное покрытие: проектное предложение. Харьков: Харьков-проект, 1976. 18 с.
9. *Гринь И. М., К. И. Рузиев.* Перекрестно-стержневая структурная конструкция. А. С. № 499387.
10. *Лабудин Б. В.* Совершенствование деревянных клееных конструкций с пространственно-регулярной структурой. Архангельск : АГТУ, 2007. 267 с.
11. *Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.* Пластинки и оболочки. – М. : Наука, 1966. 636 с.
12. *Хисамов Р. И.* Расчет и конструирование структурных покрытий. Киев : Будивельник, 1981. 48 с.
13. Пособие по проектированию деревянных конструкций / ЦНИИСК. М. : Стройиздат, 1986.
14. Рекомендации по проектированию структурных конструкций / ЦНИИСК. М. : Стройиздат, 1984.

Глава 9. ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ПРИ ИЗГИБЕ

А. Г. Черных, В. И. Клёван, Д. В. Нижегородцев

Последовательное развитие строительных конструкций из существующих материалов практически исчерпало себя. Перспективными направлениями являются создание новых композитных материалов либо разработка комбинированных конструкций, позволяющих обеспечить более высокий уровень снижения материалоемкости, затрат на изготовление, транспортировку, монтаж, эксплуатацию и утилизацию за счет применения различных материалов. Примером таких конструкций являются металлодеревянные балки, в которых верхний и нижний пояса представляют собой элементы из клееной (в том числе и из однонаправленного шпона) или цельной древесины, в то время как стенки выполнены из стали.

Металлодеревянные балки целесообразно использовать в каркасном строительстве, а также при проектировании и строительстве складских и промышленных зданий пролетами до 24 м.

9.1. Анализ конструктивных решений комбинированных металлодеревянных балок

Древесина и сталь – одни из наиболее практичных материалов в строительстве [1]. Оптимальное комбинирование эффективных свойств материалов способствует высокой целесообразности их сочетания для обеспечения несущей способности конструкции при снижении ее массы, уменьшения срока строительства и снижения эксплуатационных расходов.

Главная проблема комбинированных двутавровых балок, включая металлодеревянные, – обеспечение прочности соединения стенки с поясами из цельной или клееной древесины [1]. Известными способами соединения стальных листов с деревянным каркасом являются гвозди, самонарезающие винты, дюбели, вклеенные стержни и т. д.

Ретроспективный анализ исследований российских и зарубежных авторов С. П. Тимошенко, С. Б. Турковского, А. А. Ильюшина, Д. И. Журавского, В. Фейрберна, М. Хуботта, Х. Вагнера и др. [2–7] в области разработки конструкций металлодеревянных двутавровых балок показал новые конструктивные решения балок со стенкой из стальных листов, включенных в общую работу конструкции. Таковыми являются, например, дерево-металлические балки С. В. Калинина, И. Л. Кузнецова, А. А. Актуганова, А. П. Трофимова [8], балки типа HTS [9] и другие, различающиеся типом конструкции, способом крепления металлического листа к деревянным поясам, конструктивной схемой.

В работе С. В. Калинина [10] рассматривается деревометаллическая балка со стенкой из стальных профилированных листов с ориентацией гофров вдоль поясов (рис. 9.1).

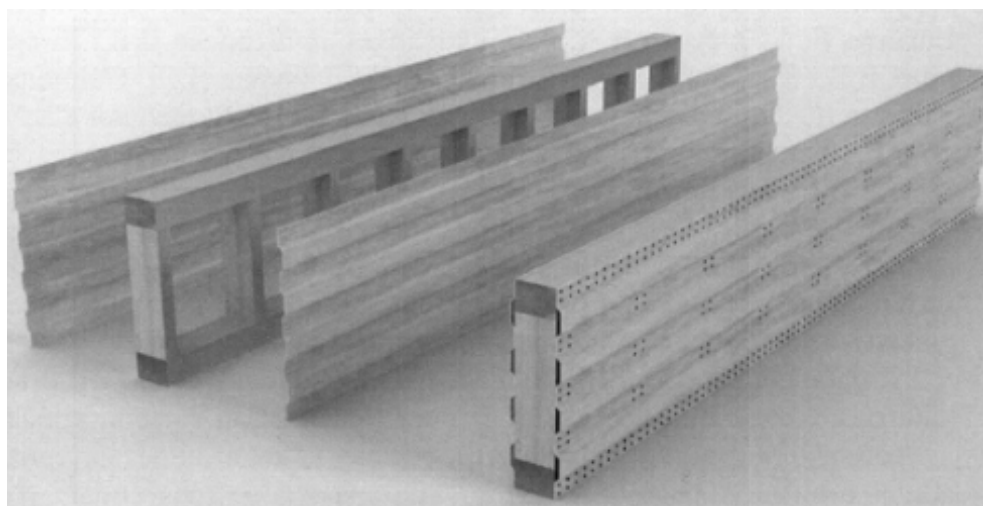


Рис. 9.1. Общий вид деревометаллической балки со стенкой из стальных профилированных листов с ориентацией гофров вдоль поясов

Деревянный каркас рассматриваемых балок включает в себя цельный или клееный верхний и нижний пояса, которые соединяются между собой вертикальными ребрами жесткости с шириной, равной ширине поясов. В результате того что гофры стального профилированного листа имеют горизонтальную ориентацию, стенка включается в общую работу балки

на изгиб, тем самым увеличивая геометрические характеристики поперечного сечения и снижая расход материалов.

