

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова»



На правах рукописи

Чередниченко Валерий Вадимович

**Обеспечение сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий из
клееных деревянных конструкций с использованием специальных
демпфирующих элементов в узловых соединениях**

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
член-корреспондент РААСН,
доктор технических наук,
профессор Лабудин Б.В.

Архангельск 2026

Оглавление

Введение	5
1 Сейсмостокое строительство в России и за рубежом	14
1.1 История сейсмостойкого строительства	14
1.2. Карты сейсмического районирования	17
1.2.1 Карта сейсмического районирования, разработанная при содействии ООН	17
1.2.2 Карта сейсмического районирования, разработанная фондом GEM.....	17
1.2.3 Карта сейсмического районирования Российской Федерации	19
1.3. Конструктивные решения высотных и многоэтажных зданий (состояние вопроса)	20
1.4 Конструктивные решения зданий из древесины	25
1.5 Методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия .	27
1.5.1 Основы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия	27
1.5.2 Анализ вычислительных комплексов при расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия	33
1.6 Методы повышения сейсмоустойчивости зданий и сооружений	37
1.6.1 Сейсмозащита зданий и сооружений из различных материалов (кирпича, стали и железобетона).....	40
1.6.2 Особенности сейсмоустойчивости и сейсмостойкости зданий и сооружений из древесины	49
1.7 Выводы по главе 1.....	52
2 Применение клееных деревянных конструкций (КДК) в строительстве зданий	54
2.1 Строительные конструкции из дерева и деревокомпозитных материалов для сейсмостойкого строительства	54
2.2 Анализ конструктивно-технологических схем для строительства сейсмостойких зданий из древесины	60
2.3 Конструктивные решения сопряжений и монтажных узлов ДКК	62
2.4 Конструктивные решения сопряжений и монтажных узлов ДПК- панелей для зданий до 4-5 этажей	70
2.5 Использование ДПК при сейсмостойком строительстве	75

2.5 Выводы по главе 2.....	78
3 Разработка и обоснование расчетной конечно-элементной модели, численные исследования для расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия.	80
3.1 Обоснование расчетных физико-математических моделей для конструкций из древесины (ДК, ДКК, ДПК).....	80
3.2 Исследование сейсмостойкости многоквартирного жилого здания из деревокомпозитных элементов ДПК.....	86
3.2.1 Построение расчетной модели здания.....	87
3.2.2 НДС в конструктивных элементах многоквартирного жилого дома при действии сейсмической нагрузки.....	88
3.2.3 Выводы по исследованию сейсмостойкости многоквартирного жилого здания из ДПК.....	92
3.3 Расчетная конечно-элементная модель высотного здания из древесины в условиях сейсмики на примере Mjøstårnet.....	93
3.3.1 Усилия и перемещения элементов конструкции различных вариантов моделей здания при действии сейсмического воздействия.....	95
3.3.3 Анализ результатов исследования сейсмостойкости высотного здания из ДКК.....	97
3.4 Модернизированная конструктивная схема 25-этажного многоэтажного здания из деревокомпозитных конструкций.....	98
3.4.1 Назначение предварительных параметров расчетной схемы.....	99
3.4.2 Результаты численных исследований.....	100
3.5 Анализ свободных механических колебаний расчетных схем.....	106
3.6 Исследование напряженно-деформированного состояния элементов каркаса многоэтажного здания при различных статико-геометрических параметрах в условиях сейсмики.....	109
3.6.1 Конструкция узловых соединений на механических связях.....	110
3.6.2 Параметры численного исследования.....	112
3.6.3 Результаты исследования.....	113
3.7. Разработка сейсмостойкого узла сопряжения ДПК с деревоклееной балкой перекрытия пространственного каркаса многоэтажного здания.....	118
3.8. Выводы по главе 3.....	127

4 Программа и методика экспериментального исследования разработанного узла.....	129
4.1. Программа экспериментальных исследований.....	129
4.2 Планирование эксперимента.....	130
4.3 Испытания узлов на статическую нагрузку	135
4.3.1 Методика испытания узлов с упруго-деформируемым вкладышем на статическую нагрузку и планирование эксперимента	135
4.3.2 Анализ полученных результатов экспериментальных исследований	144
4.4 Динамические испытания нагельных соединений	147
4.4.1 Методика проведения эксперимента	148
4.4.2 Анализ полученных результатов экспериментальных исследований	151
4.4.3 Расчет коэффициента поглощения соединения	156
4.5. Выводы по главе 4	157
5 Напряженно-деформированное состояние элементов конструкций многоэтажного здания с новыми узлами сопряжения в условиях сеймики. Разработка рекомендаций	159
5.1 Предварительные замечания	159
5.2 Выбор характера сейсмического воздействия	159
5.3 Расчетная модель многоэтажного здания. Податливость связей	161
5.4 Результаты численных исследований и их анализ	163
5.5 Рекомендации по применению разработанного узла	173
5.6 Выводы по главе 5.....	176
Заключение.....	177
Список использованных источников.....	179
Приложение 1	212
Приложение 2	214
Приложение 3	217
Приложение 4.....	228

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. При строительстве зданий и сооружений, в частности жилых и общественных, необходимо стремиться к наиболее эффективному использованию применяемых строительных материалов с выбором таких объемно-планировочных решений, которые создавали бы функционально благоприятную среду обитания людей, а также механическую безопасность зданий в течение всего эксплуатационного цикла. Важным аспектом строительства здания является архитектурная выразительность и соблюдение всех градостроительных требований.

В течение всего исторического периода развития человека древесина является одним из самых распространенных строительных материалов. Применение этого природного материала позволяло выполнять строительные-монтажные работы круглогодично. В настоящее время объёмы использования древесины в качестве строительного материала при возведении зданий и сооружений вновь увеличиваются. Появились, наряду с традиционными брусowymi, новые конструктивные типы деревянных зданий, такие как каркасные, панельные, каркасно-панельные, позволяющие снизить затраты на использование древесины при строительстве без ущерба для надежности строительных конструкций за счет массового индустриального (заводского) изготовления.

В последние годы получили применение конструкции из древесины перекрестно клееной (ДПК). Отличительной особенностью ДПК панелей является взаимно перпендикулярное расположение склеиваемых слоев древесины, что снижает влияние анизотропных свойств древесины на прочностные характеристики конструкции [1,2].

История мирового опыта использования перекрестно клееной древесины (cross laminated timber – CLT) при строительстве жилых и общественных зданий ведется с 2000-х годов нашего века. Первоначально ДПК панели использовались для строительства малоэтажных жилых домов на одну-две семьи. Однако с течением времени этот строительный материал получил более широкое распространение, вследствие высоких эксплуатационных показателей и технико-экономических преимуществ при производстве.

Среди очевидных преимуществ ДПК – легкость, огнестойкость, сейсмостойкость, отсутствие усадки, сопоставимая с бетоном прочность. При том, что здания из ДПК могут простоять без капитального ремонта десятки лет, они в пять раз легче железобетона. Это позволяет эффективнее использовать при их возведении строительную технику, транспорт – при перевозке, строить на облегченных или существующих фундаментах, что снижает общие затраты при строительстве.

Одним из первых общественных зданий с применением перекрестно клееных деревянных панелей можно назвать Кампус здания наук о Земле (ESB), эксплуатируемый с 2012 г. в городе Ванкувер (Канада). Здание построено в Университете Британской Колумбии и состоит из двух пятиэтажных крыльев — лабораторного крыла из железобетона и северного крыла, нового здания с офисами и лекционными залами, в котором использованы несущие конструкции из клееной древесины. Северное крыло отличается применением в конструкции крыши из ДПК панелей, рама здания выполнена из клееного бруса [3]. Общий вид здания представлен на рисунке 1, а.

В 2013 с применением перекрестной клееной древесины в городе Цюрих построен многоэтажный офис в Швейцарии (рис. 1, в) [4].

В 2017 году в Ванкувере завершено строительство студенческого общежития «Brock Commons». Здание высотой 53 метра, состоит из 404 комнат. Для обеспечения пространственной жесткости в здании устроены 2 ядра жесткости, выполненные из монолитного железобетона [5]. Общий вид здания представлен на рисунке 1, б.

В 2019 году в норвежском городе Брумундал возведено самое высокое здание с применением древесины в несущих конструкциях — «Mjøstårnet» («Мьёсторнет») высотой 85,4 м. Несмотря на наличие в центре здания лестнично-лифтового узла, стены которого выполнены из ДПК-панелей, пространственная жесткость здания обеспечена за счет наклонных связей, выполненных из клееного бруса, расположенных по фасадам здания. Для снижения колебаний здания при действии ветровой нагрузки и повышения эксплуатационных характеристик, междуэтажные перекрытия с 12 по 18 этажи выполнены по деревянным клееным балкам с заполнением пространства между ними монолитным бетоном (рис. 1, г) [6].

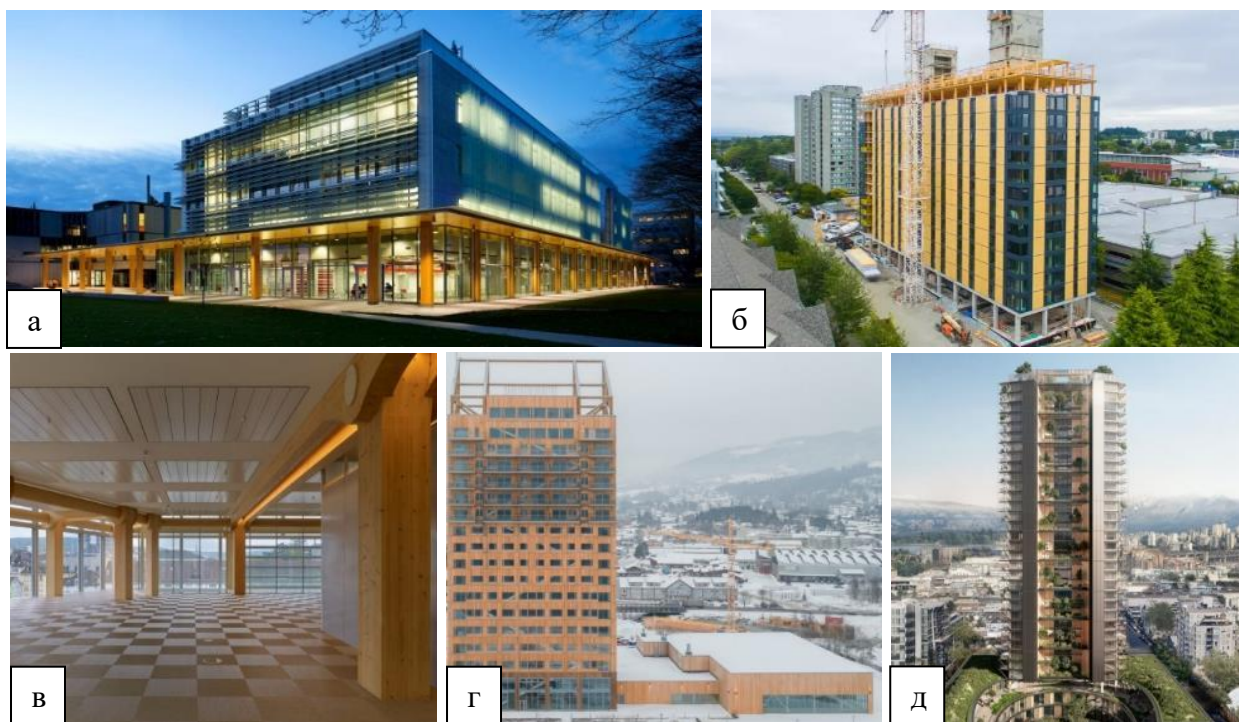


Рисунок 1 – Здания, выполненные с применением древокомпозитных конструкций: а - Кампус здания наук о Земле (ESB), Ванкувер, Канада (2012); б - Здание «Brock Commons» при строительстве. Ванкувер, Канада (2017); в – Многоэтажный офис в Цюрихе, Швейцария. Вид изнутри (2013); г - Главный фасад здания «Mjøstårnet». Брумундалл, Норвегия (2019); д - Главный фасад здания (проект) «Canada Earth Tower». Ванкувер, Канада (2019) [3-7]

В 2019 году одобрен проект на строительство 40-этажного небоскреба «Canada Earth Tower» в Ванкувере [7]. Архитектурные решения фасада здания представлены на рисунке 1, д.

Таким образом наряду с большими и уникальными пролетами из древокомпозитных конструкций (ДКК), появился опыт проектирования, строительства и эксплуатации многоэтажных зданий из нового материала – ДПК панелей из древесины перекрестно клееной. Строительство многоэтажных зданий с применением ДКК и ДПК панелей в Российской Федерации только зарождается.

Одним из наиболее известных зданий, построенных в России из ДПК-панелей, является жилой 4-этажный комплекс, построенный в г. Сокол, Вологодская область. Строительстве велось при сотрудничестве с «Segezha Group» (2022 г.) Продольные и поперечные стены здания, плиты перекрытий выполнены из перекрестно клееных деревянных панелей. Проект разработан ООО «Базис» г. Москва.

Основными проблемами, ограничивающими широкое применение деревянного многоэтажного домостроения, является: отсутствие нормативной базы, опыта проектирования, низкая ремонтпригодность, необходимость выполнения конструктивной огнезащиты. Стоит отметить, что данные проблемы связаны не столько с отсутствием их решения, сколько с необходимостью внесения изменений в соответствующую нормативную документацию.

Основным, препятствием применения ДПК панелей при строительстве зданий в сейсмических районах является отсутствие конструктивных решений по обеспечению эксплуатационной надежности зданий, а также отсутствие соответствующих регламентов и нормативной документации. В настоящее время, зарубежными и отечественными специалистами НИИ и вузов проводятся численные исследования, статические и обширные динамические испытания ДПК панелей [8-11]. Получены удовлетворительные результаты по сейсмостойкости перекрестно-клееной древесины: отсутствие остаточных деформаций, высокая пластичность, диссипация энергии. Актуальными является разработка и испытания новых узлов сопряжения клееных деревянных конструкций (КДК) и ДКК на сейсмические воздействия.

Объект исследования: клееные деревянные конструкции многоэтажного каркасного здания с демпфирующими элементами в соединениях плит из ДПК с балками перекрытия.

Предмет исследования: влияние жесткостных параметров узла соединения балок и плит перекрытия из ДПК на сейсмостойкость многоэтажного каркасного здания из клееных деревянных конструкций с оценкой напряженно-деформированного состояния узловых соединений.

Область исследования: соответствует паспорту научной специальности ВАК 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения и относится к п. 8 «Разработка новых и совершенствование рациональных типов несущих и ограждающих конструкций, конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, механической, пожарной и экологической безопасности».

Цель работы: Совершенствование узлового соединения, позволяющего повысить сейсмостойкость многоэтажных каркасных зданий из клееных деревянных

конструкций путем изменения жесткости узла в зависимости от сейсмического воздействия.

Научная гипотеза заключается в предположении, что включение упруго-деформируемого вкладыша в конструкцию узлового соединения балок и плит перекрытий из ДПК снижает пластические деформации в древесине, обеспечивает демпфирование горизонтальных динамических нагрузок в узлах, повышает их ремонтпригодность и эксплуатационную надежность конструкций многоэтажных зданий.

Задачи исследования:

- анализ состояния вопроса и выявление наиболее рационального конструктивного решения многоэтажного здания из клееных деревянных элементов;
- расчетно-теоретическое обоснование выбора каркасной конструктивной схемы многоэтажного здания из КДК в виде пространственно-регулярной системы с учетом жесткости связей узловых соединений и анизотропных свойств материала;
- совершенствование и разработка узлового соединения плит из ДПК и клееных деревянных балок перекрытия, позволяющего повысить сейсмостойкость многоэтажных каркасных зданий за счет изменения жесткости узла и диссипации энергии землетрясения;
- определение влияния диаметра и модуля упругости материала вкладыша на напряженно-деформированное состояние узла сопряжения плит из ДПК с балкой перекрытия методом конечных элементов;
- выполнить экспериментальные исследования для определения деформативности, несущей способности и коэффициента поглощения разработанного узла на действие статических и динамических нагрузок;
- оценить влияние узлового демпфирующего соединения на НДС элементов каркаса многоэтажного зданий при сейсмических воздействиях различного частотного состава и интенсивности методом конечных элементов;
- сформулировать рекомендации по проектированию сейсмостойких многоэтажных зданий из клееных деревянных конструкций с предлагаемыми узлами.

Научная новизна результатов исследований:

- предложена конструктивная схема многоэтажного здания из клееных деревянных элементов в виде пространственно-регулярной системы с узлами варьируемой жесткости и диссипацией энергии землетрясения;
- обосновано включение упруго-деформируемого вкладыша в конструкцию узла сопряжения плит с балками перекрытия, позволяющее снизить пластические деформации в древесине, обеспечить демпфирование горизонтальных динамических нагрузок в узлах, повысить эксплуатационную надежность конструкций многоэтажных зданий;
- установлены границы рационального использования предложенного соединения путем варьирования диаметров и модуля упругости материала вкладыша и их влияние на напряженно-деформированное состояние узла;
- подтверждено, что применение демпфирующих элементов в соединении балок и плит перекрытий из ДПК в конструкции многоэтажного каркасного здания из деревянных клееных конструкций позволяет повысить его сейсмостойкость при действии высокочастотных и среднечастотных землетрясений.

Теоретическая значимость диссертационной работы заключается в научно-обоснованном применении клееных деревянных конструкций в многоэтажных зданиях для строительства в сейсмоопасных районах. Доказано, что НДС конструктивных элементов здания и его сейсмостойкость зависит от типа применяемых нагельных связей, характеристик демпфирующих свойств нового соединения между несущими конструкциями каркаса здания и перекрытиями при действии землетрясений различного частотного состава.

Практическая ценность работы.

- разработано усовершенствованное соединение плит из ДПК с клееными деревянными балками перекрытия с изменяемой жесткостью и диссипацией энергии землетрясения в узлах, позволяющее повысить несущую способность элементов каркаса, получены коэффициенты жесткости и поглощения экспериментальных узлов;
- сформулированы рекомендации по практическому применению разработанного узла при проектировании сейсмостойких многоэтажных зданий из клееных деревянных конструкций, что повышает достоверность статических и

динамических расчетов, снижению отклика здания на сейсмическое воздействие и как следствие изменению НДС в конструктивных элементах и узлах.

Методология и методы исследований.

При проведении исследований поставленные задачи реализованы путем численного моделирования с использованием методов математического анализа, строительной механики, теории упругости и пластичности анизотропных тел. Экспериментальные исследования выполнены с применением методов планирования эксперимента, математической обработки результатов, численного и натурального эксперимента. Проведена верификация полученных результатов экспериментальных исследований с использованием пространственной расчетной динамической модели во временной области с применением инструментальных акселерограмм.

На защиту выносятся:

- конструктивная схема многоэтажного здания из клееных деревянных элементов в виде пространственно-регулярной системы, позволяющая учитывать жесткость узлов в зависимости от сейсмического воздействия и диссипацию энергию землетрясения в узлах;
- разработанное соединение плит из ДПК с клееными деревянными балками перекрытий каркасных зданий, заключающееся в наличии упруго-деформируемого вкладыша с изменяемой жесткостью материала;
- результаты численных и экспериментальных исследований предложенного соединения, позволяющего снизить пластические деформации в древесине, обеспечить демпфирование горизонтальных динамических нагрузок в узлах;
- результаты применения сейсмостойкого узла соединения балок и плит перекрытия из ДПК в конструкции многоэтажного каркасного здания из клееных деревянных конструкций для повышения его сейсмостойкости при действии высокочастотных и среднечастотных землетрясений;
- рекомендации по проектированию сейсмостойких многоэтажных зданий из клееных деревянных конструкций с разработанными узлами.

Достоверность результатов исследований обеспечивается корректными допущениями при замене реальных процессов математическими моделями,

приемлемым совпадением результатов теоретических и экспериментальных исследований, подтверждается решением задач в соответствии с классическими гипотезами и допущениями строительной механики и теории упругости анизотропных тел, использованием лицензионных расчетных программных комплексов и современного аттестованного измерительно-вычислительного оборудования.

Личный вклад автора заключается в проведении аналитического обзора исследований и патентного поиска по направлению диссертационной работы, формулировке цели и задач, разработке математических и конечно-элементных моделей многоэтажных зданий и узловых соединений, разработке методики проведения исследований, создании экспериментальных установок, проведении теоретических и экспериментальных исследований, обработке и анализе результатов, подготовке докладов (презентаций) и публикаций по теме исследования.

Апробация работы.

Основные положения и результаты диссертационного исследования представлены на следующих конференциях:

– XIV Международный конгресс по деревянному строительству, Санкт-Петербург, 2023 г.;

– LXXVII Международная научно-практическая конференция Архитектура. Строительство. Транспорт. Экономика, Санкт-Петербург, 2023 г.;

– Актуальные вопросы архитектуры и строительства. XVII международная научно-техническая конференция, г. Новосибирск, 2024 г.;

– International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering” (MPCPE-2025), г. Владимир, 2025 г.;

– Международная научно-практическая конференция «Сталь. Дерево. Сейсмика», г. Москва, 2025 г.;

Публикации.

Материалы диссертации опубликованы в 9 печатных работах, в том числе 6 статей в изданиях из перечня рецензируемых научных журналов ВАК, 3 публикации

в журналах, включенных в базу данных РИНЦ. В рамках исследования получены патентные свидетельства на 1 изобретение и 5 полезных моделей.

Внедрение результатов работы. Результаты работы приняты к использованию ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко при подготовке новой редакции СП 544.1325800.2025, что подтверждается справкой о внедрении № 9–1728 от 27.10.2025г. Используются в учебном процессе в Высшей инженерной школе САФУ им. М.В. Ломоносова.

Структура и объем диссертации.

Диссертационная работа состоит из введения, 5 глав, библиографического списка, изложена на 245 страницах, содержит 185 рисунков, 21 таблицу, 4 приложения, 262 библиографических источника.

1 СЕЙСМОСТОКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО В РОССИИ И ЗА РУБЕЖОМ

1.1 История сейсмостойкого строительства

На всей территории земного шара в течение года происходят сотни тысяч землетрясений. В зависимости от силы землетрясений наблюдаются различные повреждения, а в некоторых случаях и разрушения зданий. Основной причиной обрушения зданий и сооружений при землетрясениях можно назвать недостаточный учет сейсмических воздействий при проектировании. На рисунке 1.1 показаны последствия землетрясения в Турции и Сирии в феврале 2022 г. В ходе расследования причин разрушения зданий основной причиной выявлено грубое нарушение требований нормативных документов при строительстве зданий.

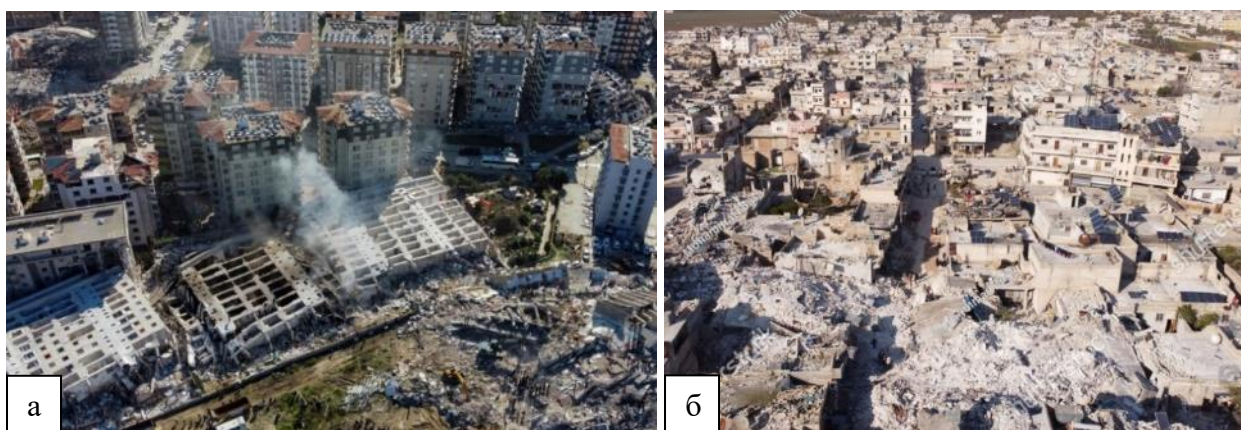


Рисунок 1.1 – Последствия землетрясения: а – провинция Хатай, Турция;
б – Алеппо, Сирия

Сейсмостойкое строительство является сложным и дорогостоящим процессом, но существует множество различных методов и технологий для его выполнения. Это позволяет создавать здания и сооружения, которые могут выдерживать сильные землетрясения и обеспечивать безопасность и защиту людей, работающих и живущих внутри них.

Примером строительства самого раннего и самого известного сооружения, способного выдержать сейсмическое воздействие, можно назвать «Пирамиду Хеопса», построенную в 2650 г. до. н.э. [12]. Сооружение обладает всеми необходимыми качествами, предъявляемыми к сейсмостойкому строительству:

симметричность, низкий центр тяжести, развитие пластических деформаций (благодаря взаимному смещению каменных блоков), а также колоссальный вес, который снижает колебания грунта во время землетрясения [13].