В данной конструкции в качестве крепления стенок к поясам предлагается применение гвоздей, дюбелей или саморезов. Количество соединительных связей определяется согласно расчету на усилие сдвига, которое возникает между стенками и поясами. Расстановка гвоздей (саморезов) должна удовлетворять требованиям СП 64.13330.2017.

Один из недостатков деревометаллической балки С. В. Калинина – выбор оптимального назначения шага ребер жесткости, требующий высокой квалификации инженера-проектировщика. Уменьшение расчетного шага ребер жесткости улучшает условия работы стенки из-за большого количества точек раскрепления с деревянным каркасом, однако при увеличении количества ребер жесткости происходит перерасход древесины и усложнение технологии изготовления балок.

Балка И. Л. Кузнецова, А. А. Актуганова, А. П. Трофимова представляет собой балку (рис. 9.2) с ребрами жесткости в виде полуцилиндрических гофров, которая включает верхний и нижний пояса из древесины и тонкую металлическую стенку с поперечными гофрами из оцинкованной стали [11].

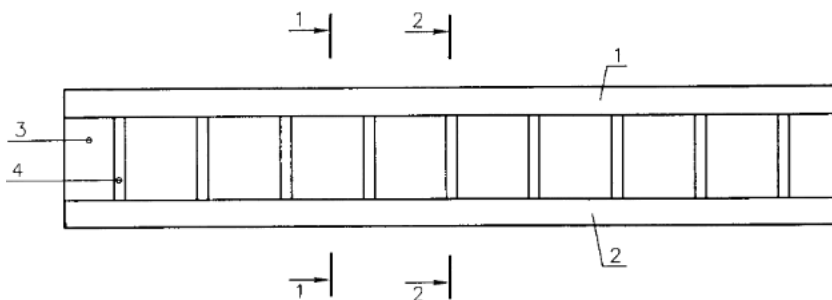


Рис. 9.2. Общий вид металлодеревянной двутавровой балки [11]:
 1 и 2 – верхний и нижний пояса из древесины; 3 – металлическая стенка;
 4 – поперечные гофры

Соединение стенки с полками выполняется на клею. Для увеличения местной устойчивости стенки и сдвиговой жесткости металлодеревянной тонкостенной двутавровой балки был разработан второй вариант балки, в котором соединение стенки с полкой выполняется на клею с усилением цилиндрическими нагелями, вставляемыми в заглабления в полках на клею [8, 11].

Недостатком металлодеревянной двутавровой балки И. Л. Кузнецова, А. А. Актуганова, А. П. Трофимова являются дополнительные изгибающие моменты, согласно численным результатам исследования появляющиеся над ребрами жесткости в верхнем поясе тонкостенной металлодеревянной двутавровой балки, над поперечными гофрами и в пролете между ними, что требует дополнительного расчета и учета при конструировании [8].

Как показывает патентный и литературный обзор, отдельное внимание в исследованиях металлодеревянных конструкций уделяется способам крепления металлической стенки в деревянных поясах, обеспечивающих жесткость (шпонки, нагели, гнутые профили) и совместную работу элементов: применяются как клеевые (как правило, на основе эпоксидных смол), так и врезные зубчатые соединения [12, 13] (например, рис. 9.3).

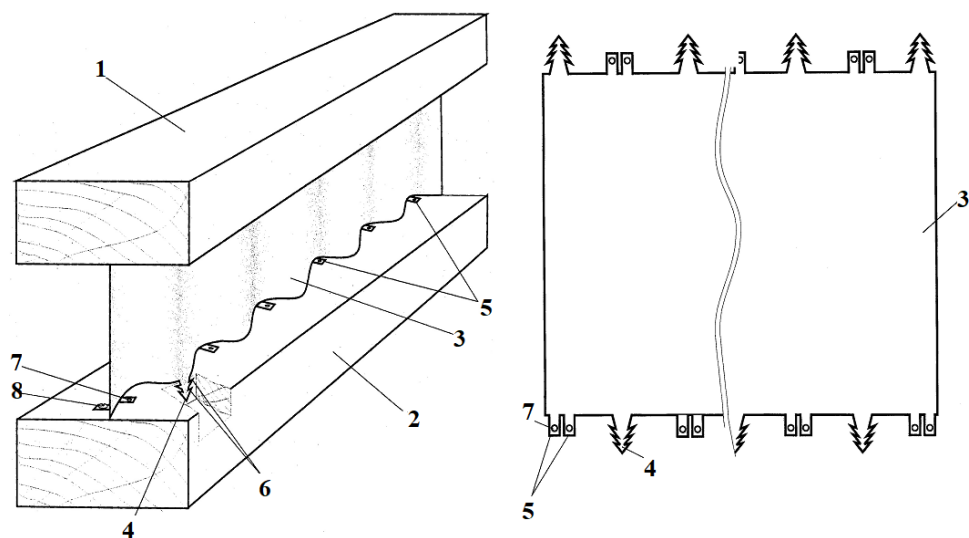


Рис. 9.3. Общий вид металлодеревянной балки (слева) и развёртка металлической стенки с врезными элементами (справа): 1 и 2 – верхняя и нижняя полки; 3 – металлическая стенка; 4 – врезной установочный элемент; 5 – упоры; 6 – зацепы; 7 – отверстия; 8 – крепежные элементы

Обособленно можно рассматривать вариант использования в поясах из древесины дополнительных металлических пластин-накладок с зубьями [14, 15] или склеивания смежных поверхностей металлического

сердечника и деревянных обкладок с дополнительной установкой трубчатых нагелей [16]. Последний (рис. 9.4) представляется довольно трудоемким и материалоемким.