В течение долгого времени подход к строительству зданий и сооружений, расположенных в сейсмоопасных районах, был скорее эмпирический и расчет конструкций на сейсмические воздействия не проводился. Большим шагом к учету сейсмических воздействий на здания стало развитие статической теории сейсмостойкости, предложенную японским ученым Ф.Омори (F.Omori) в 1906 г. [14]. Однако предложенная теория пригодна для очень жестких сооружений таких как АЭС. Вследствие невозможности применения статической теории для зданий и сооружений, обладающих податливостью, с начала 20-х гг. XX века получила развитие динамическая теория развития сейсмостойкости. Основоположниками данной теории являются: М.Мононобе (M.Monobe), К.Сюэхиро (K.Suehiro), А.И. Нейман, К.С. Завриев и др. [13].

Логическим продолжением развития динамической теории сейсмостойкости стала линейно-спектральная теория, которая и в настоящее время используется при проектировании сейсмостойких зданий и сооружений. Идея спектрального метода предложена Био в 1933 г. [14].

В 1937 г. Г.П. Горшковым составлена первая в мире официальная нормативная карта общего (обзорного) сейсмического районирования всей территории бывшего СССР Г.П. Горшкова. Карта включена в официальное издание «Правила антисейсмического строительства», а в 1945 г. Эгереном и Ланом составлена первая карта основных сейсмических зон Турции [15].

С середины XX в. произошли масштабные изменения в нормативной документации при строительстве зданий в сейсмоопасных районах на территории СССР. Причиной этого послужили сильные землетрясения в Армении и Закавказье. Утверждены нормы и правила сейсмостойкого строительства.

В 2000 г. в России издан комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСР-97, используемый по настоящее время [15].

В Российской Федерации и бывшем СССР вопросам сейсмостойкого строительства, сейсмозащиты посвящены работы Я.М. Айзенберга, В.С. Беляева, Т.А. Белаш, А.Н. Бирбаера, И.В. Гольденבלата, К.С. Завриева, Г.Н. Карцивадзе, И.В.

Корчинского, А.М. Масленникова, С.В. Медведева, А.Г. Назарова, Ш.Г. Напетваридзе, Н.А. Николаенко, В.С. Полякова, Ю.Л. Рутмана, О.А. Савинова, А.М. Уздина, А.В. Перельмутера, В.И. Сливкера, Э.И. Хачияна, С.Г. Шульмана, М.У. Ашимбаева, И.К. Белоброва, Ю.И. Пузанкова, А.А. Беспяева, А.Т. Тастанбекова, А.А. Гвоздева, Б.П. Гудкова, Л.Ш. Килимника, А.П. Кириллова и другие, а также зарубежные ученые: Дж. Блум (J. Blum), Н. Мононобе (N. Monobe), Ф. Омори (F. Omori), Э. Розенблюэт (E. Rosenbluet), Н. Ньюмарк (N. Newmark), Т. Хузнер (T. Hausner), Дж. Борджес (J. Borges), А. Равара (A. Ravara), Р. Скиннер (R. Skinner), А. Копра (A. Koppa) и другие.

В настоящее время актуальными вопросами является изучение работы конструкции в процессе разрушения. При воздействии на здание сейсмических воздействий, особенно при сильных землетрясениях, в процессе колебаний происходит частичное разрушение конструкций, которое не приводит к прогрессирующему обрушению здания, однако в несущих конструкциях развиваются пластические деформации. Корректный учет пластических деформаций в конструкциях является основополагающим фактором при расчете зданий на сейсмические воздействия.

Достижения начала 20-го века позволили экономично использовать в строительстве стальные, железобетонные и сталежелезобетонные конструкции. Традиционные строительные конструкции с применением древесины были последовательно вытеснены и частично забыты до конца 20 века. С развитием клееных деревянных конструкций древесина как строительный материал отвоевала долю рынка у уже ставшими привычными строительными материалами, такими как сталь и бетон.

Основным отличием деревянных конструкций от стали и бетона является низкое сопротивление смятию и скалыванию. Для повышения надежности и долговечности деревянных конструкций особое внимание необходимо уделить оптимизации конструктивных решений, внедрению новых узлов сопряжения деревокомпозитных элементов с учетом действующих статических и динамических нагрузок.

В связи с этим возникает необходимость разработать физико-математическую модель работы конкретных клееных деревянных конструкций (КДК), а также

является актуальным вопрос разработки (конструирования) узлов соединения КДК будь то стержневые или панельные конструкции.

1.2. Карты сейсмического районирования

1.2.1 Карта сейсмического районирования, разработанная при содействии ООН

Программа глобальной оценки сейсмической опасности (GSHAP) (рис. 1.2) была запущена в 1992 году Международной программой по литосфере (ILP) при поддержке Международного совета научных союзов (ICSU) и одобрена в качестве демонстрационной программы в рамках Международного десятилетия Организации Объединенных Наций по уменьшению опасности стихийных бедствий (UN/IDNDR).

Сведение к минимуму человеческих жертв, материального ущерба и социальных и экономических потрясений в результате землетрясений зависит от надежных оценок сейсмической опасности. GSHAP был разработан, чтобы обеспечить полезную структуру глобальной сейсмической опасности и служить ресурсом для любого национального или регионального агентства для дальнейших детальных исследований, применимых к их потребностям.

Глобальная карта сейсмической опасности GSHAP, составлена путем объединения региональных карт, подготовленных для различных регионов GSHAP и тестовых зон.

1.2.2 Карта сейсмического районирования, разработанная фондом GEM

В 2004 году, во время 11-й встречи ОЭСР-СГФС, понимая отсутствие места для обсуждения науки о землетрясениях, немецкая делегация предложила провести семинар для обсуждения этого вопроса. В течение следующих двух лет серия семинаров и совещаний завершилась выявлением необходимости создания в 2006 году Глобальной программы картирования и мониторинга риска землетрясений или GEM.

Финансовая целесообразность GEM получила критический импульс в 2007 году, после того как MunichRe согласилась стать ее первым и основным частным участником, внося взнос в размере 5 млн евро сроком на пять лет. В следующем году

временный совет управляющих выбрал EUCENTRE в Павии, Италия, в качестве принимающей организации для Секретариата GEM.

После двух важных вех Фонд GEM был зарегистрирован в 2009 году в Павии, Италия, в качестве некоммерческой организации, что придало Фонду юридическую силу и видение мира, устойчивого к землетрясениям.

Глобальная карта сейсмической опасности Глобальной модели землетрясений (GEM) (рис. 1.3) отображает географическое распределение пикового ускорения грунта (PGA) с вероятностью превышения 10% через 50 лет, рассчитанное для эталонных условий горных пород (скорость сдвиговой волны, V_s , 760-800 м/с).

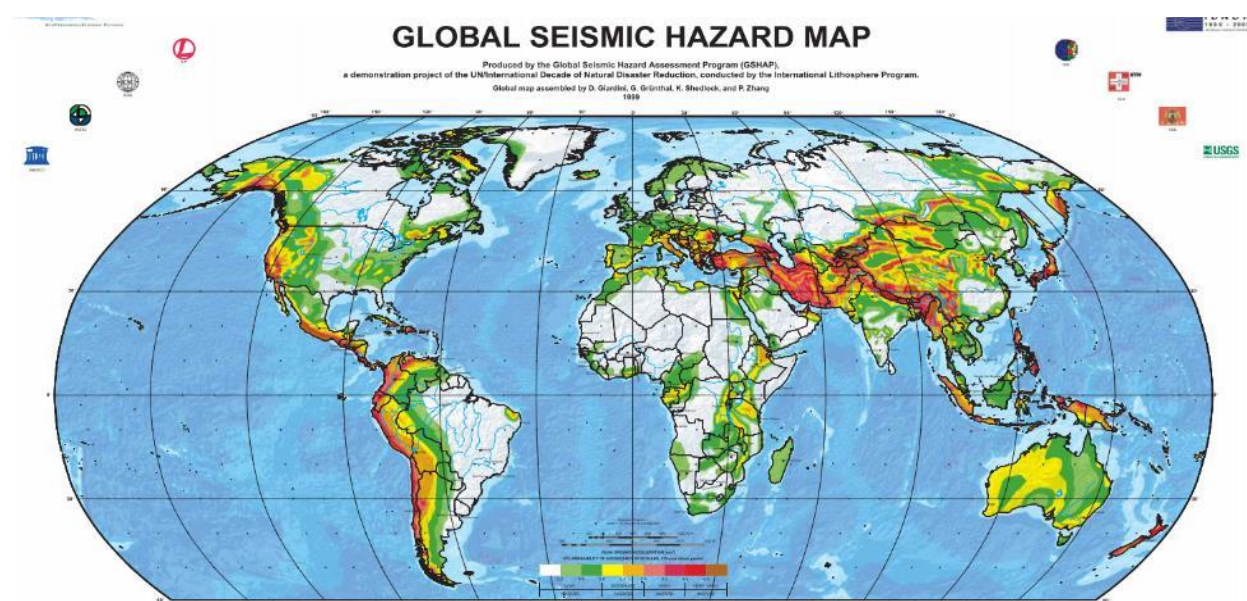


Рисунок 1.2 – Глобальная карта сейсмической опасности по состоянию на 1999 г.

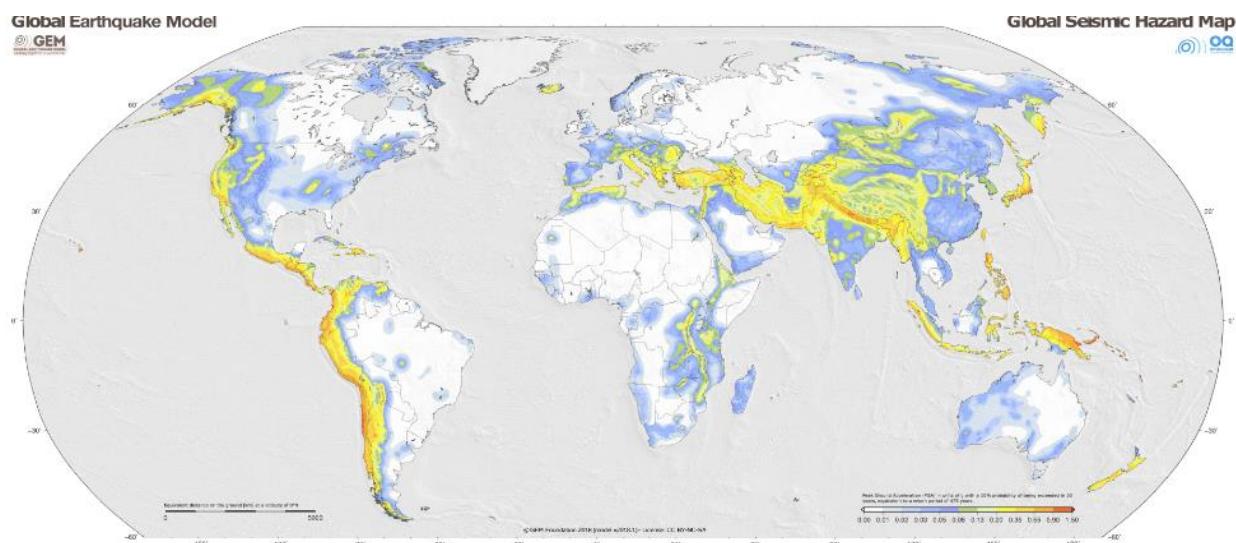


Рисунок 1.3 – Глобальная карта сейсмической опасности по состоянию на 2018 г

Карта была создана путем сопоставления карт, рассчитанных с использованием национальных и региональных вероятностных моделей сейсмической опасности, разработанных различными институтами и проектами, а также учеными Фонда GEM.

1.2.3 Карта сейсмического районирования Российской Федерации

Нормативную интенсивность сейсмических воздействий в баллах макросейсмической шкалы для района строительства сегодня принимают на основе комплекта карт ОСР-2015 территории Российской Федерации. Указанный комплект карт отражает значения сейсмической интенсивности с различной вероятностью их превышения в течение 50 лет: карта А - 10%, карта В - 5%, карта С - 1% (или 90%, 95% и 99% вероятности непревышения). Указанным значениям вероятностей соответствуют следующие средние интервалы времени между землетрясениями расчетной интенсивности: 500 лет (карта А ОСР-2015) (рис. 1.4, а), 1000 лет (карта В ОСР-2015), 5000 лет (карта С ОСР-2015) (рис. 1.4, б) [16]. В 2021 году были внесены изменения в СП 14.13330.2018 и затем отменены [17]. Таким образом, процесс картирования сейсмостойких территорий находится в постоянном совершенствовании.

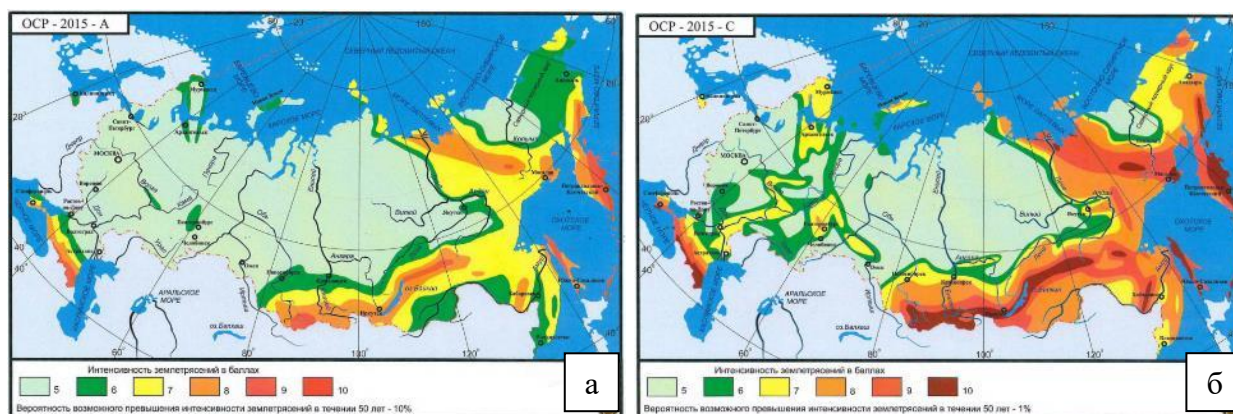


Рисунок 1.4 - Карта общего сейсмического районирования территории Российской Федерации: а - ОСР-2015-А; б - ОСР-2015-С

Существующие карты ОСР подвергаются постоянной критике. Так в работах [18-26] отмечается временный набор карт ОСР 2015 вследствие устаревшей оценки сейсмической опасности страны в обзорном масштабе. Сейсмические воздействия

оцениваются в баллах шкалы MSK-64, однако с 2017 г. используется новая шкала ШСИ-2017. К недостаткам также относят оценку сейсмических воздействия в баллах. Вследствие использования целых баллов шкалы MSK-64 возникает высокая погрешность сейсмической нагрузки. При проектировании ответственных зданий и сооружений отсутствуют данные пиковых ускорений грунта, зависящие от типа грунтов.

1.3. Конструктивные решения высотных и многоэтажных зданий (состояние вопроса)

Согласно СП 42.13330.2016 к многоэтажным относятся здания высотой 9 этажей и более. Высотными зданиям считаются высотой более 75 метров [27]. При высоте более 100 метров здания относят к уникальным [28]. К уникальным зданиям предъявляются повышенные требования по надежности, безопасности, эксплуатации и др.

При строительстве высотных зданий предъявляются повышенные требования по надежности и безопасной эксплуатации. Вследствие большей этажности высотные здания испытывают кратно большие нагрузки, чем обычные здания. Особое внимание при проектировании высотных зданий следует уделять ветровому и сейсмическому воздействию [29]. Необходимо учитывать динамику изменения статико-геометрических параметров здания в процессе эксплуатации, посредством регулярного мониторинга технического состояния конструкции и своевременного выявления возможных дефектов и повреждений.

Для выполнения требований по надежности высотных зданий необходимо использовать конструктивные схемы, обеспечивающие необходимые (нормативные) жесткостные характеристики в зависимости от планировки этажей, расположения инженерного и вспомогательного оборудования, а также комплексной безопасности людей. При этом в обязательном порядке необходимо учитывать меняющиеся статико-геометрические параметры зданий в процессе эксплуатации. Принимать во внимание, что в стране осуществляется переход на параметрическое нормирование [30].

Мировое строительство высотных зданий насчитывается без малого 150 лет. В течение этого времени разрабатывались и совершенствовались различные

конструктивные схемы. В работах [31-37] рассмотрены основные конструктивные системы высотных зданий.

Рассмотрим основные конструктивные системы и схемы зданий:

- бескаркасная система (с несущими стенами)

Как следует из названия системы основными несущими конструкциями, воспринимающими горизонтальные и вертикальные нагрузки, являются стены. Вариативность использования строительных материалов весьма обширна: кирпич, железобетон, древесина. Однако при колоссальной жесткости здания возникают сразу два недостатка: высокая нагрузка на фундамент, отсутствие «гибких планировок». В современном строительстве бескаркасная система при строительстве высотных зданий используется крайне редко [31-36].

- рамно-связевая схема (каркасная с диафрагмами жесткости)

Одна из самых популярных конструктивных систем при строительстве высотных зданий. Основные вертикальные нагрузки воспринимаются рамами и стенами, которые в свою очередь обеспечивают жесткость здания при горизонтальных нагрузках. Использование рамно-связевой системы наиболее характерно с ядром жесткости, выполненным из железобетона и металлического, железобетонного или деревянного каркаса. Также для обеспечения общей устойчивости и жесткости здания используются монолитные железобетонные перекрытия и системы аутригеров. [31-36].

Экономическая целесообразность строительства высотных и уникальных зданий возможна до высоты 350-400 метров. Причиной нецелесообразности использования данной конструктивной схемы при больших высотах является значительное увеличение поперечного сечения элементов рам и диафрагм жесткости.

В работе [38] рассмотрено 80 – этажное здание каркасно-связевой конструктивной схемы с приложенной к нему сейсмическому воздействию с доминантными частотами от 0,5 Гц до 4 Гц при силе землетрясения 8 и 9 баллов. Сделан вывод, что наиболее неблагоприятными условиями работы конструкции является землетрясение с частотой 2 Гц, силе 8 и 9 баллов. Рекомендовано заменить железобетонный каркас здания на стальной с целью увеличить резерв живучести здания за счет пластической работы элементов конструкции.

- рамно-каркасная

Появление рамно-каркасной конструктивной системы обязано началом применения в строительстве металлоконструкций. Важным этапом в использовании металла в конструкциях зданий и сооружений является применение сварки при сопряжении конструктивных элементов в узлах. Применение сварки, а также индивидуальных болтовых соединений, позволило строить здания с применением жестких стальных рам, в которых балки и колонны жестко соединены в узлах. Преимуществами данной конструктивной схемы относительно рамно-связевой можно назвать высокую скорость возведения (металлокаркас), более свободные планировки, меньший вес конструкций здания. Однако главным недостатком является сложность обеспечить необходимую жесткость здания в пределах экономической целесообразности.

В работе [39] рекомендуется для зданий высотой более 9 этажей использовать только связевые каркасы с вертикальными элементами жесткости (стальные связи, диафрагмы, стены, ядра жесткости).

- ствольная

В данной конструктивной схеме основным несущим элементом являются стволы жёсткости, которые могут быть использованы для создания каркасов с консольными и подвесными этажами [40].

Основным недостатком данной конструктивной схемы можно назвать ограниченность вылета консольных этажей, вследствие их гибкости и ограничений предельными деформациями.

В работе [41] рассмотрены несколько расчетных моделей ствольного высотного здания с подвесными этажами при приложении к зданию высокочастотных, среднечастотных и низкочастотных сейсмических воздействий. Сделан вывод, что использование упругих связей между оголовком и стволом здания позволило снизить опасные перемещения перекрытий во всем диапазоне частот.

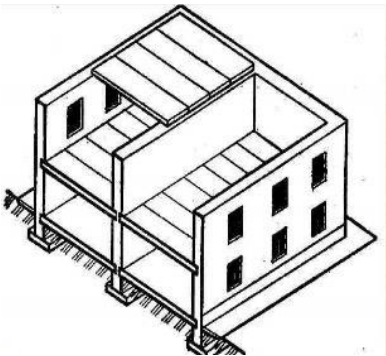

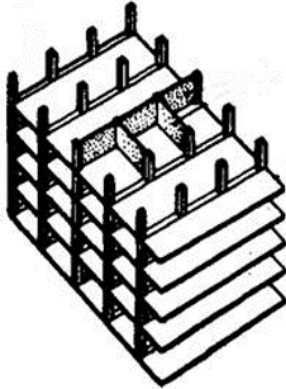

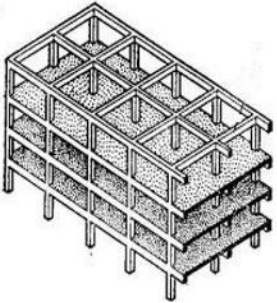

- оболочковая

Согласно названию, особенностью данной конструктивной системы является применением наружной оболочки зданий в качестве основного элемента, обеспечивающего его жесткость при изгибных нагрузках. При устройстве оболочки

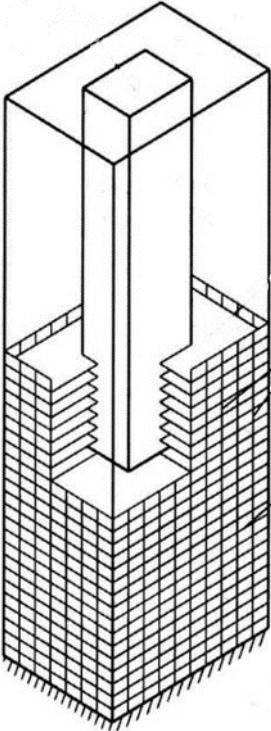

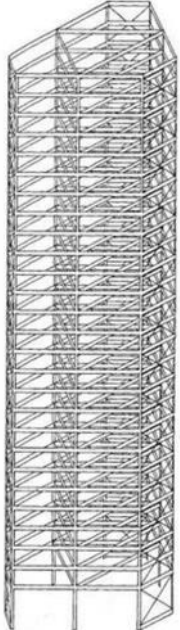

используют сталь, железобетон. Недостатком оболочковых систем можно назвать загромождение фасадов здания несущими конструкциями, что усложняет как монтаж самих конструкций, так и монтаж остекления [31,37].

В таблице 1.1 представлены примеры реализации различных конструктивных систем зданий.

Таблица 1.1 – Конструктивные системы зданий и сооружений систем зданий

№ п/п	Наименование конструктивной системы	Схема	Фото, фактически построенного объекта
1	2	3	4
1	Бескаркасная (с несущими стенами)		 <p>США, Чикаго, «Монаднок-билдинг»</p>
2	Рамно-связевая		 <p>Россия, Москва, башня «Федерация»</p>
3	Рамно-каркасная		 <p>США, Нью-Йорк, «Эмпайр-стейт-билдинг»</p>

Окончание таблицы 1.1

1	2	3	4
4	Ствольная		 <p data-bbox="986 1043 1497 1077">Япония, Токио, отель «Софител»</p>
5	Оболочковая		 <p data-bbox="992 1657 1490 1691">США, Нью-Йорк, «Хёрст-тауэр»</p>

При строительстве зданий высотой более 75 м также применяются конструктивные системы «с мегаколоннами», «HexaGrid» и другие. Однако данные системы разработаны для строительства зданий высотой 400, 500 и более метров. Применять данные системы при проектировании и строительстве зданий до 100 метров из ДПК панелей будет экономически нецелесообразно.

1.4 Конструктивные решения зданий из древесины

Древесину как строительный материал применяют в строительстве значительно дольше, чем сталь и бетон. Однако сооружения из древесины до недавнего времени не превышали высоту 3–4 этажей. Подобное «отставание» конструкций из древесины объясняется сложностью возведения многоэтажных зданий из материалов поэлементной сборки (бревно, брус), ограниченностью длины и сечений лесоматериалов, отсутствием жесткости сопряжений подобных конструкций, невозможностью формирования гибких планировок; низкой пожаробезопасностью. С развитием в XX веке клееных деревянных конструкций (КДК) все приведенные проблемы стали не актуальны. Перед проектировщиками и строителями возникли не менее простые вопросы: правила стандартизации и испытания КДК, исключение положений в нормативной документации, ограничивающие применение КДК для многоэтажных зданий, недостаточная база надежных типовых узлов соединений плоскостных элементов, например из перекрестно-клееных плит, недостаточные исследования, как численные, так и натурные, поведения КДК при сейсмических воздействиях. Вследствие этого в Российской Федерации строительство многоэтажных зданий из древокомпозитных конструкций на данный момент не ведется, не смотря на то, что в мире и нашей стране с 1960 по 2025 гг. построено большое количество большепролетных и уникальных зданий и сооружений различного назначения [42-47].

При обращении к международному опыту строительства высотных и многоэтажных зданий из древесины можно выделить рамно-связевую схему.

Одним из первых зданий высотой более 5 этажей, построенным с применением клееных деревянных конструкций, является 18-этажное (53 м высотой) «Brock Commons» в Ванкувере, Канада (рис. 1.5). Рамы каркаса выполнены из клееных балок. Деревянные колонны выполнены клееными с шарнирным соединением между собой и плитами перекрытия. Колонны соединяются посредством специальных металлических оголовков. Плиты перекрытия – перекрестно-склеенные панели. После укладки плит перекрытия ДПК панели скреплялись между собой через фанеру при помощи гвоздей и шурупов [47]. Здание

имеет 2 ядра жесткости, выполненных из монолитного железобетона. Применение деревянных рам конструкции здания позволило добиться гибкости планировок.