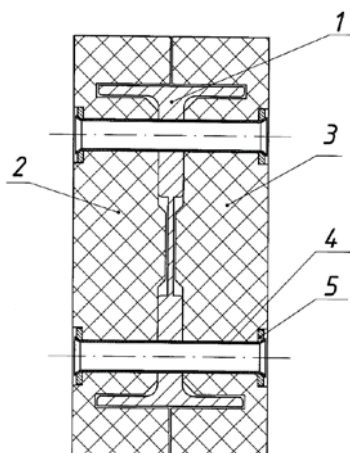


Рис. 9.4. Металлодеревянная балка в сборе [16]: 1 – металлический сердечник; 2 и 3 – деревянные обкладки; 4 – трубчатые нагели; 5 – шайбы

Далее исследование ведется на примере металлодеревянных балок типа НТС. Пояса балки выполняются из клееной древесины, из однонаправленного шпона (рис. 9.5).

Стенка двутавра – гофрированный металлический лист, крепление которого к поясам осуществляется за счет зубчатых выступов, снабженных специальными стопорами, которые ограничивают глубину проникновения зубцов внутрь древесины. Зубчатые выступы чередуются с Т-образными опорными элементами (рис. 9.6).

Сам гофрированный элемент может монтироваться в один или два ряда в зависимости от требуемой несущей способности готового продукта.

Рассматриваемая металлодеревянная балка обладает рядом преимуществ: быстрая сборка конструкции, высокая несущая способность, низкий удельный вес. Однако совместная работа поясов и стальной стенки во многом зависит от качества запрессовки. Зубчатые выступы, предположительно, являются концентраторами напряжений. В случае, когда

определенная доля выступов в результате технологической или иной ошибки не будет заглублена в древесину, величина концентрации напряжений может существенно увеличиться. Данное предположение требует детального анализа расчетным или экспериментальным методом.



Рис. 9.5. Двухставровая металлодеревянная балка с гофрированной стенкой типа HTS

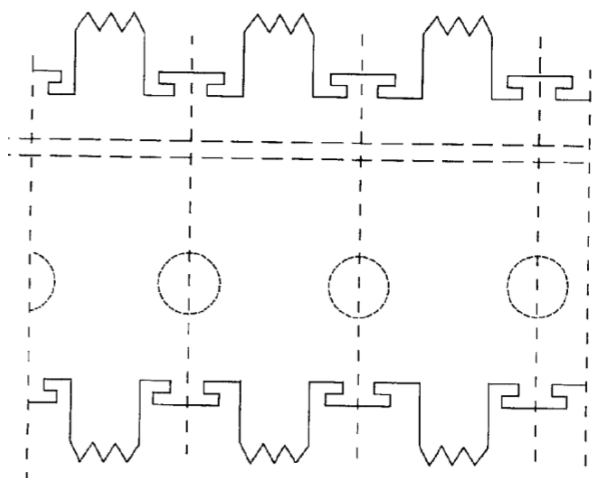


Рис. 9.6. Конструкция соединительного гофрированного элемента балки HTS

9.2. Численное исследование напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок

Предварительный анализ характера работы и напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок НТС произведен численным расчетом с применением метода конечных элементов.

Конечно-элементная модель выполнена при помощи программного комплекса SAP 2000.

В качестве объекта расчета выбрана балка длиной 6 м, ширина деревянных поясов – 120 мм, нагрузка, действующая на балку, – распределенная, равна 12,5 кПа. Балка является опертой по двум точкам, одна опора – шарнирно-неподвижная, вторая – шарнирно-подвижная. Нагрузка приложена по площади верхнего пояса балки по всей длине объекта расчета.

Размер конечного элемента принят 30×20 мм. В местах расположения опор выполнено сгущение сетки конечных элементов до размера не более 10×10 мм.

Зубчатые выступы смоделированы с применением инструмента «Жесткая вставка». В рамках расчета принято допущение, что места стыковки зубчатых выступов с деревянными поясами являются абсолютно жесткими соединениями. Геометрия выступов не моделировалась с целью упрощения расчетной модели.

Общий вид конечно-элементной модели в пространстве программного комплекса представлен на рис. 9.7.

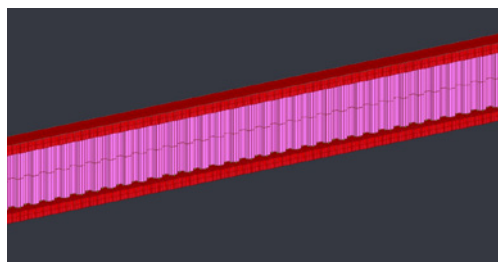


Рис. 9.7. Общий вид расчетной модели металлодеревянной балки

На рис. 9.8– 9.10 представлены результаты расчета в формате изополей нормальных и касательных напряжений в деревянных поясах, а также эквивалентные напряжения в стальной стенке балки.