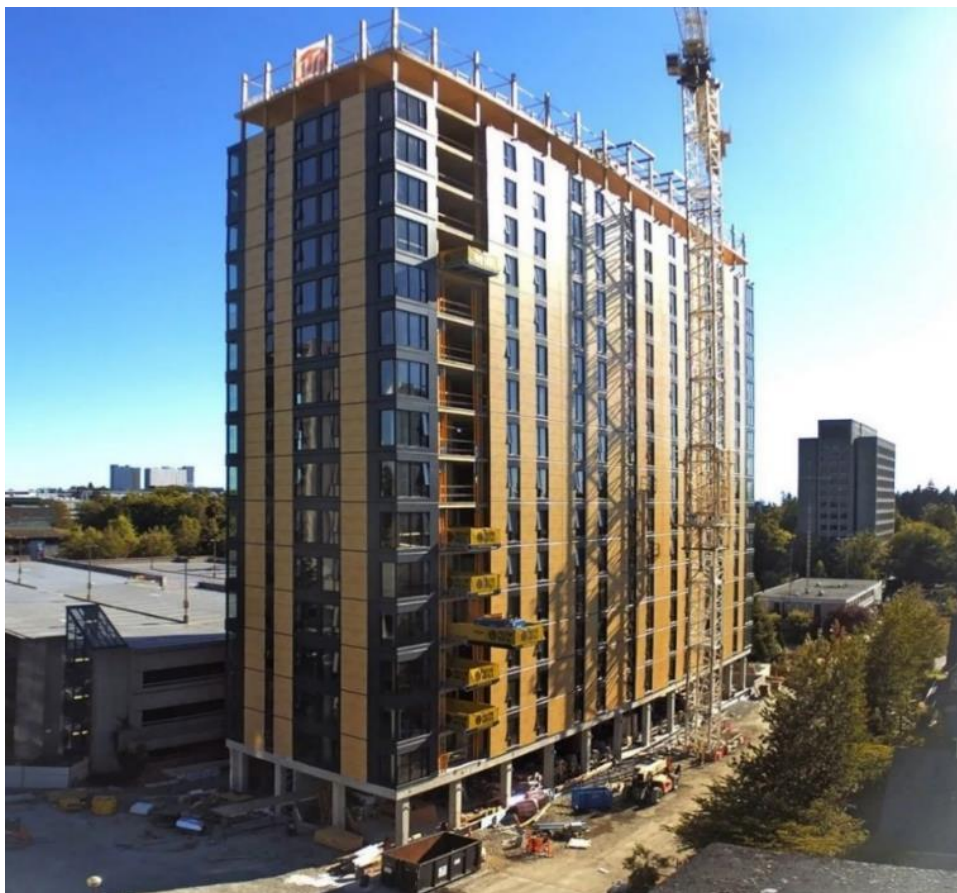


Рисунок 1.5 – Здание «Brock Commons» в Ванкувере, Канада (2017) [47]

Первым в мире высотным зданием является «Мьёсторнет» в норвежском городе Брумундал высотой 85,4 м (рис. 1.6). Здание целиком, не считая ряда верхних этажей, выполнено с применением перекрестно клееной древесины. Пространственная жесткость здания обеспечивается включением в работу диагональных связей, также выполненных из клееной древесины. Элементы связевого каркаса выполнены из клееных балок. Колонны, балки и связи соединены между собой через специальные стальные пластины, которые помещались в заранее предусмотренные пазы в элементах. Окончательно конструкция в узлах фиксировалась стальными болтами. Вследствие отсутствия сейсмической активности в районе строительства, проектировщиками подобная нагрузка при расчетах не учитывалась [6].



Рисунок 1.6 – Здание «Мьёсторнет» в Брумундал, Норвегия (2019) [6]

Применение конструктивных схем характерных для стали, железобетона при возведении высотных зданий из древесины безусловно потребует развития теории расчета клееных деревянных конструкций при совместно работе в составе всего здания и детального исследования узлов соединения элементов между с собой с обеспечением с одной стороны необходимой надежности и в развитии пластических деформация – с другой. Это обусловлено анизотропными свойствами материала ДПК панелей, податливостью узловых соединений, а также переходом на проектирование с учетом меняющихся статико-геометрических параметров зданий и сооружений в процессе эксплуатации. При развитии теоретических положений, конструировании и расчете на сейсмическое воздействие в этих зданиях, по-видимому, потребуется разработка новых мероприятий и конструктивных решений по сейсмозащите.

1.5 Методы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия

1.5.1 Основы расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия

В работах [13, 48-51] детально рассмотрен расчет здания на сейсмические воздействия.

При расчете зданий и сооружений с простыми конструктивно-планировочными решениями для расчетной ситуации РЗ (расчетное землетрясение) допускается использовать РДМ (консольную расчетную динамическую модель) с применением линейно-спектральной теории сейсмостойкости. В основе расчета с РДМ лежит простейший линейный осциллятор. Сейсмическое воздействие является квазистатическими, т.е. в прочностных расчетах она рассматривается как статическая. Объемно-планировочные решения здания сводятся к сосредоточенным массам, расположенным на жестко закрепленном безмассовом стержне с определенной жесткостью (рис. 1.7).

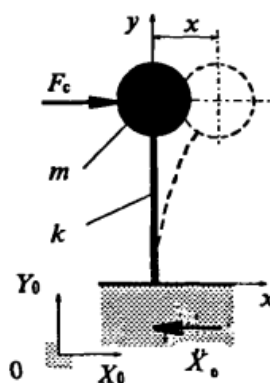


Рисунок 1.7 – Схема простейшего линейного осциллятора

При расчете по линейно-спектральной теории сейсмостойкости определяют модальные инерционные сейсмические нагрузки, зависящие от собственных частот и форм колебаний системы. Нагрузки прикладываются в сосредоточенные массы как статические, определяют отклик конструкции при каждой форме колебаний. Получают расчетный сейсмический отклик путем сложения модальных откликов. В сочетании с прочими приложенными нагрузками на расчетную схему (за исключением ветровой) оценивается сейсмостойкость конструкции.

Расчет конструкции по линейно-спектральной теории ведется согласно [16].

Расчетная сейсмическая нагрузка (силовая или моментная) S_{ik}^j по направлению обобщенной координаты с номером j , приложенная к узловой точке k РДМ и соответствующей i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле 1.1.

$$S_{ik}^j = K_0 \cdot K_1 \cdot S_{0ik}^j, \quad (1.1)$$

где K_0 – коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по таблице 4.2 [16];

K_1 – коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемые по таблице 5.2 [16];

S_{0ik}^j – значение сейсмической нагрузки для i -й формы собственных колебаний здания или сооружения, определяемое в предположении упругого деформирования конструкций по формуле 1.2.

$$S_{0ik}^j = m_k^j \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_\Psi \cdot \eta_{ik}^j, \quad (1.2)$$

где m_k^j – масса здания или момент инерции соответствующей массы здания, отнесенные к точке k по обобщенной координате j , определяемые с учетом расчетных нагрузок на конструкции согласно п.5.1 [16];

A – значение ускорения в уровне основания, принимаемое равным 1,0; 2,0; 4,0 м/с² для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно;

β_i – коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый в соответствии с п. 5.6 [16];

K_Ψ – коэффициент, принимаемый по таблице 5.3 [16];

η_{ik}^j – коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаний по i -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия по 5.7, 5.8 [16].

Значение коэффициента динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружений по i -й форме при определении сейсмических воздействий следует принимать по формулам 1.3 и 1.4 или согласно рисунку 1.8

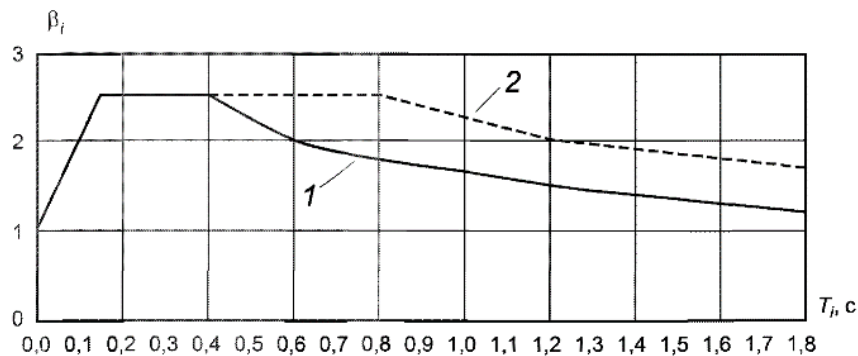


Рисунок 1.8 – Графики коэффициента динамичности β_i в зависимости от расчетного периода собственных колебаний T_i здания или сооружения. Кривая 1 – для грунтов I и II категории по сейсмическим свойствам, кривая 2 – для грунтов III и IV категории [16]

Значение коэффициента динамичности β_i для грунтов категории I и II по сейсмическим свойствам (кривая 1) при:

$$\begin{aligned} T_i \leq 0,1 \text{ с} &\rightarrow \beta_i = 1 + 15T_i; \\ 0,1 \text{ с} < T_i < 0,4 \text{ с} &\rightarrow \beta_i = 2,5; \\ T_i \geq 0,4 \text{ с} &\rightarrow \beta_i = 2,5 \cdot (0,4/T_i)^{0,5}; \end{aligned} \quad (1.3)$$

Значение коэффициента динамичности β_i для грунтов категории III и IV по сейсмическим свойствам (кривая 2) при:

$$\begin{aligned} T_i \leq 0,1 \text{ с} &\rightarrow \beta_i = 1 + 15T_i; \\ 0,1 \text{ с} < T_i < 0,8 \text{ с} &\rightarrow \beta_i = 2,5; \\ T_i \geq 0,8 \text{ с} &\rightarrow \beta_i = 2,5 \cdot (0,8/T_i)^{0,5}; \end{aligned} \quad (1.4)$$

Для зданий и сооружений, рассчитываемых по пространственной РДМ, значение η_{ik}^j при равномерном посткупальном сейсмическом воздействии следует определять по формуле:

$$\eta_{ik}^j = \frac{U_{ik}^j \sum_{p=1}^n \sum_{l=1}^3 m_p^l \cdot U_{ip}^l \cdot r_l}{\sum_{p=1}^n \sum_{j=1}^6 m_p^j \cdot (U_{ip}^j)^2}, \quad (1.5)$$

где U_{ik}^j – смещение по i -й форме в узловой точке k РДМ по направлению обобщённой координаты с номером j (при $j = 1, 2, 3$ смещения линейные, при $j = 4, 5, 6$ – угловые); m_p^j – инерционные характеристики в узловой точке p , равные при $j = 1, 2, 3$ массе здания или сооружения, присоединенной к узловой точке p по направлению оси j , а при $j = 4, 5, 6$ – равные моментам инерции массы относительно угловых обобщенных координат (инерционные характеристики определяют с учетом расчетных нагрузок на конструкцию согласно п.5.1 [16])

r_l – косинусы углов между направлением сейсмического воздействия и осью с номером l . Если обобщенные перемещения вдоль оси 1 и 2 соответствуют горизонтальной плоскости, а перемещение вдоль оси 3 является вертикальным, то эти коэффициенты равны: $r_1 = \cos\alpha \cdot \cos\beta$; $r_2 = \sin\alpha \cdot \cos\beta$; $r_3 = \sin\beta$, где α – угол между направлением сейсмического воздействия и обобщенной координатой $l=1$, β – угол между направлением сейсмического воздействия и горизонтальной плоскостью.

Для зданий и сооружений, рассчитываемых по консольной схеме, значение η_{ik} при поступательном горизонтальном (вертикальном) сейсмическом воздействии без учета моментов инерции массы следует определять по формуле:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n m_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n m_j X_i^2(x_j)}, \quad (1.6)$$

где $X_i(x_k)$ и $X_i(x_j)$ - смещения здания или сооружения при собственных колебаниях по i -й форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его масса принята сосредоточенной;

m_j – масса здания или сооружения, отнесенная к узловой точке j , определяемая с учетом расчетных нагрузок на конструкцию в соответствии с п. 5.1 [12]

Расчетные значения поперечных и продольного усилий, изгибающих и крутящих моментов, нормальных и касательных напряжений N_p в конструкциях от сейсмического воздействия при условии статического действия ее на сооружение, а также расчетные значения перемещений следует определять по формуле:

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (1.7)$$

где N_i – значения усилий (момента, напряжения, перемещения), вызываемого сейсмическими нагрузками, соответствующими i -й форме колебаний;

n – число учитываемых в расчете форм колебаний. Знаки в формуле (1.7) для вычисляемых факторов следует назначать по знакам значений соответствующих факторов для форм с максимальными модальными массами.

Если периоды i -й и $(i+1)$ -й форм собственных колебаний сооружения отличаются менее чем на 10%, то расчетные значения соответствующих факторов необходимо вычислять с учетом их взаимной корреляции. Для этого допускается применять формулу (1.8).

$$N_p = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2 + \sum_{i=1}^n p_i |N_i N_{i+1}|}, \quad (1.8)$$

где $p_i = 2$, если $T_{i+1}/T_i \geq 0,9$ и $p_i = 0$, если $T_{i+1}/T_i < 0,9$ ($T_i > T_{i+1}$)

Как отмечается в работе [52] основным недостатком линейно-спектральной теории является невозможность расчета нелинейных систем. Вследствие чего невозможно учесть неупругое поведение конструкций зданий или сооружений при землетрясении. Поэтому при расчете зданий и сооружений с принципиально новыми конструктивными решениями, для объектов повышенного уровня ответственности и т. д., применяют специальные методы.

Это, прежде всего, прямой динамический метод, который является на наш взгляд, самым эффективным методом решения задач в строительстве. Расчет прямым динамическим методом ведется во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм. Вследствие сложности решения дифференциальных уравнений применение данного метода возможно только с помощью ЭВМ.

В программном комплексе SCAD ++ для расчета зданий и сооружений прямым динамическим методом путем прямого интегрирования уравнения движения используется гипотеза Рэлея:

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K], \quad (1.9)$$

где $[C]$, $[M]$, $[K]$ – матрицы демпфирования, массы и жёсткости соответственно;
 α – коэффициент пропорциональности массы по Рэлею, 1/с;
 β – коэффициент пропорциональности жесткости по Рэлею, 1/с;

Если в классической постановке вынужденное смещение опор представляется обычно акселерограммой, то SCAD ++ задается функция перемещений, а функция скорости определяется в результате численного дифференцирования последней.

Коэффициенты массы и жесткости связаны между собой следующей зависимостью:

$$\alpha + \beta \cdot \omega_i^2 = 2 \cdot \omega_i \cdot \xi_i, \quad (1.10)$$

где ω_i – частота собственных колебаний здания для i -ой формы колебаний, рад/с;
 ξ_i – коэффициент демпфирования для i -ой формы колебаний,

Коэффициент пропорциональности массы α (затухание по низким модам) вычисляется по формуле (1.11).

$$\alpha = \frac{2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (1.11)$$

Коэффициент пропорциональности жёсткости β (затухание по высоким модам) определяется по формуле:

$$\beta = \frac{2 \cdot \xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (1.12)$$

Формулы (1.11) и (1.12) возможно использовать при условии $\omega_2 \neq \omega_1$.

В расчетах часто принимается упрощение $\beta = 0$. При этом не учитывается демпфирование по верхним модам, что может привести к существенному завышению динамической реакции системы.

Модели демпфирования, реализованные в методе разложения по формам собственных колебаний, и при прямом интегрировании с использованием гипотезы Рэлея, разные. Это следует из неоднозначности нахождения коэффициентов пропорциональности массы α и жесткости β из (1.10). Задавая разные значения пар индекса i , получаем разные значения α и β . Однако для большинства практических задач метод разложения по формам собственных колебаний и метод прямого интегрирования дают близкие результаты, если применены корректно [62].

1.5.2 Анализ вычислительных комплексов при расчете зданий и сооружений на сейсмические воздействия

Развитие численного моделирования зданий и сооружений с сопутствующим расчетом выполняется, как правило, на основе метода конечных элементов (МКЭ), что способствовало повышению надежности и скорости расчетов. Расчет сооружения в целом позволяет учесть перераспределение усилий в стержневых элементах и напряжений в плоскостных, тем самым подбирать более экономичные сечения без потери несущей способности. Важным достоинством применения систем автоматического проектирования является введение в расчетную схему грунтов основания как в виде массива грунта (Plaxis), так и в виде коэффициента упругого основания (SCAD).

Стоит отметить важный этап в развитии ЭВМ, громоздкость и низкая скорость работы которых на начальных этапах применения САПР значительно снижало удобство от их использования. Ниже рассмотрим основные программные комплексы для расчета зданий, в том числе на сейсмические воздействия.

ЛИРА-САПР. Программный комплекс, предназначен для численного исследования прочности, жесткости и устойчивости конструкций, а также их автоматизированного проектирования. Отличительные особенности: набор многофункциональных процессоров, реализующих методы расчета на статические и динамические воздействия для линейно и нелинейно деформируемых конструкций; наличие большого набора специальных элементов, позволяющих составлять адекватные компьютерные модели для сложных сооружений (например учет податливости узлов); модули учета физической и геометрической нелинейности на основе различных нелинейных зависимостей, обеспечивающие возможность компьютерного моделирования процесса нагружения как моно- так и би-модульных конструкций, с прослеживанием развития трещин, проявлением деформаций ползучести и текучести, на всех стадиях нагружения, вплоть до получения картины разрушения конструкции; расчет на различные виды динамических воздействий (сейсмика, ветер с учетом пульсации, вибрационные нагрузки и т.д.) по нормативам стран СНГ, Европы, Африки, Азии и США.

Structure CAD (SCAD). Вычислительный комплекс, который является универсальной расчетной системой конечноэлементного анализа конструкций и ориентирован на решение задач проектирования зданий и сооружений достаточно сложной структуры [63]. Общий перечень возможностей сравним с САПР ЛИРА. Возможно задавать сейсмическое воздействие в виде нормативного, так и на воздействие акселерограмм (с переходом к коэффициенту динамичности).

Стоит отметить ограничения при моделировании взаимодействия конструкции с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях. Учет геологического строения ведется либо через коэффициент упругого основания, либо через специальные конечные элементы заданной жесткости, что снижает достоверность выполняемых расчетов.

Plaxis (3D/2D). Один из наиболее эффективных и удобных вычислительных комплексов, учитывающий влияние грунтов основания на проектируемое здание или сооружение является Plaxis с разделением на двух и трехмерное моделирование.

Plaxis 2D предназначен для двумерных расчетов деформации и устойчивости строительных объектов и их конструктивных элементов.

Plaxis 3D предназначен для комплексных расчетов напряженного-деформированного состояния и устойчивости геотехнических объектов различного назначения МКЭ в условиях решения пространственной задачи [53].

Недостатком программного комплекса является недостаточная проработка инструментов работы со стержневыми, плоскостными и комбинированными элементами конструкций. Для выполнения расчетов по подбору сечений стальных и железобетонных элементов необходимо пользоваться другими программными комплексами.

Ansys. Программный комплекс включает полный набор линейных и нелинейных элементов, удобную для использования и редактирования базу материалов от конструкционной стали, бетона, дерева до резины, а также широкий набор методов решений. Это позволяет решать самые сложные и комплексные задачи, включая нелинейный контакт [54].

Возможно ведение расчета с учетом физической (нелинейная упругость, пластичность материалов и т.д.), геометрической (если в процессе движения системы ее характеристики изменяются вследствие больших перемещений) и контактной нелинейности (изменяющийся статус контакта) при задании сейсмических воздействий. При расчете конструкций используется прямое пошаговое интегрирование уравнения движения во времени, путем решения уравнения Ньюмарка. На практике это означает, что инерционные силы в конструкции, вычисленные на предшествующем шаге, влияют на решение следующего. [54].

MicroFe-СДК. Программный комплекс позволяет решать задачи, как в линейной, так и в нелинейной постановке, проводить динамический анализ (собственные колебания, расчет на динамическое воздействие, в том числе с учетом нелинейных связей), анализ устойчивости (в том числе с учетом физической нелинейности) позволяет выполнять комплексный анализ работы конструкции.

Доступны дополнительные виды современных расчетов, такие как: расчет на прогрессирующее разрушение, решение задачи идентификации, индикация погрешностей, определение спектральных свойств матрицы жесткости позволяет выявить слабые места в конструкции и помогает найти оптимальные расположения и сечения элементов несущих конструкций.

STARK ES. Программный комплекс используется для численного моделирования и расчета конструкций зданий и сооружений при различных статических и динамических силовых и кинематических воздействиях также на основе МКЭ.

В работе [55] рассматривается выполнение динамического расчета сооружений при сейсмических воздействиях, которые в [16] недостаточно освещены. Сделан вывод о способах учета указаний [16] при реализации в программном комплексе STARK ES методики выполнения численного физически нелинейного расчета конструкций при сейсмических воздействиях.

MSC.Nastran. Программный комплекс обеспечивает полный набор расчетов, включая расчет НДС, собственных частот и форм колебаний, анализ устойчивости, нелинейных статических процессов, нелинейных динамических переходных процессов, анализ частотных характеристик при воздействии случайных нагрузок. Предусмотрена возможность моделирования практически всех типов материалов, включая композитные и гиперупругие. Расширенные функции включают технологию суперэлементов (подконструкций), модальный синтез и макроязык DMAP для создания пользовательских приложений.

Возможности в MSC.Nastran позволяют проводить сложные поэтапные расчеты конструкции, соответствующие изменениям в условиях нагружения, граничных условиях и в любых других параметрах конструкции, а также переходу от одного вида анализа к другому. Наряду с расчетом конструкций MSC.Nastran может использоваться и для их оптимизации [56].

Применение программы MSC/NASTRAN позволяет моделировать реакцию геологической среды на сейсмические воздействия с учетом влияния рельефа, локальных неоднородностей. Благодаря программам обработки данных, таких как FeMap, MSC/Patran и т. д. результаты расчетов могут быть представлены в наглядной форме, что позволяет получить детальную картину о динамике

происходящих процессов. Математическое моделирование с помощью программы MSC/NASTRAN позволяет также оценивать сейсмическую опасность исследуемых объектов и прогнозировать ее изменение при изменении физико-механических свойств грунтов, что позволит своевременно принимать адекватные управленческие решения по уменьшению сейсмического риска [57].

Radius +. Программа Radius + применима для расчета стержневых систем методом конечных элементов. Позволяет рассчитывать балки, рамы, фермы и другие стержневые системы.

Используемый в данной программе метод разложения по собственным формам колебаний (метод модальной суперпозиции) позволяет выполнять оба вида расчета сооружений на сейсмическое воздействие – нормативный и на воздействие с учетом акселерограмм [14]

Таким образом, из приведенного выше обзора используемых на практике ПК можно сделать вывод, что инструменты для расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия разнообразны. Под каждую из решаемых задач необходимо подбирать свой программный комплекс. Стоит отметить, что выше приведен не исчерпывающий перечень программ, т. е. упомянуты наиболее известные в Российской Федерации и странах СНГ. В практике проектирования основными являются ЛИРА-САПР, SCAD Office и Ansys.

Для поставленных задач при предварительных расчетах в данной работе нами будет использован SCAD Office, и для верификации результатов испытаний - программный комплекс Ansys Workbench.

1.6 Методы повышения сейсмоустойчивости зданий и сооружений

Ежегодное количество землетрясений в мире составляет более 1,7 тыс. магнитудой более 5 баллов [58]. Землетрясения каждый год приводят к большому количеству жертв по всему миру. Одними из последних случаев разрушительного действия землетрясения – катастрофа в Сирии и Турции 6 февраля 2023 года. В результате землетрясения в Турции погибло более 50 тыс. человек, в Сирии – около 8,5 тыс. человек. В результате землетрясений были разрушены тысячи зданий, а экономике Турции нанесён ущерб более 100 млрд долларов [59].

Как можно заключить из произошедшей катастрофы, непосредственная гибель людей происходит не из-за самих землетрясений, а вследствие ошибок при проектировании зданий и сооружений или их некачественного строительства, а также вследствие неточного прогнозирования землетрясения.

В разные годы вопросами повышения сейсмостойкости занимались ученые бывшего СССР и Российской Федерации: И.У. Альберт, Г.В. Давыдов, Т.А. Белаш, Я.М. Айзенберг, и многие другие. За рубежом этими вопросы решали М.Форни (M.Forni), С.Инфанти (S.Infanti), Н. Натан (N. Nathan), Х. Шибата (H. Shibata) и другие.

Для повышения сейсмостойкости вновь проектируемых зданий всегда возможно, в пределах функциональности, изменить расчетную схему. Так при одинаковом сейсмическом воздействии в элементах каркасных зданий развиваются большие усилия по сравнению с узлами панельных зданий. Объяснить это можно развитием в стыковых соединениях панельных зданий значительных сил трения, способствующим интенсивному рассеиванию сейсмической энергии [60].

Высокая сейсмостойкость панельных зданий подтверждается в работах Белаш Т.А и других. Авторы предложили решение по повышению сейсмостойкости зданий путём устройства в фундаментной части специальных средств сейсмозащиты [61].