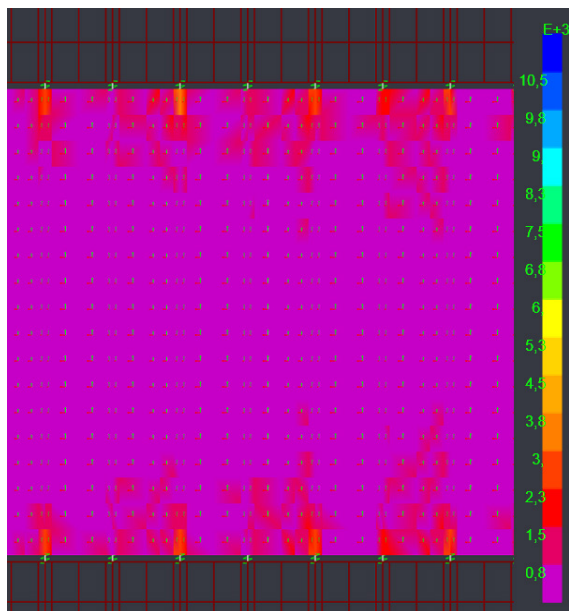


Рис. 9.8. Эквивалентные напряжения в стенке

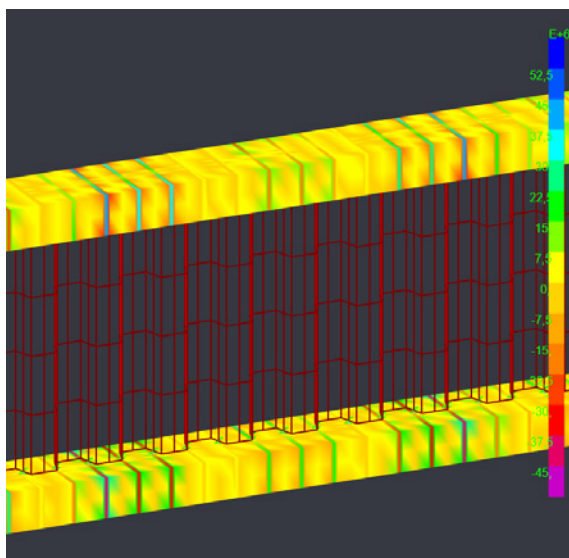


Рис. 9.9. Нормальные напряжения в деревянных поясах

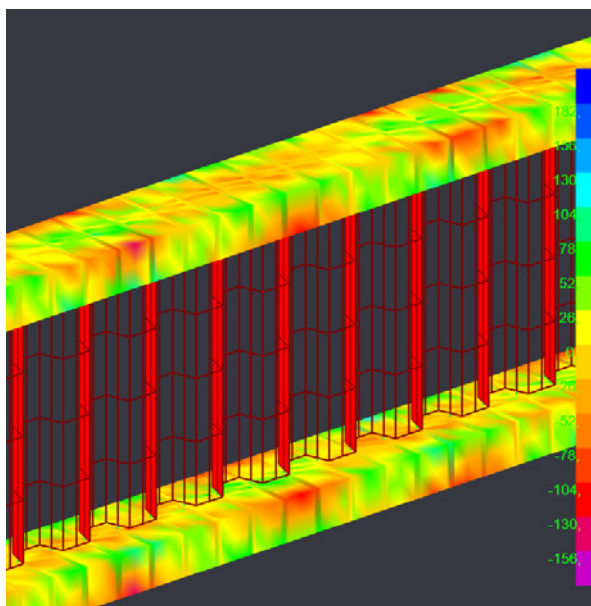


Рис. 9.10. Касательные напряжения в деревянных поясах

Результаты расчета частично подтверждают высказанные ранее предположения. Эквивалентные напряжения в металлической стенке (см. рис. 9.8) имеют ярко выраженную концентрацию в зонах, близких к зубчатым выступам. Напряжения в деревянных поясах распределяются более равномерно, однако и там их величина выше в местах стыковки (см. рис. 9.9, 9.10).

Предположительная зона разрушения балки в процессе реальной эксплуатации – точки крепления стенок к поясам (зубчатые выступы). Для проверки данной гипотезы и уточнения характера разрушения металлодеревянных балок HTS необходима верификация расчета при помощи экспериментальных исследований.

9.3. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок

Целью экспериментальных исследований является изучение характера работы и влияния конструктивных особенностей на фактическое

напряженно-деформированное состояние металлодеревянных балок с гофрированной стенкой типа HTS.

Для проведения экспериментальных исследований (НДС) были взяты три балки длиной 3,3 м. Балка, устанавливаемая на стенд, опиралась по концам на шарнирные опоры (рис. 9.11, 9.12).