Важным фактом, не учтенным в действующих нормах [16], является воздействие повторных сейсмических воздействий на здания. В ряде случаев афтершоки приводили к разрушениям зданий и сооружений [60].

При проектировании зданий и сооружений на территориях Европейского союза с высокой сейсмической опасностью руководствуются нормативным документом Еврокод 8 [64]. Разработчиками Еврокода 8 в документе [65] предложены основные конструктивные решения и правила проектирования зданий и сооружений в сейсмоопасных зонах.

Не менее трудоёмкой, является повышение сейсмостойкости уже возведенных зданий и сооружений, не удовлетворяющих требованиям современных норм и правил по строительству.

Для снижения остаточных деформаций в кирпичных зданиях зарубежными исследователями предложено множество решений: включение в кладочный раствор стен композитных армирующих материалов [66, 67]; укрепление каменной кладки

лентами из полипропилена [68]; армирование уже возведенных кирпичных стен вертикальными и горизонтальными стальными стержнями [69, 70]; применение стержней из стеклопластика, монтируемых на поверхности стен [71, 72]; нанесение на наружную поверхность стен композитных материалов (углеродная ткань, базальтовая сетка, полосы металлической сетки) [73-76].

Предложены следующие решения по повышению сейсмостойкости зданий и сооружений из сборного и монолитного железобетона: усиление железобетонных колонн по методу «рубашки» и с использованием стальной обоймы [77]; устройство по периметру покрытия одноэтажного производственного каркасного здания диафрагмы жесткости [78]; возведение вертикальных диафрагм жесткости между элементами каркаса [79-81]; устройство дополнительных стен рядом с существующими или обвязка соседних вертикальных элементов каркаса для повышения жесткости конструктивной системы здания [82-85]; использование постнапряженных наружных стен здания, отделенных друг от друга демпферами сухого трения [86]; расположение на определенных ярусах сооружения жидкостного демпфера (TLCD) [87]. Множество работ направлены на компилирование и анализ основных методов по усилению зданий из железобетона [88-92].

Для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений из стали зарубежными исследователями предложено множество вариантов: повышение устойчивости краевых элементов каркасных зданий [93, 94]; использование вязкоупругих демпферов между узлами каркаса здания [95, 96]; расположение по ярусам каркаса здания «сдвигающихся стен», рассеивающих энергию землетрясения [97-100]. Отмечается высокий потенциал использования зданий с подвесными этажами в условиях высокой сейсмической опасности [101]. В работе выполнен анализ наиболее эффективного метода повышения сейсмостойкости 20 этажно здания [102].

Из обзора зарубежных методов повышения сейсмостойкости зданий и сооружений из различных строительных материалов можно отметить схожесть с отечественными решениями.

За многолетний опыт строительства и эксплуатации сейсмостойких зданий и сооружений сформулированы основные правила проектирования. Упоминание их в источниках [13,14,16,103,104,105] иллюстрирует и подтверждает надежность

принимаемых конструктивно-технических и объёмно-планировочных решений, в том числе:

1) Здания и сооружения должны обладать симметричностью и регулярностью распределения в плане и по высоте здания масс, жесткостей и нагрузок на перекрытия;

2) Применяемые материалы, конструкции и конструктивные схемы должны обеспечивать наименьшие значения от сейсмических воздействий;

3) Конструирование узлов и сопряжений элементов должно обеспечивать диссипацию энергии от землетрясения;

4) При развитии неупругих деформаций в узлах конструкций следует предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие устойчивость и кинематическую неизменяемость системы (здания, сооружения);

5) Выполнять расчеты железобетонных, металлических и деревянных конструкций зданий и сооружений необходимо с учетом их нелинейного деформирования;

6) Перекрытия и покрытия зданий и сооружений в районах с высокой сейсмической опасностью должны образовывать жесткие диски и максимально жестко соединяться с вертикальными несущими элементами.

Эти правила применительно к зданиям из древокомпозитных материалов типа КДК, ДПК, LVL нами и будут положены в основу диссертационного исследования.

1.6.1 Сейсмозащита зданий и сооружений из различных материалов (кирпича, стали и железобетона)

Наука и специалисты занимаются развитием теории сейсмостойкости более века [14]. В течение этого времени совершены прорывы в понимании природы сейсмических воздействий, определены их параметры, разработаны алгоритмы и методики расчета. Созданы и работают по всему миру станции, лаборатории, научно-исследовательские институты.

Для предотвращения и снижения гибели людей, уменьшения экономических потерь вследствие разрушения объектов промышленного, гражданского, энергетического, транспортного и др. строительства, а также инфраструктуры

необходимо уделять большое внимание антисейсмической защите зданий и сооружений. В работах [16, 106] указывается, что сейсмические нагрузки не являются абсолютно внешними, а генерируются самими сооружением в результате сейсмических колебаний. В связи с этим в практике сейсмостойкого строительства сложились два подхода к повышению сейсмостойкости: традиционный и специальный [16, 107-112].

При применении традиционного метода сейсмостойкость здания обеспечивается увеличенным сечением несущих элементов в зависимости от величины критических нагрузок в элементах зданий и сооружений. В случае применения специального метода возможно использование инженерных решений на основе сейсмоизоляции и сейсмогашения колебаний.

Системы на основе сейсмоизоляции снижают реакцию сооружений на сейсмические воздействия. Такие решения позволяют снизить в 1,5-2,5 раза сейсмические нагрузки [106]. В отечественной технической литературе [16, 107-112] выделяют следующие основные системы изоляции, апробированные на практике мирового строительства:

а) эластомерные опоры (рис. 1.9)

Эластомерные опоры, благодаря их низкой сдвиговой жесткости, изменяют частотный спектр собственных горизонтальных колебаний сейсмоизолированной части здания, а восстанавливающие силы, возникающие при деформациях опор, стремятся вернуть сейсмоизолированную часть здания в исходное положение.

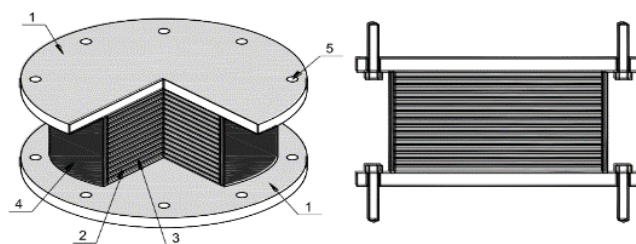


Рисунок 1.9 – Эластомерная опора. 1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания; 2 – листы резины; 3 – стальные пластины, расположенные между листами резины; 4 – резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 5 – отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания [16]

б) эластомерные опоры со свинцовыми сердечниками (рис. 1.10)

Благодаря комбинации резиновых и металлических слоев в опоре со свинцовыми сердечниками, обеспечивающими гистерезисную диссипацию энергии при горизонтальных деформациях, они обладают:

- высокой вертикальной жесткостью при эксплуатационных нагрузках;
- высокой горизонтальной жесткостью при действии горизонтальных нагрузок низкого уровня;
- низкой горизонтальной жесткостью при действии горизонтальных нагрузок высокого уровня;
- высокой способностью к диссипации энергии.

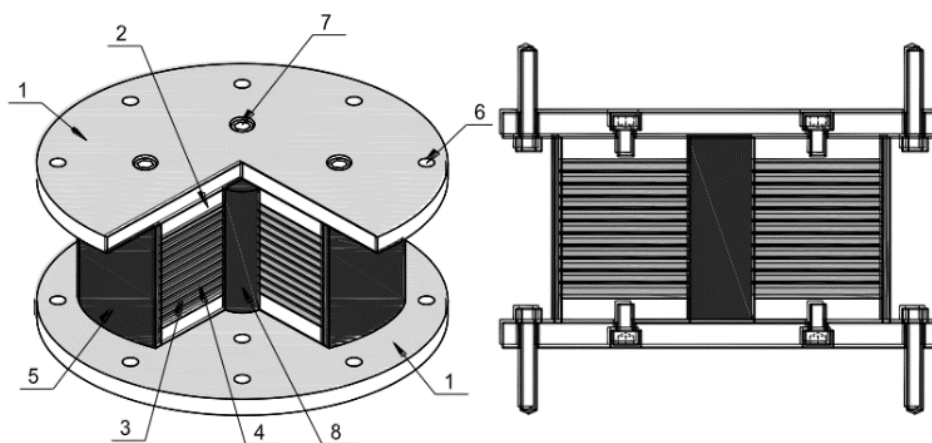


Рисунок 1.10 – Эластомерная опора со свинцовым сердечником. 1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания; 2 – фланцевые стальные пластины; 3 – стальные пластины, расположенные между пластинами резины; 4 – пластины резины; 5 – резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 6 – отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания; 7 – отверстия под шпонки; 8 – свинцовый сердечник [16]

в) опоры фрикционно-подвижного типа с плоскими горизонтальными поверхностями скольжения (рис. 1.11)

Плоские скользящие опоры имеют довольно низкий порог срабатывания и обеспечивают намного большее рассеивание энергии, чем эластомерные опоры со

свинцовым сердечником ($\xi = 63,7 \%$). Однако, из-за отсутствия в опорах восстанавливающих сил, при интенсивных сейсмических воздействиях сейсмоизолированная часть здания может иметь допускаемые односторонние перемещения в пределах нижней опорной пластины после прекращения действия сейсмических воздействий. Эти перемещения не влияют на напряженно деформированное состояние сейсмоизолированной части здания и субструктуры.

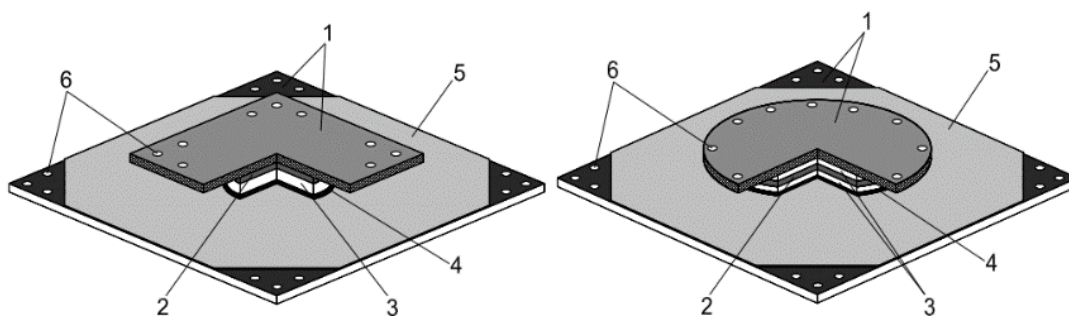


Рисунок 1.11 – Плоские скользящие опоры. 1 – опорные стальные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания; 2 – пластины резины; 3 – внутренние стальные пластины; 4 – покрытие (например, из фторопласта) нижней части скользящей опоры; 5 – стальная пластина (например, из нержавеющей стали), по которой происходит скольжение; 6 – отверстия под анкерные болты, необходимые для закрепления опоры к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания [16]

г) кинематические системы с качающимися опорами (рис. 1.12)

Качающиеся опоры, применяемые для защиты зданий от горизонтальных сейсмических воздействий, представляют собой подвижные стойки, выполненные из железобетона и расположенные в зазоре между сейсмоизолированной и несейсмоизолированной частями здания. Опоры имеют сферические торцы, на верхней и нижней частях каждой опоры (рисунок 1.6.4, а), либо только на нижней части при закреплении верхней части опоры с помощью шарнирной связи к конструкциям сейсмоизолированной части здания (рисунок 1.6.4,б). Шарнирная связь обеспечивает подвижность в горизонтальной плоскости по всем направлениям.

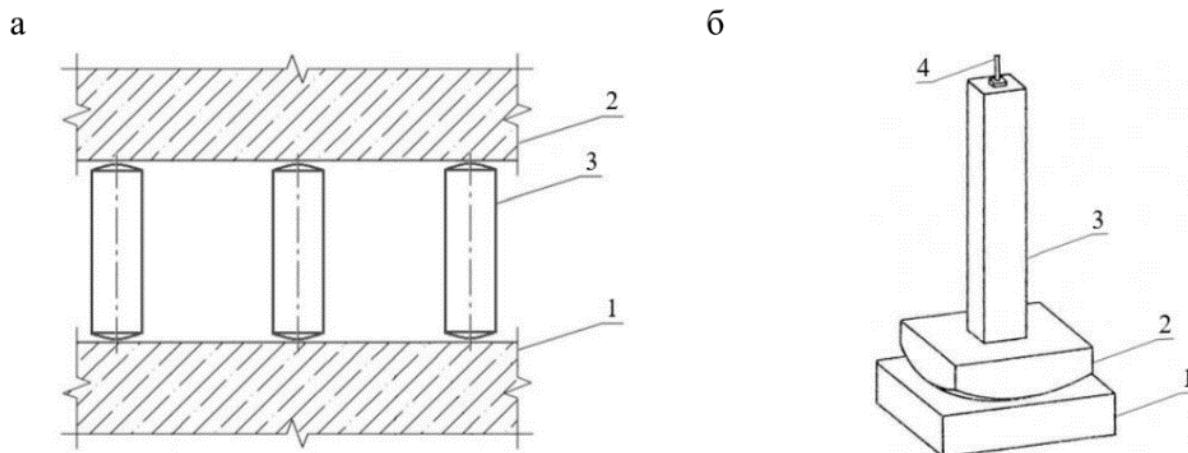


Рисунок 1.12 – Плоские скользящие опоры. а – 1 – фундаментная плита; 2 – опорная плита; 3 – опоры в форме стоек со сферическими торцами; б – 1 – фундаментная плита; 2 – сферическая опора; 3 – стойка; 4 – шарнирное крепление [16]

д) опоры фрикционно-подвижного типа со сферическими поверхностями скольжения (рис. 1.13)

Сейсмоизолирующие фрикционно-подвижные опоры со сферическими поверхностями скольжения (или маятниковые скользящие опоры) – это скользящие опоры, в которых контактные поверхности скольжения имеют сферическую форму.

В маятниковых опорах всех типов:

- формы ползунов и плит обеспечивают однородное распределение напряжений в местах их примыкания и исключают возможность возникновения неблагоприятных локальных эффектов;

- при перемещениях ползунов по сферическим поверхностям, сейсмоизолированная часть здания приподнимается и составляющая гравитационной силы, параллельная горизонтальной поверхности, стремится вернуть ее в положение устойчивого равновесия;

- диссипативные свойства взаимосвязаны с фрикционными свойствами материалов, контактирующих на сопрягаемых сферических поверхностях плит и ползунов; наиболее часто они характеризуются коэффициентом эффективного вязкого демпфирования ξ со значениями в пределах от 10 % до 30 % критического значения.

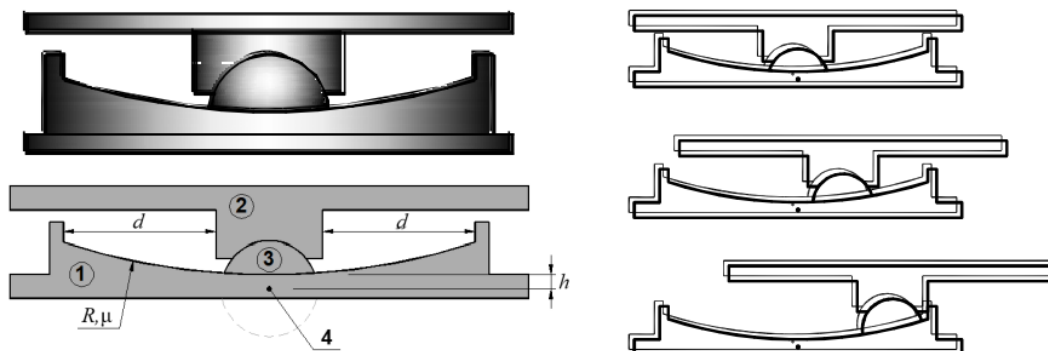


Рисунок 1.13 – Одномаятниковая фрикционно-подвижная опора. 1 – нижняя стальная плита со сферической вогнутой поверхностью, по которой происходит скольжение; 2 – верхняя стальная плита; 3 – сферический шарнирный ползун; 4 – точка поворота [16]

е) трехкомпонентная пружинно-демпферная система, состоящая из упругих витых пружин и параллельно установленных многокомпонентных вязкоупругих демпферов (рис. 1.14)

Трехкомпонентная пружинно-демпферная система состоит из упругих витых пружин, несущих статическую и воспринимающих сейсмическую нагрузки, и параллельно включенных многокомпонентных вязкоупругих демпферов, обеспечивающих в широких пределах необходимое демпфирование для сейсмоизолированной системы



Рисунок 1.14 – Установка ТПДС при параллельном размещении блока витых пружин и вязкоупругого демпфера [16]

Стоит отметить, что сейсмоизолирующие опоры, указанные в:

- перечислениях а), б) и г), применяются в сейсмоизолирующих системах первого типа: системы сейсмоизоляции, уменьшающие величины горизонтальных сейсмических нагрузок на сейсмоизолированную часть здания за счет изменения частотного спектра ее собственных колебаний – увеличения периодов колебаний сейсмоизолированной части здания по основному тону;

- перечислениях в) и д), применяются в сейсмоизолирующих системах второго типа: системы сейсмоизоляции, ограничивающие уровень горизонтальных сейсмических нагрузок, действующих на сейсмоизолированную часть здания;

- перечислении в), применяются в сейсмоизолирующих системах третьего типа: системы сейсмоизоляции, сочетающие способность изменять частотный спектр собственных колебаний сейсмоизолированной части здания со способностью ограничивать уровень горизонтальных сейсмических нагрузок, воздействующих на сейсмоизолированную часть здания;

- перечислении е), применяются в сейсмоизолирующих системах четвертого типа: системы сейсмоизоляции, сочетающие способность изменять частотный состав собственных колебаний сейсмоизолированной части здания со способностью ограничивать уровень как горизонтальных, так и вертикальных сейсмических нагрузок, воздействующих на сейсмоизолированную часть здания.

Системы на основе сейсмоизоляции получили широкое применение по всему миру. Вследствие больших перемещений опор зданий в уровне сейсмоизоляции, необходимо устраивать специальные деформационные швы.

При проектировании активной сейсмоизоляции здания необходимо исходить из того, что при определенных значениях сейсмического воздействия (прежде всего в частотном спектре) системы сейсмоизоляции уменьшают колебания, однако при отклонении от этих значений могут не улучшать, а ухудшать ситуацию [13].

Метод сейсмогашения является наиболее эффективным и наименее исследованными. Данный метод основан на изменении динамической схемы здания для снижения динамических нагрузок [106].

Положительный опыт использования активных систем сейсмоизоляции рассмотрен в [113]. Отмечается что применение активной системы сейсмоизоляции

позволило проектировать здания, которые не соответствовали требованиям норм в области сейсмостойкого строительства.

В последние годы методам повышения сейсмостойкости уделено особое внимание. В работах [106, 114, 115, 116, 117, 118] усовершенствованы существующие и предложены новые методы расчета с учетом включения в работу сейсмоизолирующих устройств и механизмов.

На рисунке 1.15 обобщены основные способы и методы по сейсмозащите зданий и сооружений. В работе [111] приведены конструктивные решения по сейсмозащите зданий и сооружений.

Результаты научных работ [119, 120, 121, 126, 127, 128] направлены на упрощение расчетов и возможности применения сейсмозащиты на начальной стадии проектирования для исключения наименее надежных решений.

В [122] предложен алгоритм для применения того или иного типа сейсмоусиления исходя из экономической целесообразности, а также предложена методика определения конструктивного ущерба в зданиях и сооружениях при землетрясениях расчетным способом.

В диссертации [123] предложен вариант цунамизащиты и учтено его влияние на сейсмостойкость здания. В частности, при расчете здания на прогрессирующее обрушение при выключении из работы одной из опор, получен достаточный запас прочности конструкций здания. С помощью численных методов в программном комплексе Ansys и ЛИРА САПР учтено влияние пространственной работы взаимодействия сейсмического воздействия и волн цунами с предлагаемыми конструкциями защиты в зависимости от их конструктивных особенностей.

Для хранилищ отработавшего ядерного топлива в работе [124] выявлены наиболее уязвимые конструкции при сейсмической нагрузке, определена категория грунтов и частота, являющиеся наиболее опасными для подобного типа сооружений. Предложены пути повышения сейсмостойкости сооружений.

В диссертации [125] определено влияние результатов боевых действий на целостность архитектурных памятников Сирии при землетрясении. Предложены нетрадиционные методы повышения сейсмостойкости зданий с сохранением их аутентичности.



Рисунок 1.15 – Классификация основных методов сейсмозащиты зданий и сооружений [111]

Одним из важных аспектов при строительстве зданий и сооружений для обеспечения их долговечности при расположении объектов строительства в сейсмоопасных зонах является влияние окружающей застройки. Так, в работе [129] проведен численный анализ при помощи метода конечных элементов 3-х рядом построенных зданий на разном расстоянии друг от друга и разными жесткостными характеристиками. Также, варьированию подлежали грунты основания. В результате определено, что если расстояние между зданиями менее 10 м, то сейсмическая нагрузка на проектируемое здание увеличивается. Особенно сильно влияние более жестких зданий на каркасные. Предложены рекомендации по повышению сейсмостойкости зданий при помощи устройства между ними демпферов сухого трения [129].

1.6.2 Особенности сейсмоустойчивости и сейсмостойкости зданий и сооружений из древесины

Деревянные малоэтажные здания можно заведомо назвать сейсмостойкими, вследствие относительной легкости конструкции, демпфирующему влиянию упруго-деформирующихся узлов, развития пластических деформаций в узлах. Однако повреждения и обрушения деревянных зданий при землетрясениях также имеют место, причиной которых могут служить множество факторов. На рисунке 1.16 показано разрушение деревянных зданий после землетрясений, произошедших в Соединенных Штатах Америки (США) и Японии

Сейсмостойкость зданий с рублеными бревенчатыми и брусчатыми обеспечивается за счет постановки надежной связи в местах пересечения и сопряжения стен за счет связей или рубкой стен «с остатком» не менее 35 см, усиления верхних венцов в углах зданий и т. д. [130].

Обеспечение сейсмостойкости деревянных каркасных зданий достигается использованием легкого утеплителя, установкой раскосов и косой обшивки стен, устройства центрированной нижней обвязки относительно фундамента и т. п. [130].

В работе [131] указано что частотный состав колебаний землетрясения значительно влияет на надежность каркасного деревянного здания. Рекомендовано принимать собственные периоды колебаний зданий исходя из преобладающего

периода сейсмических колебаний района строительства, обеспечивающих живучесть зданий и сооружений из ДК [131].



Рисунок 1.16 – Разрушение деревянных зданий после землетрясений: а, б - Землетрясение Лома-Приета, США, 1989; в, г – Землетрясение после тайфуна Ман-Үі, Япония, 2007

Перспективным методом сейсмостойкого строительства деревянных зданий является использование мелкосборных деревянных элементов [132]. Численный анализ показал необходимость введения в конструкцию зданий из штучных элементов тяжелей, демпфирующих прокладок, энергопоглощающих элементов и т. п. для обеспечения диссипации энергии конструкций деревянных зданий.

Исследованием деревянных панелей из перекрестно-клееной древесины в условиях статических и динамических нагрузок, моделирующих сейсмические воздействия, занимаются в Центральном научно-исследовательском институте строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко, подведомственном АО

«НИЦ «Строительство». В работе [8] приведены результаты экспериментальных исследований ДПК-панелей с различным количеством и расположением слоев ламелей под воздействие статических и динамических нагрузок, моделирующих сейсмические воздействия. Получены экспериментальные динамические характеристики древесины перекрестно-клееной при испытании образцов пятислойных и семислойных панелей в условиях вынужденных колебаний при прямом и обратном проходе через резонансную частоту. Сделан вывод, что «механическая безопасность и надежность зданий не будет ограничиваться несущей способностью материала, а скорее будет в большей степени зависеть от несущей способности и пластичности соединений панелей из ДПК».

В работе [9] предложено сейсмостойкое решение для быстровозводимых каркасных зданий – несущие элементы (стойки, раскосы, поперечены) каркаса выполнены из древесины, обшитые панелями из фиброцемента. По результатам испытаний, решение показало высокую диссипативную способность и рекомендовано для дальнейших исследований и включения в Eurocode 8. Похожие решения предложены в работах [10, 11, 133], однако вместо фиброцементных листов использована фанера, ОСП или гипсокартонные листы. В [134] для повышения сейсмостойкости существующих зданий и сооружений с деревянными перекрытиями предложены различные методы: дополнительный монтаж фанеры, стальных листов (толщина 2–3 мм), дощатого наката или использование бетона. После повышения жесткости перекрытия увеличивается пространственная жесткость здания, что приводит к увеличению сейсмостойкости конструкций при определенном характере воздействия. В исследовании [135] предложено решение для повышения сейсмостойкости каркаса (в частности, металлического) путем расположения между колоннами деревянных панелей, обшитых ОСП и оштукатуренных. По результатам динамических испытаний конструкция показала высокий уровень рассеивания сейсмической нагрузки. В [136] повышение сейсмостойкости каркасных зданий из древесины достигается путем устройства близ узла специальных металлических элементов. При землетрясении элементы деформируются и рассеивают часть энергии землетрясения, но предотвращают большие смещения элементов относительно друг друга.