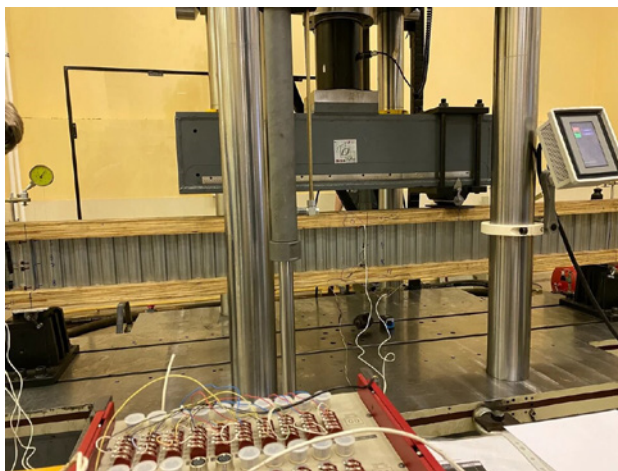


Рис. 9.11. Экспериментальная балка и установка

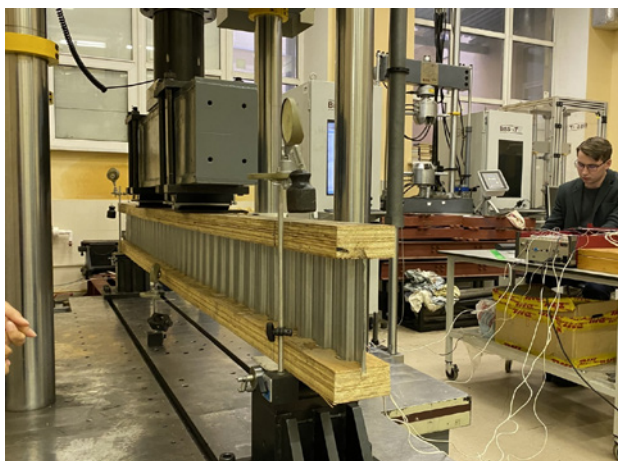


Рис. 9.12. Экспериментальная балка и установка
(с обратной стороны)

Одна опора – неподвижная, вторая – подвижная, на катках. Усилия на загрузочную систему передавались при помощи гидравлического домкрата. Прогобы измерялись с помощью прогибомеров Аистова типа 6-ПАО-0,01 с ценой деления – 0,01 мм, закрепленных на штативе.

Условная схема испытательной установки приведена на рис. 9.13.

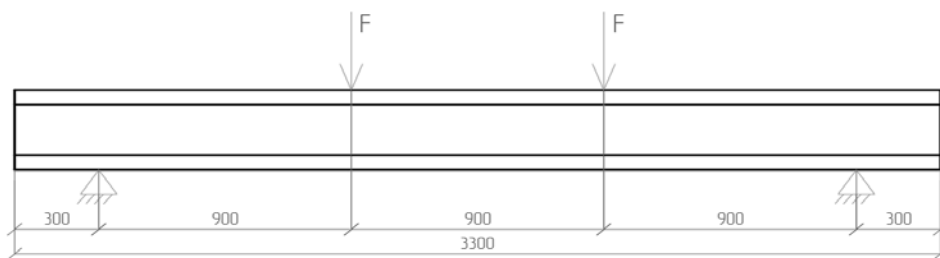


Рис. 9.13. Схема испытательной установки

На рис. 9.14 и 9.15 приведены усредненные результаты экспериментального исследования трех балок.

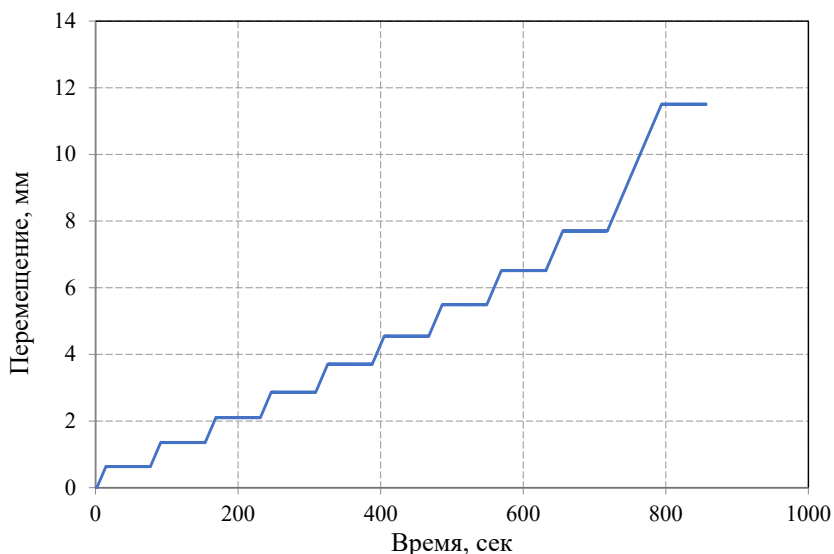


Рис. 9.14. График изменения прогиба во времени

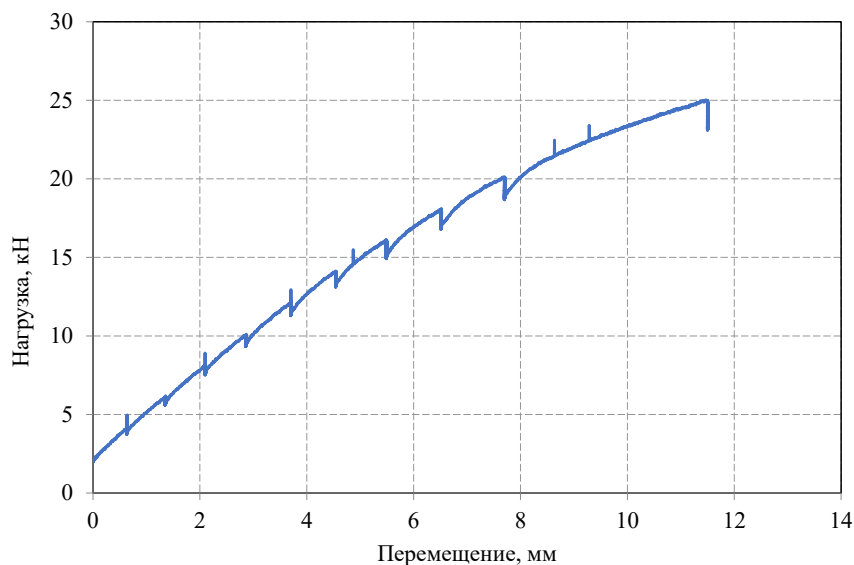


Рис. 9.15. График изменения нагрузки по перемещению

Разрушение исследуемых балок происходило при достижении нагрузки, равной приблизительно 25 кН.