Авторами статьи [137] предложено использовать для сейсмостойкого строительства каркасных зданий деревокомпозитные элементы с постнапряжением. Колонны и балки выполнены из LVL, через геометрические центры которых пропущены стальные стержни напрягаемые при сборке конструкции. В узлах также устанавливаются дополнительные элементы, рассеивающие энергию землетрясения. Постнапрягаемый стержень обеспечивает восстановление исходного положения конструкции после землетрясения.

В [138] предложен инновационный узел сопряжения ДПК-панелей между собой для эксплуатации в сейсмоопасном регионе. Основным элементом является стальная пластина сложной формы, которая при динамическом воздействии может деформироваться (растягиваться, сжиматься) в пределах как упругой, так и пластической стадии работы материала. Вследствие деформации пластины снижаются пластические деформации в древесине ДПК-панели, повышается диссипативность системы и ее надежность (снижение вероятности хрупкого разрушения древесины).

По результатам литературного обзора научных работ по расчету зданий на сейсмические нагрузки, а также по повышению сейсмостойкости конструкций, можно сделать вывод, что большинство исследований рассматривают накопленный многолетний зарубежный и отечественный опыт проектирования и строительства зданий, выполненных с применением, стали и/или железобетона. Вместе с этим стоит отметить, что в последние 10–15 лет в строительстве зданий и сооружений всё чаще используются клееные деревянные конструкции (КДК), в том числе в комбинации с железобетоном (ядра жёсткости) и металлом (связи), а также комбинированных сталебетонных зданий и сооружений. Это требует разработки специальной физико-математической модели для конкретных конструктивных схем зданий с применением КДК, а также комбинированных с железобетоном и металлом.

1.7 Выводы по главе 1

1.7.1 Выполнен анализ конструктивных решений и методов расчета зданий и сооружений в условиях сеймики. Для повышения сейсмостойкости зданий и сооружений используют различные методы. Применение одного из методов или их

сочетания напрямую зависит от расчетных параметров землетрясения, конструктивной схемы зданий, инженерно-геологических и других факторов. Приведена классификация сейсмозащитных мероприятий.

1.7.2 Представлен и проанализирован перечень известных отечественных и зарубежных программных комплексов, позволяющих с различной степенью достоверности проводить расчет зданий и сооружений на сейсмическое воздействие, дан их сравнительный анализ с возможностями, преимуществами и недостатками.

1.7.3 Научные работы и исследования посвящены повышению сейсмостойкости зданий и сооружений с конструктивными решениями каменных, железобетонных, стальных и комбинированных конструкций, которые достаточно подробно исследованы на воздействие динамических и сейсмических нагрузок.

1.7.4 Актуальными и востребованными являются работы, отражающие поведение современных деревянных зданий и сооружений с различной конструктивной схемой, этажностью, применением различных типов узлов и строительных элементов на основе древесины (КДК, LVL, CLT (ДПК) и др.).

1.7.5 Сформулированы цели, задачи и предмет исследования.

2 ПРИМЕНЕНИЕ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ (КДК) В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ

2.1 Строительные конструкции из дерева и деревокомпозитных материалов для сейсмостойкого строительства

Использование древесины во всех областях народного хозяйства, особенно в строительной отрасли при возведении зданий и сооружений, обусловлено сравнительной высокой удельной прочностью, легкостью механической обработки, низкой плотностью при высоких физико-механических показателях, низкой теплопроводностью, радиопрозрачностью, немагнитными свойствами, диэлектрическими качествами, возможностью склеивания и т. д. [139-144].

В XVIII в. на территории Российской империи начинается повсеместное применение древесины при строительстве зданий и сооружений. Продукция леса применяется при возведении: жилых и общественных зданий, мостов, верфей, набережных и т. д.

Одним из известных инженеров XVIII в. Кулибиным И.П. запроектирован однопролетный арочный мост через р. Неву в Санкт-Петербурге пролетом около 300 метров с применением древесины. Социально-экономическое развитие Российской империи не позволило реализовать проект, но полученные данные и предложенные технологии деревянного зодчества применены в дальнейшем [139].

В последующие столетия исследованием свойств и строения древесины посвящены работы многих ученых в том числе: П.А. Афанасьевым, А.Е. Теплуховым, Журавским Д.И., С.А. Богословским, А.В. Гадолиным, Бауман Р, Д.Н. Кайгородовым, Н.М. Бурым, Н.А. Филипповым, В.А. Петровским, Г.Ф. Морозовым, Тиман Х.Д., Педдер А.Ю и др. Большой вклад в развитие конструкций с применением древесины внесли: Г.Г. Карлсен, В.М. Коченов, В.В. Большаков, М.Е. Каган, В.З. Власов, А.М.Иванов, В.Ф. Иванов, Ю.М. Иванов, Г.В. Свеницкий, Е.М. Знаменский и др.

А.Р. Ржаницын, В.Г. Писчиков, Г.В. Свенцинский, П.Ф. Плешков, С.И. Песельник и др. разработали отечественную теорию расчета сжатых, сжато-изгибаемых стержней, в том числе стержней на податливых связях [139].

В конце XX века с появлением потребности в расширении номенклатуры зданий и сооружений из древесины исследуются вопросы долговечности, прочности и деформативности, анизотропии упругих свойств древесины, тепловых и влажностных свойств древесины, биозащиты и многие другие. Развитием указанных направлений занимались Ашкенази Е.К., Буслаев Ю.Н., Жаданов В.Д., Ковальчук Л.М., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Михайлов Б.К., Пластинин С.Н., Погорельцев А.А., Рощина С.И., Санжаровский Р.С., Светозаров Е.И., Серов Е.Н., Травуш В.И., Турков А.В., Уголев Б.Н., Фурсов В.В., А.Г. Черных и др. С развитием химической промышленности и с использованием отходов деревообрабатывающего производства разработаны композитные материала: ДВП (древесноволокнистые плиты), ДСП (древесно-стружечные плиты), ЦСП (цементно-стружечные плиты), ОСП (ориентированно-стружечные плиты).

В 30-х годах XX века в ЦНИПС (Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений) разработаны первые клееные конструкции. К середине XX века работы А.Б. Губенко, Г.Г. Карлсена, М.Н. Плунгянской, А.С. Белозеровой, Н.П. Птицына повсеместно применялись для развития строительства из клееной древесины. Широкое применение для склеивания ламелей получили клеи на основе казеина.

Качественное и количественное увеличение применения КДК в строительстве обязано Всесоюзному совещанию в 1968 г., в том числе на котором предложено повысить эффективность применения клееных деревянных конструкций и рассмотрен вопрос о создании заводов по их производству. Период с 70-х до начала 90-х годов можно назвать интенсивным применением КДК в строительстве, внедряются и разрабатываются нормативные документы. Изучением и совершенствованием клееных деревянных конструкций в СССР занимались следующие научно-исследовательские и учебные институты: центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК), ЦНИИ механической обработки древесины (ЦНИИМОД), институт механики АН УССР, Военно-инженерная академия, инженерно-строительные институты, ЦНИИЭПсельстрой, ЦНИИЭПЖилища, зональные НИИЭП, ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений и др. [139].

Клееные деревянные конструкции нашли своё применение во всех отраслях народного хозяйства: мосты, большепролетные сооружения, сельскохозяйственные сооружения, общественные, спортивные и зрелищные здания и т. д.

С середины 20 века велось активное развитие конструкционной древесины. Дерево-композитные конструкции разделяют на конструкционно композитную (SCL – Structural Composite Lumber) и перекрестно-клееную древесину (CLT – Cross Laminated Timber).

В группу конструкционно-композитной древесины относят: PSL (Parallel Strand Lumber), LVL (Laminated Veneer Lumber) – конструкции, изготавливаемые из однонаправленного шпона; OSL (Oriented Strand Lumber), LSL (Laminated Strand Lumber) – элементы, производство которых основано на глубокой безотходности продуктов лесопереработки. Элементы, изготавливаемые с применением SCL древесины отличаются формостабильностью поперечного сечения и других геометрических параметров, высокой однородностью, возможностью использования лиственных пород древесины и больших сечений, не ограничиваясь природными сортаментами [145,146,147].

Представителями клееных деревянных конструкций из перекрестно-клееной древесины являются КДК и ДПК-панели. Эти конструкции и строительные элементы из них по сравнению с цельной древесиной имеют значительные преимущества: высокая прочность, лучшая влагостойкость, возможность изготовления конструкций неограниченного пролета и т. д.

На территории Архангельской области ранее функционировали 3 завода по производству КДК (ЭПЗ «Красный Октябрь» в г. Архангельске, Вельский ДОЗ и завод в п. Солгинский). Однако экономическая ситуация начала 2000-х годов привела к закрытию этих заводов. Несмотря на это, в период функционирования заводов в Архангельской области построено множество зданий с применением клееных деревянных конструкций. Одним из самых известных зданий можно назвать здание Дворца спорта в г. Архангельск с пролетом 3-х шарнирной гнутоклееной арки 63 м. Не менее значимым является здание Центрального рынка, выполненное из прямолинейных элементов трехшарнирных клееных арок пролетом 22,3 м. На рисунке 2.1 представлены объекты, построенные из КДК на территории Архангельской области.

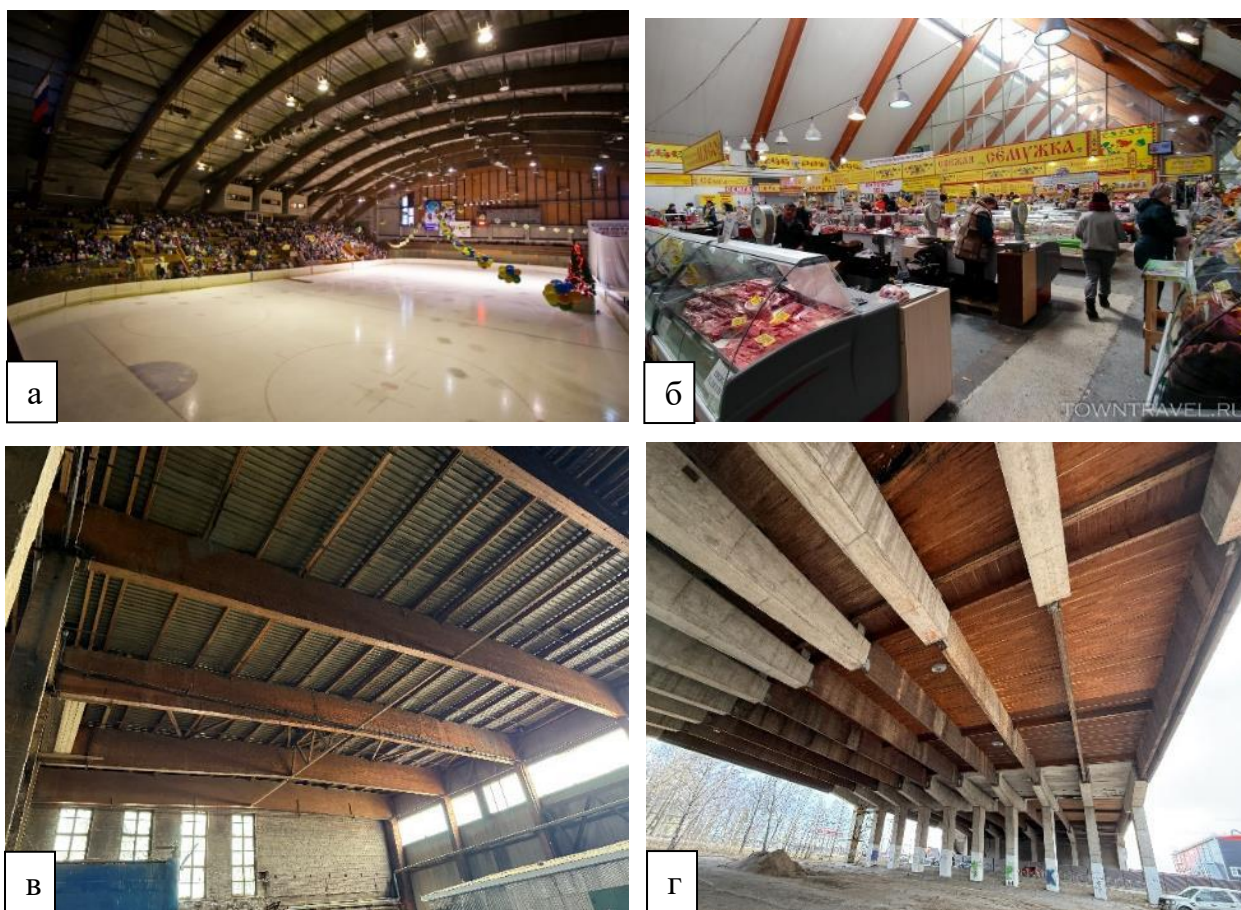


Рисунок 2.1 - Применение КДК в зданиях различного назначения на территории Архангельской области: а – «Дворец спорта профсоюзов», г. Архангельск; б – здание «Центрального рынка», г. Архангельск; в – здание линии сушки пиломатериалов на территории Лесозавода №25, г. Архангельск; г – эстакада Лесозавода №3 над Ленинградским пр., г. Архангельск

Старейшим зданием, построенным с применением древесины и сохранившимся до наших дней, является пагода в буддийском храмовом комплексе в городе Икаруга, префектура Нара, Япония – «Хорю-дзи». Пагода высотой 32,45 м имеет 5 этажей, строительство завершено в 700 году. В основание пагоды сложено из каменного массива, с расположенным в нем нишей для реликвий [148].

Пагода Шакьямуни храма Фогун, уезд Инсянь, провинция Шаньси считается старейшим деревянным сооружением такого типа. Общая высота – 67,31 м, первого этажа – 10 м. Построен в 1056 г. В основании находится каменная платформа высотой 4 м. Пагода выстояла при нескольких крупных землетрясениях [149].

В Соединенных Штатах Америки одно из старейших зданий, построенное с применением древесины является – Батлер-сквер, Миннеаполис, штат Миннесота.

Построен в 1908 г. Наружные стены выполнены каменными, колонны и балки – брусовые из дугласовой пихты [150].

Одним из первых жилых зданий, построенных из ДПК-панелей, является девятиэтажное здание Murray Grove в Лондоне, Великобритания. Ввод в эксплуатацию в 2009 г. Срок строительства – 11 месяцев. Первые два этажа выполнены из монолитного железобетона, далее – стены и перекрытия из перекрестно-клееной древесины. ДПК произведены австрийской компанией KLN [151]

В 2010 году в Лондоне Великобритания построено 8 этажное здание с применением клееной древесины. Главная причина, по которой выбор пал на деревокомпозитные конструкции – вес. В районе застройки расположен исторический тоннель. Нагрузка от зданий из кирпича, стали или бетона могла существенно повлиять на его состояние. Поэтому проектировщиками было принято использовать клееную древесину как основной строительный материал при возведении этого здания. Панели соединяются друг с другом при помощи штифтов, стальных пластин и ряда поставленных крест-накрест шурупов, порой достигающих 550 мм в длину [152].

В 2011 году в Германии впервые построено восьмиэтажное здание из деревокомпозитных элементов. Все этажи здания были возведены за 3 недели. Несущие стены и плиты перекрытия выполнены сборными – из ДПК-панелей. Для обеспечения требований по пожарной безопасности внутренние лицевые поверхности стен обшиты гипсокартонными листами [153].

Самым высоким деревянным жилым зданиям в мире на момент строительства считался 10 этажный комплекс «Forte». Построен в 2012 г Мельбурн, Австралия. Здание построение с применением 759 панелей из перекрестно-клееной древесины, изготовленных из европейской ели и произведенных австрийской компанией KLN. Несущие элементы первых двух этажей выполнены из монолитного железобетона, с 3 по 10 – из деревокомпозитных конструкций. По наружным стенам здания устроен вентилируемый фасад [154].

В 2014 году в пригороде Стокгольма Сундбюберге, Швеция построено первое девятиэтажное здание с применением несущих деревокомпозитных элементов. Колонны и ригели – деревянные клееные стержни. Стены и перекрытия – ДПК-

панели. Отличительной особенностью является фасад – отделан пластинами из кедра в виде черепицы [155].

Самое высокое здание на момент строительства из древесины возведено в Бергене, Норвегия. Год строительства – 2015, высота – 49 м. (рисунок 2.2, а) Вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются каркасом из деревянных клееных балок. Для повышения жесткости здания по наружным сторонам здания устроены связи. Из ДПК-панелей возведены лестницы, лестничные и лифтовые шахты, стены и перекрытия [156].

Первым восьмиэтажным деревянным многоквартирным зданием в Финляндии считается Ruukuokka One. Введен в эксплуатацию в 2015 г. Строительство велось из блоков заводской готовности, выполненных из ДПК панелей. Это позволило сократить время строительства и проложить коммуникации на заводе [157].

В 2016 году в Миннеаполисе (США) построено первое 7-этажное здание из деревокомпозитных конструкций (рисунок 2.2, б). Конструктивная схема – каркасная. Колонны и ригели выполнены из клееной древесины. Перекрытия – из ДПК-панелей. Фасад – навесной, вентилируемый [158].

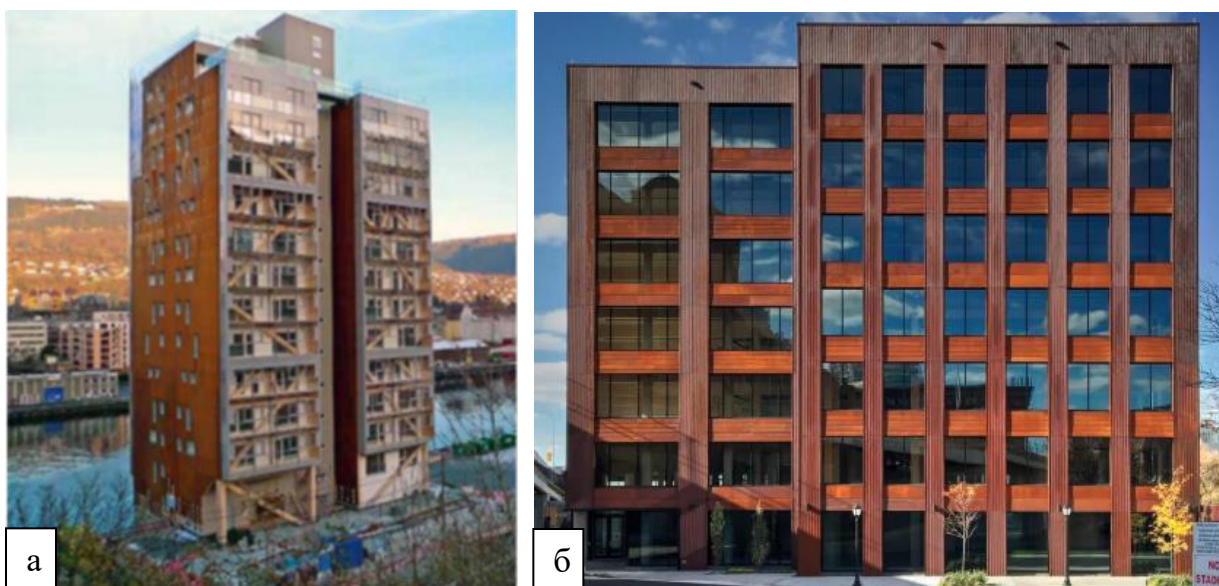


Рисунок 2.2 – Примеры строительства многоэтажных зданий из ДКК: а – Жилой дом в Бергене, Норвегия (2015) [156]; б – Офисное здание в Миннеаполисе, США (2016) [158]

В 2018 году в Кембридже (Великобритания) построен центр исполнительских искусств по проекту Хоурта Томпкинса. Здание выполнено по каркасной конструктивной схеме. Несущие элементы каркаса – деревянные клееные колонны. Покрытие выполнено в виде пространственной регулярной структуры из деревокомпозитных элементов [159].

В Таллине (Эстония) в 2023 году построена школа с применением деревоклееных элементов. Элементы каркаса – деревянные клееные конструкции. Стены и перекрытия выполнены сборными из перекрестной-клееной древесины. Особенностью здания является фасад из деревянной решетки, призванный для рассеивания солнечного света [160].

Применение клееных деревянных конструкций при строительстве зданий и сооружений показало значительную экономию строительного материала, снижение массы и трудоёмкости при возведении сооружений, что прямым образом сказывается на стоимости строительства [161]. Необходимы дальнейшие научные исследования клееных деревянных конструкций, позволяющие возводить высотные и большепролетные здания и сооружения. В настоящий момент сдерживание в применении КДК в подобного рода сооружениях обусловлено отсутствием научно-технической базы и устаревших механизмов для производства клееных деревянных конструкций.

2.2 Анализ конструктивно-технологических схем для строительства сейсмостойких зданий из древесины

При строительстве зданий, расположенных в сейсмоопасных районах, необходимо стремиться к симметричности конструкции, отсутствию выступов по высоте, равномерности жесткости конструктивной схемы по всем осям, расположению центра тяжести как можно ближе к основанию.

Каждая из существующих конструктивных схем позволяет проектировать здание в сейсмоопасном районе. Выбор оптимальной конструктивной схемы для здания в сейсмоактивной зоне требует учета множества факторов, включая характеристики грунта, местные климатические условия, технико-экономические показатели и т.д. Однако известные, чаще всего используемые на практике

конструктивные схемы зданий не лишены недостатков. Рассмотрим основные из них:

- бескаркасная система

Бескаркасная схема при строительстве зданий из древесины и древокомпозитных элементов достаточно популярна. Строительство рубленых домов (преимущественно из бревен) ведется на протяжении многих веков. Однако в последнее время на смену бревнам и брусу приходят современные материалы такие как ДПК. Возведение зданий из перекрестно-клееной древесины значительно снижает сроки строительства. А узлы сопряжения, вследствие имеющейся податливости сопряжений, способствуют диссипации энергии землетрясения. [130, 132]. Первым 4-этажным зданием, возведенным в сейсмоопасном регионе России из ДПК, является жилой дом в г. Байкальск. Год строительства – 2024. Интенсивность землетрясения – до 9 баллов по шкале МСК-64 [162]. Другим примером строительства зданий в сейсмоопасных зонах является жилой комплекс Via Senni в Милане. Высота – 28 м, 9 этажей. В центре – монолитное железобетонное ядро жесткости. Стены и перекрытия – ДПК панели [163].

- рамно-связевая схема (каркасная с диафрагмами жесткости)

Является одной из самых распространенных и применяемых конструктивных схем при строительстве зданий в сейсмоопасных районах. Вертикальные и горизонтальные диафрагмы жесткости снижают колебания здания при землетрясении и способствуют перераспределению напряжений в элементах. В работе [164] доказан высокий потенциал строительства высотных зданий из древокомпозитных элементов с применением рамно-связевой схемы в условиях сейсмических воздействий.

- рамно-каркасная

Рамно-каркасная схема в чистом виде в настоящий момент применяется крайне редко. Вследствие развития больших усилий в сопряжении рамных узлов, возникает необходимость увеличения размеров сечения, что сказывается на технико-экономических показателях объекта строительства.

В работе [39] рекомендуется для зданий высотой более 9 этажей использовать только связевые каркасы с вертикальными элементами жесткости (стальные связи, диафрагмы, стены, ядра жесткости).

Исследованию работы каркасного деревянного здания посвящена работа [31, 165]. Авторы работы численным методом испытали деревянное каркасное здание на сейсмическое воздействие. В результате рекомендовано назначать динамические характеристики здания сообразно сейсмических колебаний района строительства. Рекомендуются конструировать узлы с заданными диссипативными свойствами и податливостью.

Примером строительства здания из деревокомпозитных конструкций с использованием рамно-каркасной схемы является «Brock Commons» в Ванкувере, Канада (высота 53 м, 18 этажей). Рамы – клееные балки. Деревянные колонны выполнены с шарнирным соединением между собой и плитами перекрытия. Колонны соединяются посредством специальных металлических оголовков. Плиты перекрытия – перекрестно-склеенные панели (ДПК). Из монолитного железобетона выполнены 2 ядра жесткости и первый этаж [47].

Из рассмотренных конструктивных схем, удовлетворяющих требованиям эксплуатационной надежности и технико-экономическим показателям, можно выделить рамно-связевую (каркасную с диафрагмами жесткости). В нашей работе эту схему примем за базовую для своих исследований. В дальнейшем конструкцию узлов и геометрические параметры здания будем назначать исходя из этой конструктивной схемы.

2.3 Конструктивные решения сопряжений и монтажных узлов ДКК

В сопряжениях элементов деревянных и деревокомпозитных конструкций применяют различные узлы, как правило, на механических связях. Эти связи в сопряжениях деревянных конструкций можно условно разделить на: работающие на сдвиг (клеи), изгиб (цилиндрические и пластинчатые нагели), смятие и скалывание (врубки, призматические и кольцевые шпонки) и растяжение (тяги, болты, хомуты и т.д.) [166,140,167, 141].

Соединение деревянных элементов при помощи металлических зубчатых пластин (МЗП) на данный момент считается одним из самых современных и технологичных. МЗП представляет собой металлическую пластину толщиной 1-2 мм с выштампованными и отогнутыми зубьями перпендикулярно пластине. Преимущества применения подобного типа соединения: разнообразие геометрии

стержневых сквозных конструкций, практически отсутствует ослабление сечения сплавляемых соединений, минимум подготовительных работ, простота выполнения соединений, низкая металлоемкость узлов, легкость конструкции и т.д. Недостатками узлов с МЗП можно назвать существенную податливость соединения при их высокой сдвигоустойчивости, возможность раскалывания древесины, потребность в специальном оборудовании (прессы) при внедрении зубьев пластин в древесину, низкая огнестойкость. Применение МЗП возможно при усилении клееных деревянных конструкций, в частности клееных деревянных балок и стержневых элементов [43,168,169,170]. Узловые соединения ДПК – панелей с металлическими зубчатыми пластинами на данный момент не применяются.

Соединение на врубках можно назвать одним из самых простых при монтаже. Данный вид сопряжения способен передавать преимущественно сжимающие усилия. Основным недостатком подобного типа соединения является значительное ослабление сечения элементов, вследствие формирования врубок. На данный момент соединения подобного типа применяются при формировании деревянных стропильных систем и ряда малоответственных конструкций.

Прорывным соединением для своего времени считается разработка В.С. Дервягина по сплавиванию деревянных балок с применением пластинчатых дубовых нагелей [167]. Многочисленные исследования показывают сравнительно небольшие деформации при загрузке в начальный период, которые при непрерывной нагрузке с течением времени возрастают [166].

В последующие годы разработаны кольцевые шпонки, представляющие собой стальное кольцо диаметром от 10 до 16 см с разрезом поперек сечения. В настоящее время кольцевые и призматические шпонки не рекомендуются к применению, вследствие высокой ползучести соединения. Развитием кольцевых шпонок явилось появление шпонок типа «Аллигатор», «Хорькова», «Кабакова», представляющие собой металлические кольца толщиной от 1,0 до 1,5 мм с выступающими зубьями по обе стороны от кольца. Как и для гладких кольцевых шпонок отсутствие разреза в кольце шпонки препятствует развитию растягивающих и сжимающих усилий. С появлением зубьев с увеличением сцепления между древесиной и шпонкой возросла трудоёмкость выполнения узлов. Когтевые шайбы Леннова показали высокую несущую способность, однако в элементах,

испытывающих растяжение показало неравномерность распределения усилий между коннекторами [171]. Наиболее современными шпонками можно назвать когтевые шайбы «Bulldog» с односторонним и двусторонним расположением зубьев. Двустороннее расположение зубьев позволяет улучшить работу соединения на скалывание, а также увеличить прочность сплавляемых элементов. Использование когтевых шайб «Bulldog» способствует повышению сдвигоустойчивости узлов сопряжения элементов В работе [172] разработана технология и определены прочностные и деформационные характеристики соединений деревокомпозитных плитно-ребристых изделий с применением когтевых шайб «Bulldog». Совершенствованию узловых соединений деревянных конструкций с применением когтевых шайб «Bulldog» посвящена работа [173].

Работы [174, 174, 176] посвящены совершенствованию численных расчетов составных деревянных стоек и колонн. Представлены расчеты элементов с податливыми связями сдвига.

Таким образом, большинство представленных соединений элементов деревянных конструкций характеризуются относительной простотой монтажа, их применение обеспечивает расчетную эксплуатационную надежность, требуемую жесткость и долговечность соединений.

Рассмотрим монтажные узловые соединения элементов деревянных конструкций с использованием клеенных стержней из стали и композитной арматуры.

Наиболее надежным и жестким нагельным соединением можно назвать клеенные стержни системы ЦНИИСК им. Кучеренко (рисунок 2.2.3). При изготовлении соединений на клеенных стержнях применяется арматура периодического профиля классов А300-А600, а также композитная арматура. Для склеивания арматурных стержней с древесиной используют эпоксидные, полиуретановые, фенольно-резорциновые клеи [177]. Работы Е.Н. Серова, С.Б. Турковского, А.А. Погорельцева, В.И. Травуша, С.И. Роцина и других посвящены исследованию соединений на клеенных стержнях. Сопряжение деревянных клеенных балок на основе клеенных стержней можно назвать наиболее приближенными к жестким. Недостатками подобного рода соединений является сложность при производстве и контроле непрочности на поверхности клей-древесина,

клей-арматурный стержень. В работе [178] экспериментально подтверждены численные исследования высокой прочности и жесткости клеенных стержней.

Дальнейшее совершенствование узлов на клеенных элементах выполнено в работе [179]. Разработан и исследован новый способ соединения деревянных элементов с помощью клеенных стальных пластин.

Для повышения несущей способности узлов деревянных элементов, соединяемых при помощи зубчатых коннекторов типа КСВШ и болтов, предложено устройство клеенных шайб [180,181]. Применение клеенных шайб приводит к снижению локальных напряжений смятия и скалывания. Разработке и совершенствованию узлов деревянных конструкций посвящены работы [182,183, 184] и др.

В работе [185] представлены различные конструктивные решения жестких и шарнирных узловых соединений для клееных деревянных конструкций (преимущественно балок).

В [186, 187] разработаны и исследованы узлы с передачей усилий через торцы клееных деревянных элементов с применением жестких штампов в виде сварных башмаков и шайб с переменной изгибной жесткостью.

Рассмотрим некоторые современные узловые соединения дерево-композитных элементов зданий и сооружений. В Таблице 2.1 представлены фотографии и схематичное изображение соединений.

1. Система BVD от Bertsche. Крепежная система BVD запатентованная инженером Peter Bertsche в Германии. Конструкция представляет из себя стальные стержни с фрезерованными гранями под штифты, деревянную балку с отверстиями, расположение которых соответствует расположению граней на стержнях. Стержни на концах имеют внутреннюю резьбу, через ввинчивание в которую болтов осуществляется крепление балки в проектное положение. Порядок сборки следующий: в заранее подготовленные отверстия клееной балки вводится клеевой состав, вставляются стальные фрезерованные стержни, стержни фиксируются поперечными штифтами, вставляемые через деревянную балку. После набора прочности клеевого состава балка крепится через болты, которые ввинчиваются в стальные клеенные стержни в балке к требуемой конструкции. Эта конструкция обеспечивает прочность и надежность соединения, применение клеевого состава

позволяет снизить податливость соединения. Однако разработанное соединение имеет недостатки: высокая сложность исполнения, расположение внутренней резьбы уменьшает поперечное сечение как стальных стержней, так и болтов, что приводит к снижению прочности соединения [188].

2. Система WS. Система запатентована Швейцарской фирмой SFS Intec. Система WS не предполагает предварительное сверление отверстий в соединяемых элементах. Конструкция узла: в деревянных элементах устраивается паз под стальную пластину толщиной от 3 до 5 мм, сплошная стальная пластина помещается в пазы соединяемых элементов, далее ввинчиваются металлические саморезы диаметром от 5 до 8 мм. Достоинством подобной системы является низкая подготовка соединяемых материалов, высокие допуски по расположению несущих крепежей, защита от огневого воздействия. К недостаткам можно отнести потребность в специально разработанной машине для ввинчивания саморезов; высокая податливость соединения, вследствие применения тонколистовой стали; снижение физико-механических свойств узла при сборке-разборке-сборке в случае демонтажа и перемещения конструкции [189].

3. Ввинченные стержни. Представляют собой стержни с возможностью переменного расположения резьбы по высоте стержня. Существует большая номенклатура типоразмеров винтов, выбор из которой принимается в зависимости от типа и величины нагрузки. Основным достоинством данного типа соединения является простота и низкая стоимость монтажа. К недостаткам можно отнести: высокую податливость соединений; необходимость сверления предварительных отверстий при большом диаметре винта; низкая огнестойкость [190, 191, 192].

В работе [193] разработано и исследовано соединение ДПК-панели и деревоклееных балок на наклонно ввинченных стержнях с концевым закреплением и получен патент [194].

4. Соединение «Sherpa». Одно из самых технологичных разъемных соединений. Представляет собой металлическую конструкцию, состоящую из 2 элементов: охватывающей и охватываемой. На охватывающей выбирается паз трапециевидной формы, а на охватываемой – шип трапециевидной формы соответствующего размера.

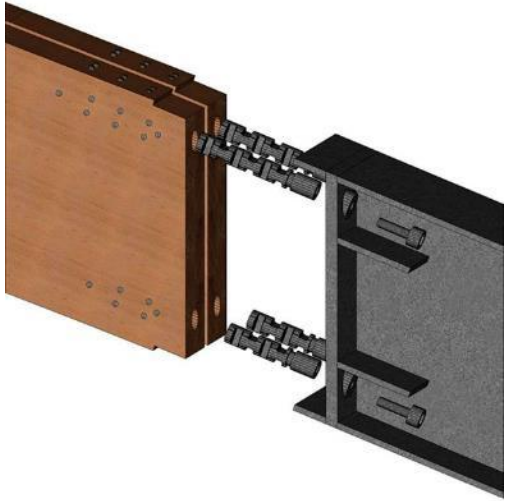



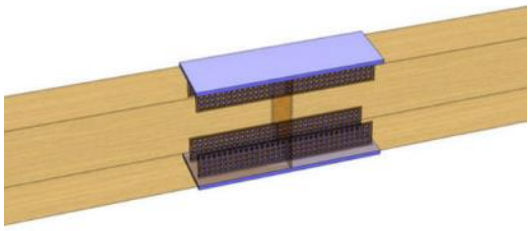
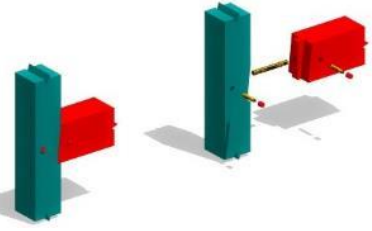


Достоинства данного типа соединения: большая номенклатура типоразмеров, простота сборки, возможность сборки-разборки-сборки при демонтаже и вновь монтируемой конструкции. Сравнительно высокая огнестойкость, так как металлические соединительные элементы скрыты (защищены) древесиной. Недостатки: невозможность восприятия в стыке изгибающего и крутящего моментов, монтаж к деревянным элементам осуществляется через саморезы, что увеличивает возможность разрушения узла через срез самореза, невозможность осмотра соединений в период эксплуатации [195].

5. Система HBV. Эта система запатентована инженером Leander Bathon в Германии. Применяется для получения деревокомпозитных составных конструкций. Идея системы: в КДК, LVL или ДПК-панели в заранее предусмотренный паз вклеивается металлическая перфорированная пластина толщиной около 3 мм. Пластина вклеивается таким образом, что ее часть остается не погруженной в древесину. Далее пластины связывают с арматурной сеткой и заполняют бетоном. Достоинством данной системы является относительная простота монтажа, защита металлических элементов от коррозии и огневого воздействия.

Недостатком является невозможность эксплуатации деревокомпозитных конструкций на открытом воздухе или в помещениях с агрессивной средой; вероятность непрочности; отдельного исследования требует развитие ползучести в древесине и возможное появление трещин в бетоне [196].

6. Система HSK. Система типа HSK также запатентована инженером Leander Bathon в Германии. Конструкция узлов: в двух сплавляемых элементах, например клееных деревянных балках, предусматриваются пазы, пазы вклеиваются металлическая перфорированная пластина толщиной около 3 мм с расположенной по длине стороне металлической сплошной пластиной. В итоге получается нечто среднее между вклеенными стержнями и вклеенными пластинами. К достоинствам можно отнести относительную простоту изготовления. Недостатком является невозможность формирования жесткого узла. Вероятно, при значительных усилиях и тонкости металла перфорированной пластины сварной шов будет значительной длины, что увеличит габариты узла; сложность защиты узла от огневого воздействия [197].

Таблица 2.1 – Визуализация современных узловых соединений дерево-композитных элементов [57-69]

Система BVD от Bertsche	Система WS	Sherpa	Система HBV
			
Система HSK	С нагельным фиксатором	Соединение «дерево-дерево»	Соединение массивных клееных элементов
			

7. С нагельным фиксатором. Соединение разработано в фирме Timder Linx. Конструкция узла состоит из двух соединяемых элементов, в которых устраиваются 2 отверстия в каждом так, что одно отверстие глухое, а второе сквозное перпендикулярное первому в его конце. В глухое отверстие помещается стальной штифт, два элемента соединяются, затем в сквозные отверстия устанавливают фиксирующие штифты. К достоинствам данного соединения можно отнести простую и быструю сборку, возможность сборки-разборки-сборки при необходимости транспортировки. Недостатками является невозможность задать начальное напряженное состояние скрепляющих элементов, что при приложении нагрузки может привести к дополнительным деформациям; ослабление сечений сплавляемых элементов отверстиями; невозможность восприятия изгибающих момент [198].

8. Соединение «древесина-древесина». Впервые подобный тип соединения применялся при строительстве общественного здания Tamedia в Швейцарии. Прародителем подобного типа узлов является нагельное соединение. Однако с применением современных деревообрабатывающих механизмов стало возможным применением «нагелей» большого сечения. К достоинствам можно отнести высокую огнестойкость узлов, вследствие отсутствия металлических элементов; несравнимые эстетические качества. Недостатками является сложность сборки; невозможность формирования жестких узлов; потребность в ЧПУ станках для крупногабаритных элементов конструкций [199].

9. Соединение массивных клееных элементов. Данный тип соединения представляет собой «пакет» из нескольких стальных пластин, расположенных с определенным шагом между собой. Стальные пластины могут изготавливаться различной формы с применением ЧПУ и свариваться через специальные «объединяющие» стальные пластины. В элементах предусматривают отверстия под стяжные болты. Далее пластины устанавливают в массивные клееные деревянные балки в заранее подготовленные пазы и стягивают болтами. Подобный тип соединения применялся при строительстве здания «Мьёсторнет» в норвежском городе Брумундал высотой 85,4 м [6]. Данный тип соединения обладает высокой жесткостью, устойчивостью к огневому воздействию, простотой сборки

конструкций на строительной площадке. Недостатками являются требования высоких допусков при изготовлении узлов [6].

Из представленного выше можно сделать вывод, что жесткие узлы соединения клееных деревянных конструкций разработаны только для клееных деревянных балок и колонн. Подавляющее большинство узлов можно назвать условно жесткими и не способными воспринимать и передавать большие изгибающие моменты.

2.4 Конструктивные решения сопряжений и монтажных узлов ДПК-панелей для зданий до 4-5 этажей

Рассмотрим основные решения сопряжения ДПК-панелей с несущими конструкциями здания. В работах [200,201] рассмотрены основные решения по монтажу ДПК-панелей.

1. Сопряжение стен с фундаментом

Разработаны несколько узлов по монтажу ДПК-панелей к фундаменту: открытые с использованием металлического уголка (рис. 2.3, а); скрытые (рис. 2.3, б); с использованием деревянного профиля (рис. 2.3, в).

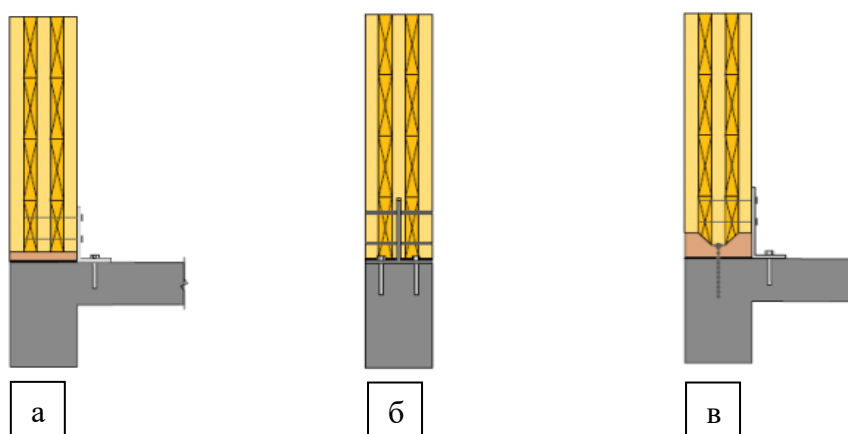


Рисунок 2.3 – Сопряжение стен из ДПК с фундаментом: а – открытое с использованием металлического уголка; б – скрытое; в – с использованием деревянного профиля [200]

Сопряжение с применением металлического уголка является наиболее простым, однако его необходимо защищать от влаги и высоких температур при пожаре. Для повышения огнестойкости узла возможно применение скрытого

крепления, которое требует фрезерования торца панели на ЧПУ. Использование деревянного профиля позволяет повысить устойчивость конструкции к горизонтальным (сдвиговым) нагрузкам.

2. Сопряжение стен между собой

Возможны различные типы соединений:

- использование потайной соединительной планки (рис. 2.4, а). Планка (пластина) может быть изготовлена из фанеры или иного материала, обеспечивающего требуемую прочность и деформативность соединения. Пластина помещается посередине между соединяемыми стенами в специально подготовленный на ЧПУ паз. После стягивается саморезами, винтами или гвоздями.

- использование поверхностной соединительной планки (рис. 2.4, б). Пластина помещается на наружной стороне соединяемых стеновых панелей как в специально подготовленный паз, так и без него. Применение подобного типа монтажа менее трудоёмко чем с применением потайной планки, однако жесткость сопряжения ниже.

- пазогребневое соединение (рис. 2.4, в). Соединение требует меньше всего трудозатрат при сборке. Однако не способно сопротивляться моментным нагрузкам и требует использования длинных самонарезающих винтов.

- использование клеенных стержней (рис. 2.4, г). Основными несущими элементами являются металлические стержни, клеенные горизонтально в стеновую панель. На строительной площадке ДПК-панели монтируются с применением скрытого металлического профиля.

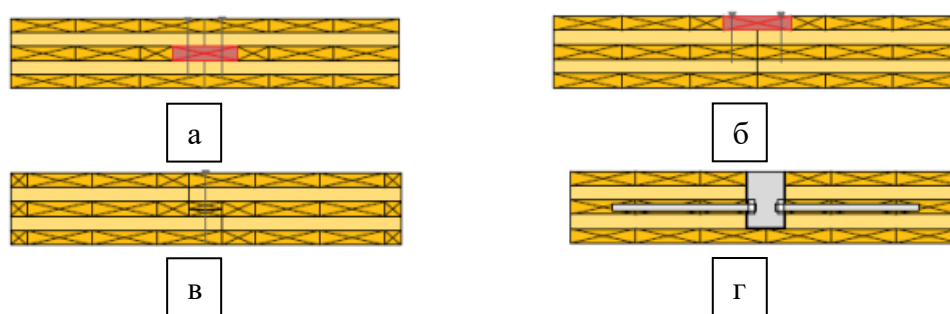


Рисунок 2.4 – Сопряжение стен из ДПК между собой: а – с использованием потайной соединительной планки; б – с использованием поверхностной соединительной планки; в – пазогребневое соединение; г – с использованием клеенных стержней [200]

3. Угловое сопряжение стен между собой

Представлены узлы сопряжения стеновых панелей между собой с расположением стыка под прямым углом. Используются несколько систем:

- применение самонарезающих винтов (рис. 2.5, а). Наименее трудоемкое сопряжение стеновых панелей. Однако применение нагелей без дополнительных элементов, повышающих жесткость соединения, приводят к значительной податливости узла.

- использование деревянного профиля (рис. 2.5, б). Между сопрягаемыми стеновыми панелями помещают деревянный профиль, что повышает сдвигоустойчивость узла к горизонтальным нагрузкам.

- применение стальных уголков (рис. 2.5, в). Считается достаточно простым сопряжением, однако требует дополнительной защиты металлических элементов от агрессивного и огневого воздействия.

- использование скрытых пластин (рис. 2.5, г). Скрытое крепление не требует дополнительной огнезащиты и имеет наибольшую жесткость.

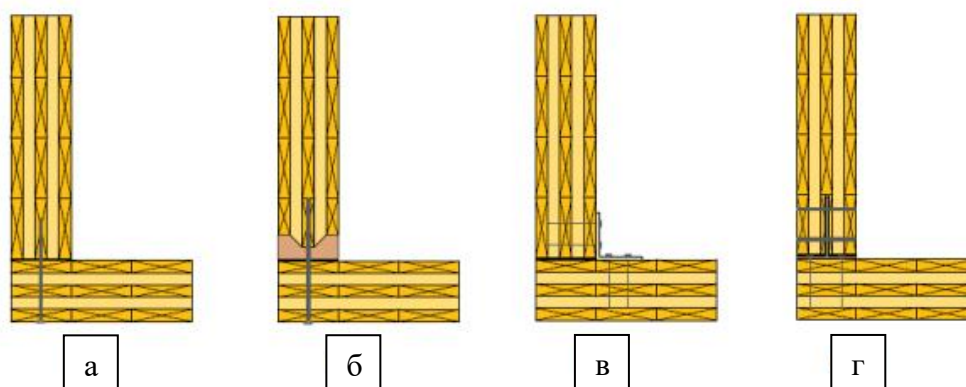


Рисунок 2.5 – Сопряжение стен из ДПК между собой под углом: а – с применением самонарезающих винтов; б – с использованием деревянного профиля; в – с применением стальных уголков; г – с использованием скрытых пластин [200]

4. Сопряжение стен с перекрытием

Монтажные узлы стен и перекрытий имеют несколько возможных вариаций:

- с применением самонарезающих винтов (рис. 2.6, а). Используются как вертикально, так и наклонно-ввинченные нагели.

- с использованием стальных уголков (рис. 2.6, б). Плита перекрытия с опорной стеновой панелью сопрягается при помощи самонарезающих винтов, выше стоящая стена монтируется к перекрытию при помощи стальных уголков.

- с использованием симметрично расположенных скрытых пластин (рис. 2.6, в).

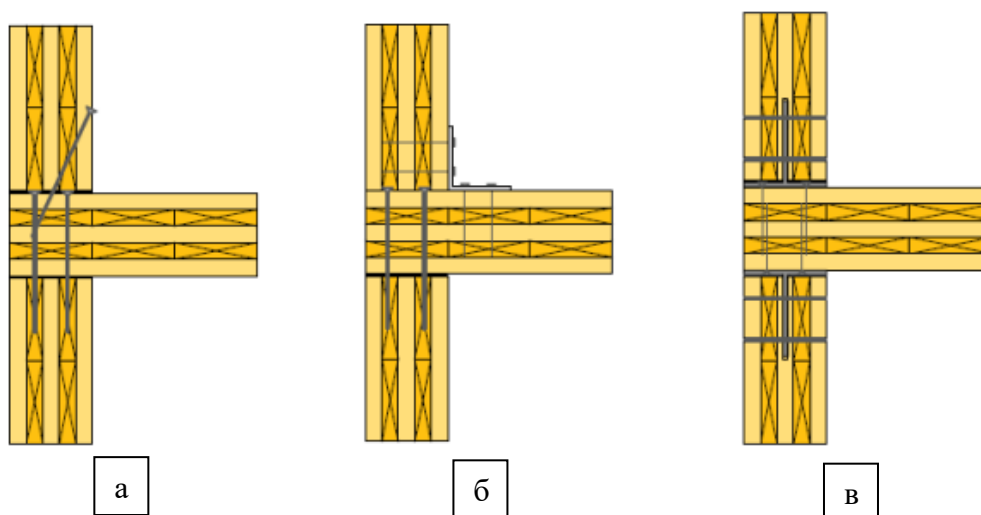


Рисунок 2. 6 – Сопряжение стен с перекрытием: а – с применением самонарезающих винтов; б – с использованием стальных уголков; в – с использованием симметрично расположенных скрытых пластин [200]

В Европе одним из самых распространенных опиранием плит перекрытия на стены является метод «платформы». Данный подход к сопряжению стен и перекрытий используется если стена не имеет разрывов или сопряжений с другими элементами. Чаще всего подобный тип опирания перекрытий применяется при устройстве мезонинных этажей в зданиях или на производствах. Возможны несколько решений:

- с использованием опорного бруса (рис. 2.7, а). Применяются как клееные деревянные балки, так и LVL брус.

- с применением опорной скобы (рис. 2.7, б). Для опирания используют металлические уголки. Плиту перекрытия опирают на внутреннюю поверхность уголка.

- с применением металлического уголка (рис. 2.7, в). При таком сопряжении металлический уголок находится под воздействием агрессивной среды и огневого воздействия.

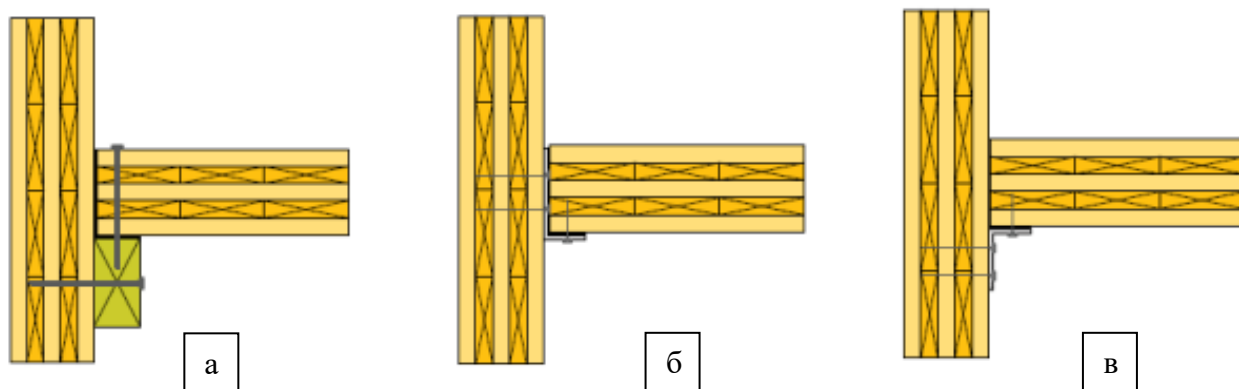


Рисунок 2.7 – Сопряжение стен с перекрытием (мезонинный этаж):

а – с использованием опорного бруса; б – с применением опорной скобы;

в – с применением металлического уголка [200]

5. Сопряжение стен с покрытием из ДПК

Для систем с наклонной или плоской крышей используются соединения, аналогичные тем, которые применяются для крепления перекрытий к стенам. Применяются как вертикально (рис. 2.8, а), так и наклонно-ввинченные самонарезающие винты (рис. 2.8, б). Наиболее технологичным является применение гнутых пластин (рис. 2.8, в). Как и все открытые сопряжения с применением металлических элементов, требуют защиты от огня и влаги.