Потеря несущей способности происходит в первую очередь в местах крепления металлической гофрированной стенки к поясам из LVL-бруса. Характерный вид разрушения – выдергивание зубцов стенки из древесины, местное смятие стенки в опорном сечении и, как следствие, разрыв металла под действием растягивающих и сжимающих напряжений (рис. 9.16).

При дальнейшем нагружении балки происходит разрушение нижнего, растянутого пояса балки и окончательное выдергивание зубцов из пояса. В древесине возникают характерные трещины (рис. 9.17). Выдергивание зубцов из древесины особенно явно проявляется на концах балки (рис. 9.18).

Характер разрушения балок подтверждает правильность проведенных ранее численных исследований НДС рассматриваемых конструкций.

Ретроспективный анализ, а также экспериментальные и численные исследования показали, что современные разработки в сфере металлодеревянных конструкций имеют недостатки, прежде всего, в части соединения стали и древесины между собой. Требуется проведение дополнительных исследований совместной работы двух материалов при воздействии различных эксплуатационных сред для дальнейшего совершенствования методик расчетов.



Рис. 9.16. Смятие стенки
в опорном сечении



Рис. 9.17. Центральная часть разрушенной балки.
Характерная трещина нижнего пояса

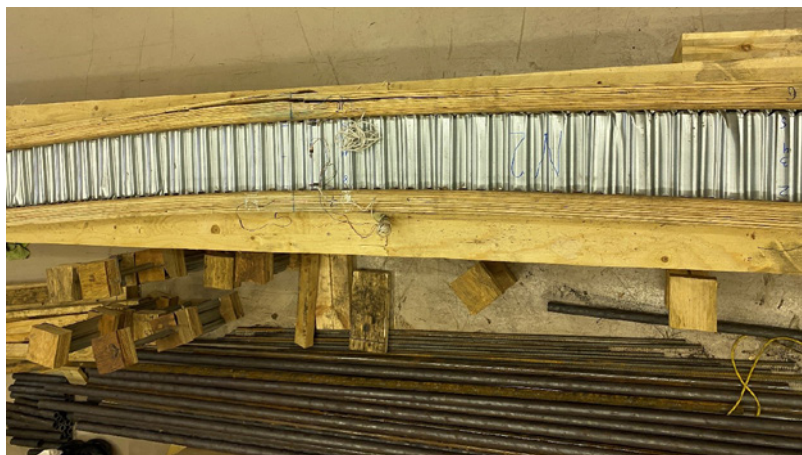


Рис. 9.18. Общий вид разрушенной балки

Проведенный анализ влияния различных факторов на надежность соединения «сталь – дерево» показал, что в настоящее время нет общепринятого решения по обеспечению совместной работы материалов в конструкции, что приводит к отсутствию достоверной расчетной базы и, соответственно, ограничению области применения металлодеревянных конструкций.

Ограниченность сведений в данной предметной области побуждает к тому, чтобы более детально и комплексно провести исследования поведения металлодеревянных конструкций при различных тепловлажностных режимах и в сочетании с агрессивными средами для выявления деструктивных факторов, особенно развивающихся на границе раздела «металл – древесина».

Особое внимание необходимо сосредоточить на колебаниях влажности, температуропроводности древесины и коэффициенте линейного термического расширения обоих материалов, который в практических расчетах древесины обычно не учитывается, но при совместной работе со стальной стенкой целесообразно вводить поправочные коэффициенты при проектировании конструкций.

В справочной литературе для древесины обычно указывается интервал коэффициента линейного расширения от $3 \cdot 10^{-6}$ до $5 \cdot 10^{-6}$ $1/^\circ\text{C}$ вдоль волокон и от $7 \cdot 10^{-6}$ до $11 \cdot 10^{-6}$ $1/^\circ\text{C}$ – поперек волокон, а у стального листа данный показатель составляет $12 \cdot 10^{-6}$ $1/^\circ\text{C}$. Однако фактически данный

показатель имеет для разных пород разные значения. Так, для сосны средней плотностью около 500 кг/м^3 коэффициент линейного расширения в направлении вдоль волокон составляет $4,2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$, средний коэффициент линейного расширения в радиальном направлении равен $15 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$, а наибольший коэффициент линейного расширения в тангенциальном направлении – $29 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$. Также требуется вводить в расчеты дополнительный поправочный коэффициент на температуропроводность древесины (которая характеризуется скоростью изменения ее температуры при нестационарном теплообмене), принимаемый равным $(1,11-1,38) \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}$.

В силу большого различия значений теплофизических характеристик стали и древесины при изменении (колебаниях) температуры окружающей среды скорость выравнивания температуры стальных элементов выше по сравнению со стабилизацией температурного поля в деревянных элементах, которые характеризуются большей тепловой инерцией процессов тепло- и массопереноса [17]. Таким образом, в металлодеревянных конструкциях до момента их термостатирования возникает градиент температуры: в силу анизотропности строения происходит запоздание нагрева (охлаждения) слоев древесины по сравнению с интенсивностью процесса повышения (понижения) температуры стали. В этой связи при определенных условиях в зонах сопряжения «металл – древесина» будет достигнута температура точки росы и пары влаги будут осаждаться на поверхности металла в виде жидкости. Это процесс будет протекать циклично (по времени суток и по сезонам), поэтому с течением времени будет происходить накопление влаги в зонах сопряжения металлических элементов в древесине, последняя, в свою очередь, будет склонна к развитию гниения, что приведет к росту податливости соединения [18].

Таким образом, за довольно непродолжительный период эксплуатации конструкция увеличивает свой прогиб (по оценочным расчетам, при повышении влажности с 12 до 20 % прогиб металлодеревянных балок пролетом до 12 м увеличивается на 8–12 %, одновременно с этим уменьшается модуль упругости древесины и происходит перераспределение напряжений) и достигнет своего второго предельного состояния, поэтому дальнейшая эксплуатация становится небезопасной [19].

Все перечисленное говорит о высокой актуальности дальнейших экспериментальных исследований, которые позволят учесть различные температурно-влажностные условия эксплуатации металлодеревянных конструкций и особенности взаимодействия стали и древесины в этих условиях.

Библиографический список

1. *Бойтемиров Ф. А.* Конструкции из дерева и пластмасс. М. : Академия, 2013. 288 с.
2. *Вагнер Г. В.* Балки с весьма тонкой стенкой // Прочность и устойчивость тонкостенных конструкций в самолетостроении : сб. статей. 1937. С. 58–118.
3. Прочность и устойчивость тонкостенных конструкций в самолетостроении: сб. тр. ЦАГИ ; под ред. А. А. Уманского. 1937.
4. *Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.* Пластинки и оболочки. М. : Физматгиз, 1963. 636 с.
5. *Турковский С. Б.* Опыт применения клееных деревянных конструкций в Московской области. М. : Стройиздат, 1987. 56 с.
6. *Wagner, H.* Flat sheet metal girders with very thin metal webs // Part I, II and III. NASA Technical Notes Nr. 604, 605, 606, 1931.
7. *Blyberg, L., Serrano, E.* Timber / Glass adhesively bonded i-beams // Linnaeus University, School of engineering, 2010. P. 10.
8. *Кузнецов И. Л., Актуганов А. А., Трофимов А. П.* Разработка и исследование металлодеревянной двутавровой балки // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2010. № 1 (13). С. 117–121.
9. *Кожушко В. П.* Определение изгибной жесткости главных балок балочных пролетных строений автодорожных мостов // Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. 2017. № 76. С. 58–65.
10. *Калинин С. В.* Деревометаллические балки со стенкой из стальных профилированных листов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Казань, 2013. 183 с.
11. *Кузнецов И. Л., Актуганов А. А., Трофимов А. П.* Металлодеревянная двутавровая балка. Пат. № 2382855 РФ. МПК E04C 3/29. Бюл. № 6 от 27.02.2010.
12. Пат. № 2429330 РФ. Металлодеревянная балка двутаврового сечения / С. М. Анпилов [и др.]. № 2009134911/03 РФ. МПК E04C 3/292. Заявл. 17.09.2009, опубл. 20.09.2011.
13. А. С. СССР № 1795037. МПК E04C 3/18. Металлодеревянная балка / А. М. Чистяков [и др.]. № 4935140 РФ. Заявл. 12.05.1991, опубл. 15.02.1993.
14. Пат. № 157379 РФ. URL : https://rusneb.ru/catalog/000224_000128_0000157379_20151127_U1_RU/
15. Пат. № 129960 РФ. URL : https://rusneb.ru/catalog/000224_000128_0000129960_20130710_U1_RU/
16. Пат. № 2354790 РФ. URL : https://yandex.ru/patents/doc/RU2354790C2_20090510
17. *Федосов С. В.* [и др.]. Моделирование тепломассопереноса в системе «газ – твердое тело» при нагельном соединении элементов деревянных конструкций. Ч. 2. Динамика полей температуры при произвольном законе изменения температуры воздушной среды // Строительные материалы. 2014. № 8. С. 73–79.
18. *Черных А. Г.* [и др.]. Estimating the residual operating life of wooden structures in high humidity conditions // Architecture and engineering. 2020. Т. 5. № 1. С. 10–19.
19. *Бочков В. В.* Процессы тепломассопереноса в нагельных соединениях элементов деревянных стропильных конструкций при циклических режимах эксплуатации: дис. ... канд. техн. наук: 05.02.13. Иваново, 2017. 151 с.