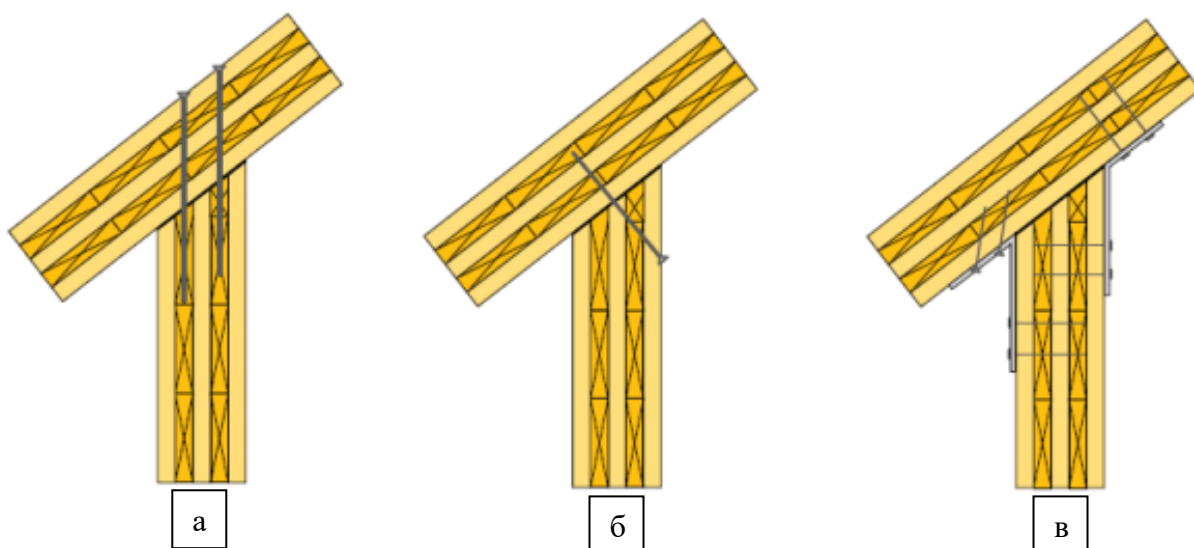


Рисунок 2.8 – Сопряжение стен с покрытием из ДПК: а – с вертикально-ввинченными самонарезающими винтами; б – с наклонно-ввинченными самонарезающими винтами;

в – с применением металлического уголка [200]

Сопряжения ДПК-панелей к фундаменту, между собой в стенах и перекрытиях достаточно проработаны. Однако узлы опирания перекрестно-клееных панелей на балки перекрытия исследованы недостаточно. Поэтому, одной из задач является необходимость разработки узлов соединения ДПК панелей с несущими конструкциями, в которых была возможность контролировать и регулировать их жесткость (податливость). Контроль податливости в узлах особенно будет необходим при строительстве зданий и сооружений в сейсмоопасных районах. Регулируя жесткость узлов, появится возможность изменять собственные частоты зданий и сооружений, прогнозировать отклик конструкции при сейсмических нагрузках и таким образом регулировать усилия в узлах и элементах конструкций в процессе эксплуатации.

2.5 Использование ДПК при сейсмостойком строительстве

Проведены испытания 3-х и 7-этажных зданий с применением ДПК панелей исследовательским объединением «SOFIE» (Ario Ceccotti, Carmen Sandhaas, Minoru Okabe, Motoi Yasumura, Chikahiro Minowa, Naohito Kawai и др.) [202-210]. Испытания семиэтажного здания проводились на стенде по имитации землетрясения (3D shaking table), расположенном в «Национальном исследовательском институте наук о Земле и устойчивости к стихийным бедствиям» в Мики (Япония). Семиэтажное здание (рис. 2.9) с размерами в плане 7,5 x 13,5 м. Общая высота 23,5 м. ДПК панели изготавливались из досок толщиной около 20 мм, шириной от 150 мм до 250 мм. Стены по высоте имеют разное поперечное сечение (1–2 этажи – 142 мм, 3–4 этажи – 125, 5–7 этажи – 85 мм). В качестве плит перекрытия использованы ДПК панели толщиной 142 мм. Для приведения конструкций здания к реальным нагрузкам, на каждом этаже добавлены дополнительные грузы по 30 тонн.

В результате предварительных расчетов и испытаний установлены наиболее критические сопряжения: соединение стен в углах; узлы плит перекрытия в зоне опирания на стены.

В результате испытаний здание показало высокие показатели устойчивости, вследствие центрирования ДПК панелей. При PGA (peak ground acceleration – пиковое ускорение грунта) = 0,82g, что является максимальным значением PGA при

разрушительном землетрясения в Кобе, не наблюдается критических повреждений и разрушений элементов конструкций.



Рисунок 2.9 – 7-этажное здание из ДПК панелей на испытательном стенде, расположенном в Мики, Япония [202]

Однако было выявлено ослабление прижимных болтов из-за избыточной длины П-образного профиля (рис. 2.10), глубокое смятие древесины под П-образным профилем привело к образованию зазоров между элементами крепления и плитами перекрытий.

Характерным явилось повсеместное выдергивание гвоздей из стальных уголков (рис. 2.10, 2.11).



Рисунок 2.10 – Узлы крепления стеновых панелей и плит перекрытий из ДПК: а – ослабление болтов вследствие смятия древесины под ребрами П-образного стального профиля, б- выдергивание гвоздей из плит перекрытия в стальных уголках [204]



Рисунок 2.11 – Выдергивание гвоздей из вертикальных крепежных элементов [204]

Анализируя имеющиеся результаты испытаний [202-210] можно сделать предварительные выводы о том, что:

- П-образный профиль не должен иметь выступающих частей (рёбер);
- гвозди необходимо заменить на резьбовые соединения (винты) по расчету.

Во время испытания наблюдались высокие ускорения на верхних этажах, с максимальным ускорением 3,8 g в течение короткого промежутка времени. Одним из путей снижения высоких ускорений верхних этажей заключаются в придании этим этажам податливости в узлах, которые обеспечивали бы рассеивание энергии многоэтажного здания, в то время как остальные этажи целесообразно выполнить с жесткими узлами крепления панелей. Это также подтверждается натурными испытаниями.

Результаты натурных сейсмических испытаний семиэтажного здания показали перспективность и правильность применения ДПК панелей при строительстве в сейсмоопасных районах.

Помимо испытания полноразмерных моделей зданий на сейсмическое воздействие, много работ посвящены изучению характеру работы соединений ДПК-панелей при динамических нагрузках. В работах [211,212,213,214] выполнены численные и натурные испытания различных нагельных соединений плит из

перекрестно-клееной древесины. Сделан вывод о необходимости учета податливости узловых соединений элементов при динамическом воздействии.

Помимо нового строительства из ДПК в работе [215] предложено использовать панели для усиления существующих кирпичных зданий или заполнений каркаса из кирпича. Предложено монтировать панели непосредственно на каменную кладку, тем самым увеличивая ее жесткость.

В работе [216] предложено использовать конструкции из ДПК как элемент убежища при обрушении здания из-за сильного землетрясения. Проведены численные и натурные исследования. Доказана высокая несущая способность подобного решения.

Из представленных работ можно сделать вывод, что исследования по применению перекрестно-клееной древесины в сейсмоопасных регионах успешно проводятся. Выполнено большое количество численных и натуральных испытаний конструкций [202-216].

Следует отметить, что ведущиеся исследования направлены на применение в зданиях малой и средней этажности. На наш взгляд, использование нагельных соединений древесины при высотном и многоэтажном строительстве в сейсмоопасном регионе, не всегда оправдано, вследствие высокой податливости подобных соединений, смятия древесины на соединяемых элементах, сравнительно низкой ремонтпригодности.

2.5 Выводы по главе 2

2.5.1 Разработка, исследование, внедрение и совершенствование клееных деревянных конструкций ведется с 30 – х годов прошлого века. В 70-х годах разработаны типовые деревоклееные конструкции: балки, арки, рамы, фермы, ребристые панели, различные варианты монтажных жестких и шарнирных узлов. Установлено, что применение клееных деревянных и деревокомпозитных конструкций позволяет снизить затраты на возведение фундаментов и повысить технико-экономические показатели зданий и сооружений.

2.5.2 Натурные испытания зданий с применением ДПК панелей в зарубежных и отечественных лабораториях подтвердили их высокую сейсмоустойчивость при динамических воздействиях, имитирующих землетрясения. Показано, что

соединения элементов ДКК на стальных соединительных элементах обладают существенной деформативностью (податливостью), не могут приниматься в расчетах как абсолютно «жесткими» и требуют корректного подхода к выбору расчетных схем.

2.5.3 Анализ существующего состояние вопроса сейсмостойкого строительства с применением деревокомпозитных конструкций (КДК, LVL, ДПК и др.) требует решение следующих задач:

- исследовать физико-механические свойства и расчетные характеристики новых анизотропных материалов и технологий, которые позволят повысить прочность, жесткость, устойчивость, обеспечить контроль деформативности узловых соединений элементов конструкций зданий и сооружений, а также эксплуатационную надежность с удовлетворением эстетических и функциональных требований в процессе всего жизненного цикла объекта;
- создать адекватную физико-математической модель пространственно-регулярных систем, учитывающую меняющиеся статико-геометрические параметры, в том числе податливость связей, физическую и геометрическую нелинейность материала и узлов, анизотропные свойства древесины и композитов;
- разработать конструкцию сейсмоустойчивых узлов, программу исследований, установку и методику планирования эксперимента для испытания конструкций новых узлов на статические и динамические нагрузки;
- выполнить экспериментальные исследования по определению необходимых для расчета физических и геометрических параметров деревокомпозитных конструкций, материалов, новых узловых соединений;
- выполнить анализ и верификацию полученных результатов с ранее выполненными экспериментальными исследованиями;
- дать рекомендации по проектированию многоэтажных и высотных зданий и сооружений, в том числе комбинированных, с использованием деревянных и деревокомпозитных основных несущих конструкций.

3 РАЗРАБОТКА И ОБОСНОВАНИЕ РАСЧЕТНОЙ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЙ МОДЕЛИ, ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.

Выполнение численных исследований зданий и сооружений, построенных с применением древесины (ДК, ДКК, ДПК) ведем из учета следующих гипотез и допущений:

1. Клееная древесина рассматривается как гомогенный материал ввиду малой толщины клеевых прослоек, соединяющих слои (ламели) древесины между собой, с анизотропными свойствами (ортотропный и/или трансотропный материал);

2. Компоненты напряжений и деформаций считают связанными линейно, то есть материал подчиняется обобщенному закону Гука в пределах упругой работы материала на стадии инженерного расчета (рассматриваются только малые деформации);

3. Различие упругих характеристик в отдельных слоях клееной древесины, произвольно ориентированного в поперечном сечении пакета, находится в пределах статистического разброса [217]

4. Слои плит перекрытия с направлением волокон древесины под углом 90° к пролету или направлению действия усилия, исключены из работы [2, 217]

5. Начальных, т.е. существующих без внешних нагрузки, напряжений, в том числе и температурных, не учитываем [217];

6. Соединения элементов подчиняются законам линейной механики (теории упругости) анизотропных тел (сред) и принимаются как упруго-деформируемые.

3.1 Обоснование расчетных физико-математических моделей для конструкций из древесины (ДК, ДКК, ДПК)

Рассмотрим расчетную модель клееной древесины и основные соотношения упругих ее свойств.

Ортотропная (ортогонально-анизотропная) модель (Рисунок 3.1) используется при расчете и проектировании деревянных конструкций. Это подтверждается обширными численными и натурными экспериментами,

отраженными в работах А.Н. Митинского, А.А. Рабиновича, А.П. Павлова, Е.К. Ашкенази, Н.Л. Леонтьева, Б.Н. Уголева, Ю.С. Соболева и др.

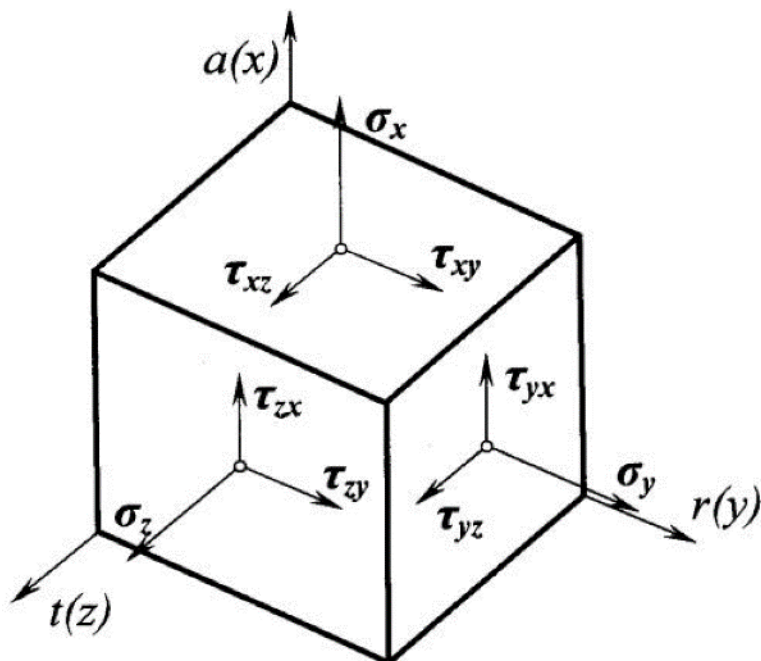


Рисунок 3.1 – Площадки, нормальные к координатным направлениям x , y , z декартовой системы координат, совпадающих с осями упругой симметрии a , r , t , и составляющие напряжений на них

При малых деформациях упругих тел и совпадении продольной (x), тангенциальной (z) и радиальной (y) грани с осями упругой симметрии a , t , r соответственно соотношения между компонентами напряжений и деформаций для ортотропного материала будут:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= a_{11}\sigma_x + a_{12}\sigma_y + a_{13}\sigma_z \\ \varepsilon_y &= a_{21}\sigma_x + a_{22}\sigma_y + a_{23}\sigma_z \\ \varepsilon_z &= a_{13}\sigma_x + a_{23}\sigma_y + a_{33}\sigma_z \\ \gamma_{xy} &= a_{44}\tau_{xy} \\ \gamma_{xz} &= a_{55}\tau_{xz} \\ \gamma_{yz} &= a_{66}\tau_{yz} \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

Согласно преобразований [217] и введения «технических констант» E_i , G_{ij} , μ_{ij} (прим. работам Н.Г.Ченцова, Я.И. Секерж-Зеньковича) закон Гука для ортотропных тел записывается в общепринятом виде:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= (1/E_x)\sigma_x - (\mu_{xy}/E_y)\sigma_y - (\mu_{xz}/E_z)\sigma_z \\ \varepsilon_y &= -(\mu_{yx}/E_x)\sigma_x + (1/E_y)\sigma_y - (\mu_{yz}/E_z)\sigma_z \\ \varepsilon_z &= -(\mu_{zx}/E_x)\sigma_x - (\mu_{zy}/E_y)\sigma_y + (1/E_z)\sigma_z \\ y_{xy} &= (1/G_{xy})\tau_{xy} \\ y_{yz} &= (1/G_{yz})\tau_{yz} \\ y_{zx} &= (1/G_{zx})\tau_{zx} \end{aligned} \right\}, \quad (3.2)$$

где ε_i, y_{ij} – линейные и угловые деформации;

E_i – модули продольной упругости (модули Юнга) при растяжении-сжатии в направлении оси ($i = x, y, z$);

G_i – модули сдвига в плоскостях упругой симметрии iOj ($i = x, y, z; j = x, y, z$);

μ_{ij} – коэффициенты поперечной деформации (коэффициенты Пуассона), характеризующие сокращение тела в направлении осей i при растяжении в направлении j .

Вследствие симметрии матрицы правой части уравнения обобщенного закона Гука $E_x\mu_{xy} = E_y\mu_{yx}$; $E_x\mu_{xz} = E_z\mu_{zx}$; $E_y\mu_{yz} = E_z\mu_{zy}$ только девять из 12 упругих постоянных, входящих в уравнение 3.2, являются независимыми.

Рассмотрим формирование матриц единичных реакций прямолинейного стержня с учетом действительного закрепления в узлах.

Концевые закрепления элементов стержней в общем виде будут иметь 6 степеней свободы.

Матрица единичных реакций конечного элемента с упруго-деформируемыми связями, используя значения реактивных сил, вызванных в узле i единичными перемещениями по направлению главных осей инерции поперечного сечения стержня $S(i,j)$ при упруго-деформируемом закреплении его в узлах i, j имеет вид:

$$r_{ij} = \Delta \begin{bmatrix} \frac{12i_{2s}}{l_s^2}(1 + \mu_i^n + \mu_j^n) & 0 & 0 & 0 & \frac{6i_{2s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^{\text{II}}) & 0 \\ 0 & \frac{12i_{1s}}{l_s^2}(1 + \mu_i^n + \mu_j^n) & 0 & \frac{6i_{1s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^{\text{II}}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{f_s}{(1 + \mu_i^c + \mu_j^c)\Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6i_{1s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^{\text{II}}) & 0 & 4i_{1s}(1 + 3\mu_j^{\text{II}}) & 0 & 0 \\ \frac{6i_{2s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^{\text{II}}) & 0 & 0 & 0 & 4i_{2s}(1 + 3\mu_j^{\text{II}}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{i_{3s}}{(1 + \mu_i^{kp} + \mu_j^{kp})\Delta} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Матрица единичных реакций узла j стержня $S(i,j)$, вызванных единичным перемещением противоположного узла i по направлению главных осей инерции стержня при упруго-податливом закреплении его в узлах i, j имеет вид:

$$r_{ij}^j = \Delta \begin{bmatrix} \frac{12i_{2s}}{l_s^2}(1 + \mu_i^n + \mu_j^n) & 0 & 0 & 0 & \frac{6i_{2s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^n) & 0 \\ 0 & \frac{12i_{1s}}{l_s^2}(1 + \mu_i^n + \mu_j^n) & 0 & \frac{6i_{1s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^n) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{f_s}{(1 + \mu_i^c + \mu_j^c)\Delta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6i_{1s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^n) & 0 & 2i_{1s} & 0 & 0 \\ \frac{6i_{2s}}{l_s}(1 + 2\mu_j^n) & 0 & 0 & 0 & -2i_{2s} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{i_{3s}}{(1 + \mu_i^{kp} + \mu_j^{kp})\Delta} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

где Δ – погонная жесткость стержня на деформации растяжения (сжатия);

i_{1s}, i_{2s}, i_{3s} – погонные жесткости стержня на смещение и поворот опоры в двух плоскостях;

f_s – погонная жесткость стержня при кручении.

$$\Delta = \frac{1}{1 + 4(\mu_i + \mu_j) + 12\mu_i\mu_j} \quad (3.5)$$

$$i_{1s} = i_{Is} = \frac{EI_{1s}}{l_s} = \frac{EI_{Is}}{l_s} \quad (3.6)$$

$$i_{2s} = i_{IIs} = \frac{EI_{2s}}{l_s} = \frac{EI_{IIs}}{l_s} \quad (3.7)$$

$$i_{3s} = i_{IIIs} = \frac{EI_{3s}}{l_s} = \frac{EI_{IIIs}}{l_s} \quad (3.8)$$

$$f_s = \frac{EA_s}{l_s} \quad (3.9)$$

На (Рисунке 3.2 а, б, в – 3.3 а, б, в) приведены компоненты бивектора перемещений и реактивных сил для произвольного стержня с упруго-деформируемыми закреплением.

В настоящее время в РФ и за рубежом построены здания из деревокомпозитных элементов с применением различным типов конструктивных решений. В настоящей главе исследуем поведение зданий в целом и их отдельных элементов на действие сейсмического воздействия различной интенсивности.

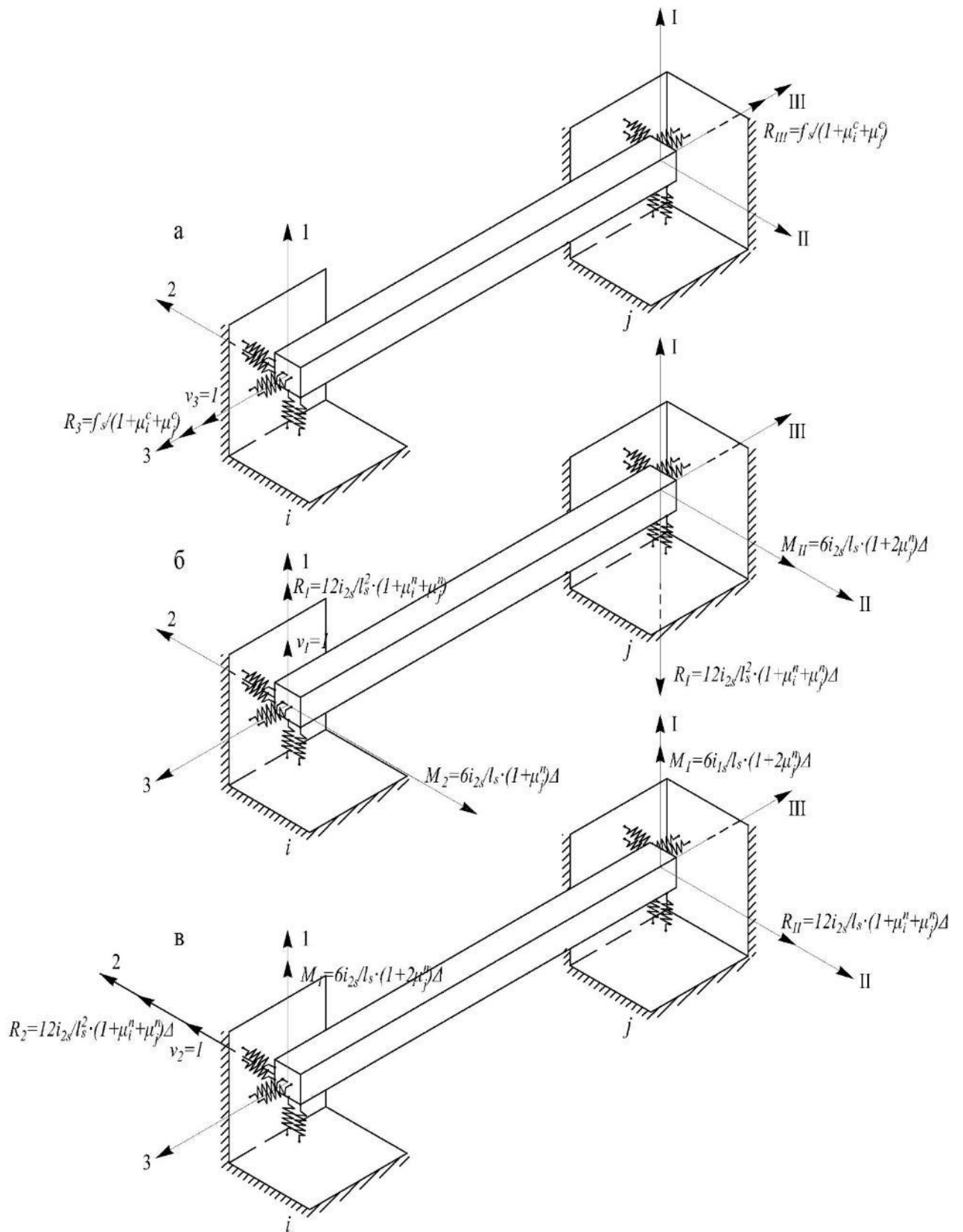


Рисунок 3.2 – Реакции концов стержня, вызванные действием компонент бивектора единичных перемещений V_i узла i по направлению главных осей инерции поперечного сечения стержня с упруго-деформируемым закреплением узлов: а – деформации растяжения-сжатия по оси 3; б, в – деформации смещения по осям 1, 2