Оглавление

Предисловие	5
Введение	7
Глава 1. Исследования кафедры МКиИС СПбГАСУ в области конструкций высотных зданий и сооружений	11
1.1. Профессор Виктор Владимирович Эвальд	11
1.2. Профессор Николай Николаевич Аистов	14
1.3. Профессор Виктор Иванович Крыжановский	21
1.4. Профессор Владимир Антонович Труль	23
1.5. Профессор Николай Алексеевич Крылов	38
1.6. Профессор Григорий Иванович Белый	41
1.7. Кафедра металлических и деревянных конструкций	45
Библиографический список	48
Глава 2. Восстановление несущей способности сварных металлических конструкций	53
2.1. Предпосылки для получения мелкозернистых структур в строительных сталях	53
2.2. Разработка методики экспериментальных исследований	55
2.3. Разработка способов и режимов получения мелкозернистых структур в строительных конструкционных сталях при рекристаллизационном отжиге	60
2.4. Разработка способов и оптимальных режимов формирования мелкозернистой структуры в строительных конструкционных сталях при термоциклической обработке	73
2.5. Выводы	92
Библиографический список	94
Глава 3. Исследование деформативности предварительно напряженных многослойных деревоплит	97
3.1. Исследования и применение в строительстве панелей и плит на основе древесины	97
3.2. Постановка задачи об испытании панелей и плит на основе древесины на изгиб	101
3.3. Методика экспериментального определения прогибов плит методом сплошного лазерного сканирования	102
3.4. Экспериментальное исследование предварительно напряженных многослойных деревоплит	103
3.5. Перспективы применения методики	117
Библиографический список	118

Глава 4. Соединение деревянных конструкций из LVL при помощи стальных пластин и самонарезающих нагелей	125
4.1. Современные тенденции в развитии соединений деревянных конструкций	126
4.2. Решения узловых соединений в рамах и фермах. Характерные соединения с самонарезающими нагелями	133
4.3. Сравнение соединений с самонарезающими нагелями и стальными пластинами с традиционным инженерным нагельным соединением	137
4.4. Российский и зарубежный опыт расчета узловых соединений с использованием самонарезающих нагелей.....	143
4.5. Напряженно-деформированное состояние элементов соединений типа «сталь – дерево»	145
4.6. Анализ механизмов разрушения нагельных соединений «сталь – дерево». Определение несущей способности	156
4.7. Расчет несущей способности соединений с использованием различных моделей пластического разрушения	173
4.8. Влияние диаметра нагеля и геометрического положения элементов на предел прочности соединения (при хрупком разрушении)	178
4.9. Влияние допустимого отклонения между предварительно просверленным отверстием в деревянных конструкциях и нагелем	181
4.10. Влияние количества и схем расположения пластин на несущую способность соединения «сталь – дерево» с самонарезающими нагелями	186
Библиографический список	196
Глава 5. Совершенствование инженерных способов расчета современных деревянных конструкций	202
5.1. Расчет гнутоклееных участков деревянных конструкций с учетом начальных внутренних напряжений гнутья склеенных слоев	202
5.2. Инженерный расчет однопролетной клееной балки с условно жесткими опорами	219
5.3. О проектировании и строительстве первого русского православного храма в Антарктиде	239
5.4. К расчету составных из клееных брусьев двух- и трехпролетных балок на податливых связях	252
Библиографический список	263
Глава 6. Определение остаточного ресурса деревянных конструкций	264
6.1. Понятие объекта деревянного домостроения	265

6.2. Общие сведения о классификациях методов расчета остаточного ресурса	266
6.3. Параметры эксплуатационных свойств объектов деревянного домостроения	268
6.4. Методика и методы расчета остаточного ресурса по величине физического износа	280
Библиографический список	303
Глава 7. Долговечность деревянных конструкций с учетом деградации прочностных свойств	306
7.1. Определение длительной прочности материала деревянных конструкций для оценки остаточного ресурса	306
7.2. Методика прогнозирования работоспособности и остаточного ресурса деревянных конструкций	315
Библиографический список	322
Глава 8. Исследование металлодеревянных конструкций с управлением НДС в процессе эксплуатации	325
8.1. Расчет пространственных конструкций с помощью континуальной расчетной схемы	326
8.2. Расчет пространственных конструкций с помощью метода конечных элементов	329
8.3. Экспериментальные исследования пространственных металлодеревянных конструкций с управляемым НДС	331
8.4. Рекомендации по практическому применению металлодеревянных пространственных конструкций с управлением НДС в процессе эксплуатации	335
Библиографический список	336
Глава 9. Исследование напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок при изгибе	337
9.1. Анализ конструктивных решений комбинированных металлодеревянных балок	337
9.2. Численное исследование напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок	343
9.3. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния металлодеревянных балок	345
Библиографический список	352

Научное издание

Черных Александр Григорьевич
Рыбнов Евгений Иванович
Сенькин Николай Александрович
Шмидт Александр Борисович
Гордиенко Валерий Евгеньевич
Астахов Иван Витальевич
Михаськин Владимир Владимирович
Данилов Егор Владимирович
Коваль Павел Сергеевич
Корольков Дмитрий Игоревич
Казакевич Татьяна Николаевна
Клёван Вадим Игоревич
Нижегородцев Денис Валерьевич
Москалев Михаил Борисович
Чан Куок Фонг
Мамедов Ширали Махаррам-оглы

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ И ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ОЦЕНКА СРОКА ИХ СЛУЖБЫ С УЧЕТОМ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Монография

Редактор *Т. В. Середова*
Корректор *Е. Н. Апринцева*
Компьютерная верстка *М. В. Смирновой*

Подписано к печати 20.05.2022. Формат 70×100 ¹/₁₆. Бумага офсетная.
Усл. печ. л. 28,93. Тираж 500 экз. Заказ 52. «С» 17.
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.
190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4.
Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А.