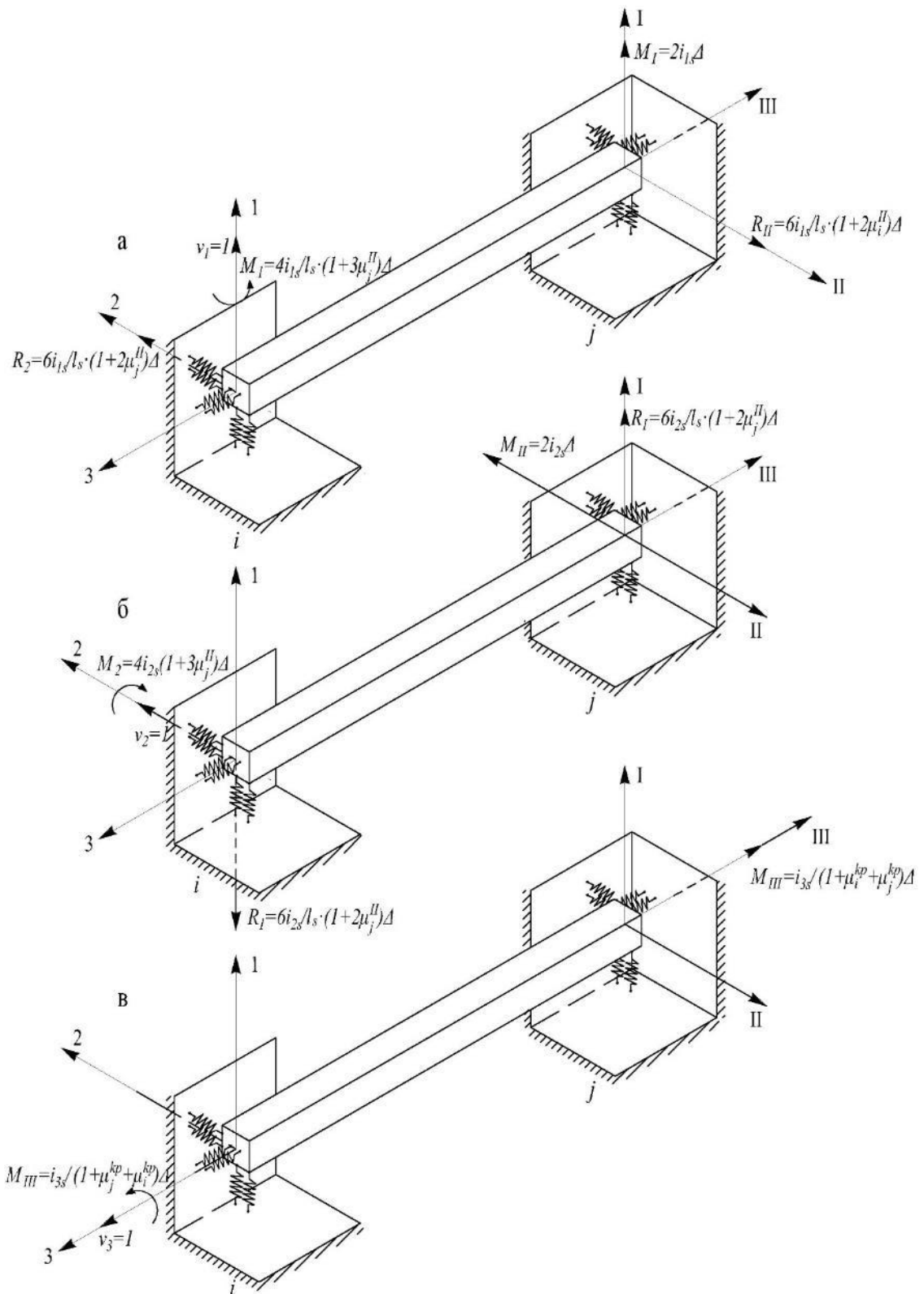


Рисунок 3.3 – Реакции концов стержня, вызванные действием компонент бивектора единичных перемещений V_i узла i по направлению главных осей инерции поперечного сечения стержня с упруго-деформируемым закреплением узлов: а, б – деформации поворота относительно оси 1, 2; в – деформации кручения относительно оси 3

3.2 Исследование сейсмостойкости многоквартирного жилого здания из деревокомпозитных элементов ДПК

Объектом исследований является многоквартирный 4-этажный жилой дом в городе Сокол, Вологодской области (рис. 3.4) [219]. Несущие стены, перегородки, междуэтажные перекрытия, покрытие в здании выполнены из перекрестно-клееной древесины ДПК-панелей. Стены, пол, перекрытие цокольного этажа, в котором оборудованы технические помещения, выполнены из монолитного железобетона [220]. Размер расчетной секции в плане 15x18 м. Высота здания от цоколя – 12 м, высота этажа – 4 м. Планировочные решения, на основе которых построена расчетная схема, приняты из [220]. Толщина наружных стен из ДПК панелей принята – 180 мм, внутренних – 100, 120, 140, 180 мм, междуэтажных перекрытий – 200 мм.



Рисунок 3.4 – Многоквартирный жилой дом из ДПК панелей в городе Сокол.

Общий вид главного фасада

Для монтажа конструкций использованы самонарезающие винты диаметром 6–8 мм длиной 200 мм с шагом 200–250 мм [219]. Шаг и диаметр нагелей (винтов), размеры всех конструкций – приняты из проекта.

Так как при монтаже несущих конструкций зданий применены механические связи в виде самонарезающих винтов, следует учесть податливость монтажных узлов. Нагельные резьбовые соединения обладают существенной податливостью, вследствие смятия древесины и изгиба нагелей [221].

Анализируя значительный объем научной литературы и проведенных исследований по этой теме [130, 222–27] установлено, что при проектировании

конструкций зданий и сооружений с учетом податливости связей, особенно в условиях динамических нагрузок, необходимо учитывать этот фактор, который способствует корректному распределению напряжений в узлах и элементах. Учет деформативности связей при расчете зданий и сооружений, особенно при динамических нагрузках и сейсмических воздействиях, повышает эксплуатационную надежность конструкций вследствие демпфирующих свойств соединений, что позволяет спрогнозировать возможные участки их разрушения и своевременно принять необходимые меры.

Нагельные соединения на самонарезающих винтах в рассматриваемом здании можно разделить на работающие на сдвиг и на выдергивание.

В [226] исследована податливость нагельных соединений при работе на срез, по которой приняты расчетные характеристики связей: жесткость связей на срез – 2300 кН/м при шаге самонарезающих винтов 250 мм. Результаты исследований податливости нагельных соединений на выдергивание приняты из [227], величина податливости саморезов при выдергивании из древесины – 2000 кН/м. Податливость связей при действии моментов принята близкой к жесткому узлу, вследствие высокой изгибной и крутильной жесткости ДПК-панелей, образующих систему из жестких коробчатых элементов.

Для учета и варьирования податливости связей в расчетной схеме использованы специальные упругие элементы (тип элемента 55). Элементы конечной жесткости позволяют задавать линейную и поворотную (угловую) жесткость узлов в плоскости действия x , y , z [63, 228].

3.2.1 Построение расчетной модели здания

Для анализа напряженно-деформированного состояния элементов и узлов здания построена конечно-элементная модель в ПК SCAD ++ (рис. 3.5), которая позволяет учесть характеристики древесины, податливость связей, тип грунтового основания.

Постоянные, временные и кратковременные нагрузки на здание приняты согласно [29]. Сейсмическая нагрузка принята согласно [16]. Расчет здания произведен на расчетную ситуацию «РЗ» согласно п. 5.2. СП 14.13330.2018. Сейсмичность принята 7-9 баллов с категорией грунтов I-IV.

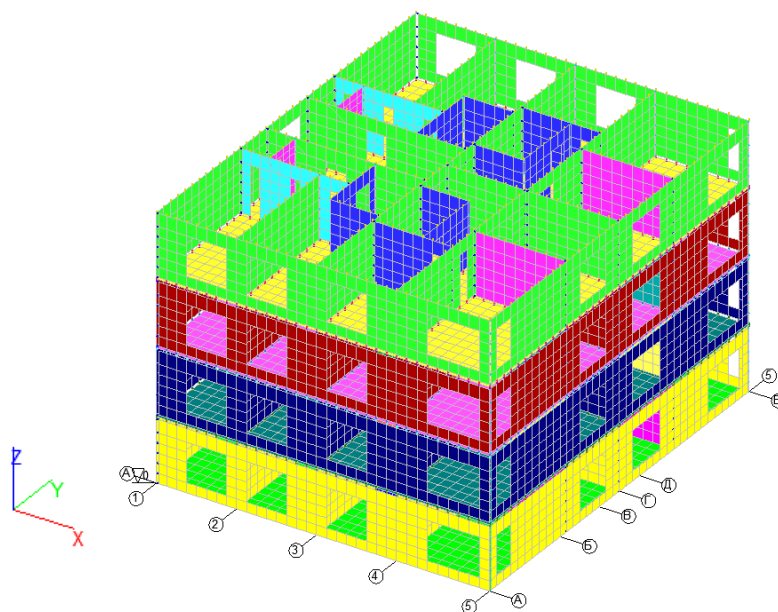


Рисунок 3.5 – Конечно-элементная модель фрагмента здания в программе SCAD ++

Характеристики материала ДПК панелей приняты без учета поперечных слоев древесины (направления волокон слоев под углом 90° к пролету или направлению действия усилия) согласно [2, 218]. Вследствие этого, при назначении жесткостных параметров панелей, их толщина уменьшена на размер не учитываемых слоёв [2, 218]. Для учета фактического веса ДПК панелей использован приведенный объемный вес. При расчете использованы характеристики древесины: нормативное сопротивление сжатию вдоль волокон $R_{нс,0,0} = 23,0$ МПа; модуль упругости при изгибе из плоскости для 3-5 слоёв $E_n = 9700$ МПа, коэффициент Пуассона – 0,45, удельный вес – 5 кН/м³.

Учитывая, что цокольный этаж здания выполнен из монолитного железобетона, закрепление стен и перекрытия 1 этажа в расчетах принято жестким (ограничение по направлениям: X, Y, Z, U_x, U_y, U_z), так как пространственная жесткость, упруго-пластические и деформативные свойства железобетона значительно выше, чем перекрестно-клееной древесины.

3.2.2 НДС в конструктивных элементах многоквартирного жилого дома при действии сейсмической нагрузки

Результаты полученных численных значений и мозаик НДС в элементах и узлах многоквартирного 4 этажного жилого дома в г. Соколе приведены в таблице

3.1 (направление действия сейсмического воздействия по оси x), таблице 3.2 (направление действия сейсмической воздействия по оси y). В таблице 3.3 представлены перемещения, напряжения и усилия в связях при действии максимальной ветровой нагрузки в направлениях X и Y (мозаики НДС в элементах и узлах в статье не приводятся).

Таблица 3.1 - Результаты численного анализа ДПК панелей при направлении действия сейсмического воздействия по оси x

№ п/п	Фактор	7 баллов	8 баллов	9 баллов
		Категория грунтов	Категория грунтов	Категория грунтов
		I-III	I-III	I-III
1	2	3	4	5
1	Перемещение Δ_x , мм	2,12	4,23	8,46
2	Перемещение Δ_y , мм	0,1	0,2	0,4
3	Напряжения σ_x , МПа	-0,388	-0,776	-1,551
4	Напряжения σ_y , МПа	-0,370	-0,740	-1,478
5	Максимальные усилия в связях на сдвиг T_c , кН	2,7	5,39	10,79
6	Максимальные усилия в связях на выдергивание T_b , кН	1,28	2,56	5,13

Таблица 3.2 - Результаты численного анализа ДПК панелей при направлении действия сейсмического воздействия по оси y

№ п/п	Фактор	7 баллов	8 баллов	9 баллов
		Категория грунтов	Категория грунтов	Категория грунтов
		I-III	I-III	I-III
1	2	3	4	5
1	Перемещение Δ_x , мм	0,3	0,6	1,2
2	Перемещение Δ_y , мм	1,87	3,74	7,49
3	Напряжения σ_x , МПа	-0,346	-0,694	-1,387
4	Напряжения σ_y , МПа	-0,310	-0,620	-1,240
5	Максимальные усилия в связях на сдвиг T_c , кН	2,4	4,84	9,68
6	Максимальные усилия в связях на выдергивание T_b , кН	1,15	2,3	4,6

Таблица 3.3 - Результаты численного анализа ДПК панелей при направлении действия максимальной ветровой нагрузки

№ п/п	Фактор	Действие в направлении оси X	Действие в направлении оси Y
1	2	3	4
1	Перемещение Δ_x , мм	2,45	0,1
2	Перемещение Δ_y , мм	0,07	1,4
3	Напряжения σ_x , МПа	-0,518	-0,337
4	Напряжения σ_y , МПа	-0,434	-0,221
5	Максимальные усилия в связях на сдвиг T_c , кН	3,08	1,82
6	Максимальные усилия в связях на выдергивание T_b , кН	1,74	1,19

На Гистограммах (рис. 3.6) представлены максимальные перемещения здания при действии сейсмического и ветрового воздействий в направлении X и Y соответственно.

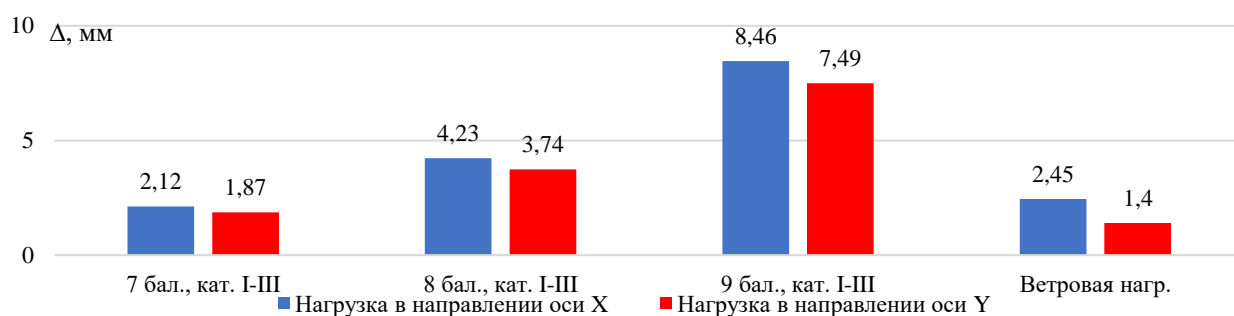


Рисунок 3.6 – Гистограммы максимальных перемещений здания при действии сейсмической и ветровой нагрузки в направлении оси X (синие столбцы) и Y (красные столбцы)

Категории грунтов по сейсмическим свойствам приняты по таблице 4.1 [16]. Результаты расчета при всех значениях сейсмической нагрузки 7, 8 и 9 баллов в условиях грунтов IV категории не приведены, так как перемещения, усилия, напряжения в элементах превышают средние и свидетельствуют о необходимости изменения объемно-планировочных и конструктивных решений, повышающих сейсмостойкость здания. Одинаковые результаты расчета на сейсмическое воздействие при одной балльности землетрясения и разных грунтовых условиях объясняется распределением наибольших модальных масс в первых 5 формах колебаний с периодом от 0,33 до 0,1 с.

Выполним расчет элементов из ДПК по прочности на действующие нагрузки с учетом положений и рекомендаций, представленных в [218].

Расчет центрально-сжатых элементов из ДПК постоянного цельного сечения на прочность:

$$\frac{N}{F_{нт}} \leq R_c, \quad (3.10)$$

где R_c – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон;
 $F_{нт}$ – площадь нетто поперечного сечения элемента.

$$\frac{186,12}{0,12} = 1,551 \text{ МПа} < 14,8 \text{ МПа}$$

Условие (3.10) **выполняется**.

Расчет на изгиб элементов из ДПК по первой группе предельных состояний:

- по нормальным напряжениям по формуле

$$\frac{M}{W_{расч}} \leq R_{и}, \quad (3.11)$$

где M – расчетный изгибающий момент в плите;

$W_{расч}$ – расчетный момент сопротивления, определенный без учета работы поперечных слоев;

$R_{и}$ – расчетное сопротивление ДПК изгибу из плоскости плиты.

$$\frac{4,33}{0,0024} = 1,8 \text{ МПа} < 15,5 \text{ МПа}$$

Условие (3.11) **выполняется**.

- по касательным напряжениям по формуле

$$\frac{Q \cdot S'_{бр}}{I_{расч} \cdot b_{расч}} \leq R_{ск} \quad (3.12)$$

где Q – поперечная сила;

$S'_{бр}$ – расчетный статический момент сдвигаемой части поперечного сечения плиты относительно нейтральной оси, определенный без учета работы поперечных слоев;

$I_{расч}$ – расчетный момент инерции плиты, определенный без учета работы поперечных слоев;

$b_{расч}$ – расчетная ширина плиты;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление ДПК скалыванию поперек волокон при изгибе из плоскости плиты.

$$\frac{8,84 \cdot 7,2 \cdot 10^{-3}}{1,44 \cdot 10^{-4} \cdot 1} = 0,442 \text{ МПа} < 1,00 \text{ МПа}$$

Условие 3.12 **выполняется**.

Как видно из результатов расчета прочность ДПК панелей обеспечена при действии сейсмического воздействия 7-9 баллов в грунтах I-III категории. Однако максимальные усилия в нагельных соединениях достигают 10,79 кН, которые не могут быть восприняты самонарезающими винтами диаметром 6-8 мм, предусмотренными проектом [220].

Во многом, требования к механической безопасности и надежности здания ограничиваются не несущей способностью ДПК панелей, а типом применяемых соединений и связей элементов здания между собой и с фундаментом, что также подтверждается результатами экспериментальных исследований ДПК панелей на динамическую нагрузку [8].

3.2.3 Выводы по исследованию сейсмостойкости многоквартирного жилого здания из ДПК

На основании выполненного анализа напряженно-деформированного состояния на примере многоквартирного 4 этажного жилого дома в г. Соколе при действии сейсмического воздействия 7, 8 и 9 баллов сделаны следующие выводы:

1) Здание с применением плит и стеновых панелей перекрестно клееной древесины обеспечивают высокую сейсмостойкость. Это объясняется конструктивными и объемно-планировочными решениями объекта исследования.

2) Максимальные горизонтальные перемещения по оси X от сейсмического воздействия силой 7 баллов меньше на 13%, чем перемещения, возникающие при действии ветровой нагрузки. При 8 баллах максимальные горизонтальные перемещения превышают перемещения при ветровой нагрузке на 73 %, при 9 баллах – на 245 %.

3) Максимальные напряжения σ_x , σ_y в ДПК-панелях при 7 баллах уменьшаются на 26% и 12 % соответственно, увеличиваются при 8 и 9 баллах на 50 %, 71 % и 200 %, 194% соответственно. Максимальные усилия в связях на сдвиг T_c

и выдергивание T_v уменьшаются при 7 баллах на 12 % и 26 % соответственно и увеличиваются при 8 баллах на 75 %, 47 % при 9 баллах на 250 %, 195 % соответственно.

4) Максимальные горизонтальные перемещения по оси «Y» от сейсмического воздействия силой 7 баллов меньше на 34%, чем перемещения, возникающие при действии ветровой нагрузки. При 8 баллах максимальные горизонтальные перемещения превышают перемещения при ветровой нагрузке на 167 %, при 9 баллах – на 435 %. Максимальные напряжения σ_x , σ_y в ДПК-панелях увеличиваются при 8 и 9 баллах на 106 %, 181 % и 311 %, 462 % соответственно. Максимальные усилия в связях на сдвиг T_s увеличиваются на 32%, 166 % и 432 % соответственно. Максимальные усилия в связях на выдергивание T_v уменьшаются при 7 баллах на 3 % и увеличиваются при 8 и 9 баллах на 93 % и 287 % соответственно.

5) Результаты численного исследования рассмотренного проекта показали достаточную сейсмоустойчивость 4-этажных зданий из ДПК-панелей и высокий прочностной потенциал для строительства зданий из этих панелей при действии землетрясений до 9 баллов.

6) Механическая безопасность и надежность здания ограничивается не несущей способностью ДПК панелей, а типом применяемых соединений элементов здания между собой и с фундаментом;

7) Тестовые результаты позволяют продолжить изучение сейсмостойкости зданий с применением перекрестно-клееной древесины, в том числе исследование НДС высотных зданий, выполненных из деревокомпозитных конструкций, в том числе в сочетании дерева, металла, железобетона в соответствии с проектом СП Конструкции комбинированных каркасов с применением металла, древесины и железобетона.

3.3 Расчетная конечно-элементная модель высотного здания из древесины в условиях сейсмике на примере Mjöstårnet

В 2019 году построено одно из первых в мире высотных зданий с применением деревокомпозитных конструкций [6]. Поэтому конструктивные решения здания «Mjöstårnet» примем за основу настоящего исследования. Анализ и выбор нашего конструктивного решения высотного здания выполним

применительно эксплуатации здания в сейсмоопасных районах, так как 20 % территории России относится к сейсмоактивным (СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах).

На рисунке 3.7 представлен план типового этажа Норвежского здания [6]. Общая высота 85,4 м. Эксплуатируемая высота – 68 м, размеры в плане 37х17 м. Конструктивная схема – каркасная, сечение угловых пилонов – 1485х626 мм, внутренних колонн – 810х725 мм, наружных колонн – 625х625 мм. Диагональные связи по торцам здания – 990х625 мм, диагональные связи по продольным сторонам – 625х625 мм. Главные балки перекрытия – 585х395 мм, второстепенные балки – 400х250, шаг 500 мм. Перекрытие 1–11 этажи – ДПК панели толщиной 180 мм, перекрытия 12-18 этажи – бетонные толщиной 300 мм. Высота этажей 3,8...5,0 м.



Рисунок 3.7 – План типового этажа здания «Mjostårnet»

Для исследования влияния конструктивной схемы высотного здания на его напряженно-деформированное состояние нами были рассмотрены три варианта расчетных моделей:

- 1) Пространственный каркас без связей и диафрагм жесткости (рис.3.8);
- 2) Пространственный каркас с диагональными связями по торцам и продольным сторонам здания (конструктивные решения «Mjostårnet») (рис.3.9);
- 3) Пространственный каркас с диагональными связями по торцам и продольным сторонам здания с лифтовыми шахтами и лестничными клетками, диафрагмами жесткости (рис.3.10).

Постоянные, временные и кратковременные нагрузки на здание приняты согласно [29]. Сейсмическое воздействие принято согласно [16]. Расчет здания произведен на расчетную ситуацию «РЗ» согласно п. 5.2. СП 14.13330.2018. Сейсмичность принята в диапазоне 7-9 баллов с категорией грунтов I-IV.

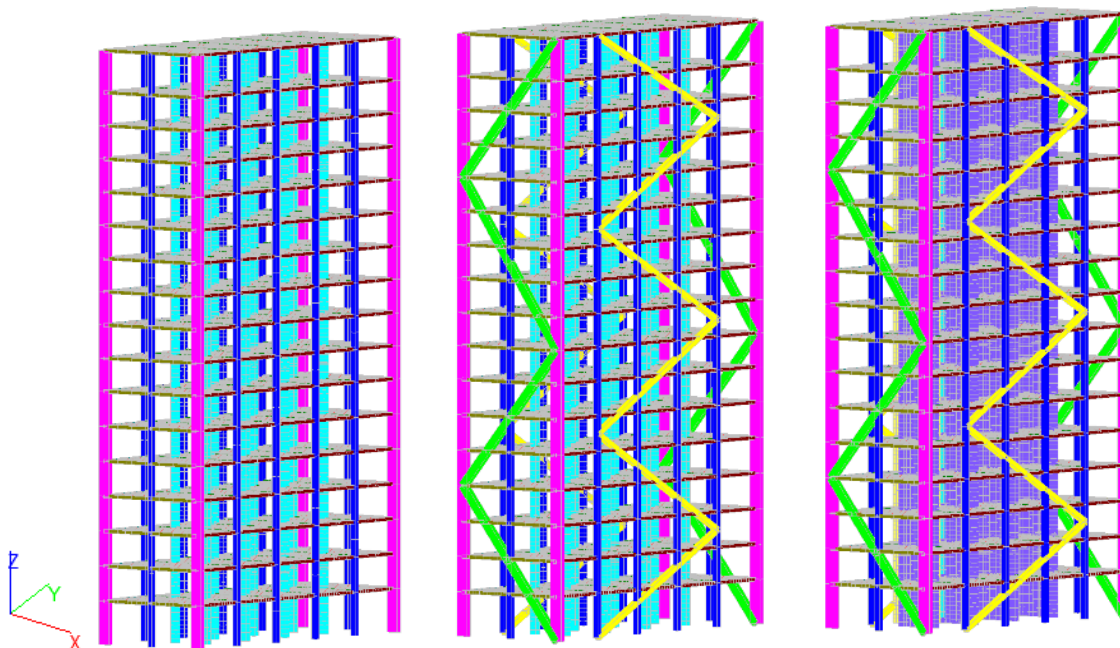


Рисунок 3.8, 3.9, 3.10 – Вариации расчётных моделей норвежского высотного здания Mjøstårnet слева направо: пространственный каркас без связей и диафрагм жесткости; каркас с диагональными связями по торцам и продольным сторонам здания (конструктивные решения «Mjøstårnet»); пространственный каркас с диагональными связями по торцам и продольным сторонам здания с лифтовыми шахтами и лестничными клетками, диафрагмами жесткости

3.3.1 Усилия и перемещения элементов конструкции различных вариантов моделей здания при действии сейсмического воздействия

На рисунке 3.11 представлены графики максимальных перемещений зданий при действии сейсмического воздействия в направлении оси X, Y соответственно. На рисунке 3.12 приведены максимальные усилия в пилонах (1485x625) при действии сейсмического воздействия в направлении оси X, Y соответственно. Максимальные изгибающие моменты в пилонах (1485x625) при действии сейсмического воздействия в направлении оси X, Y соответственно представлены на рисунке 3.13.

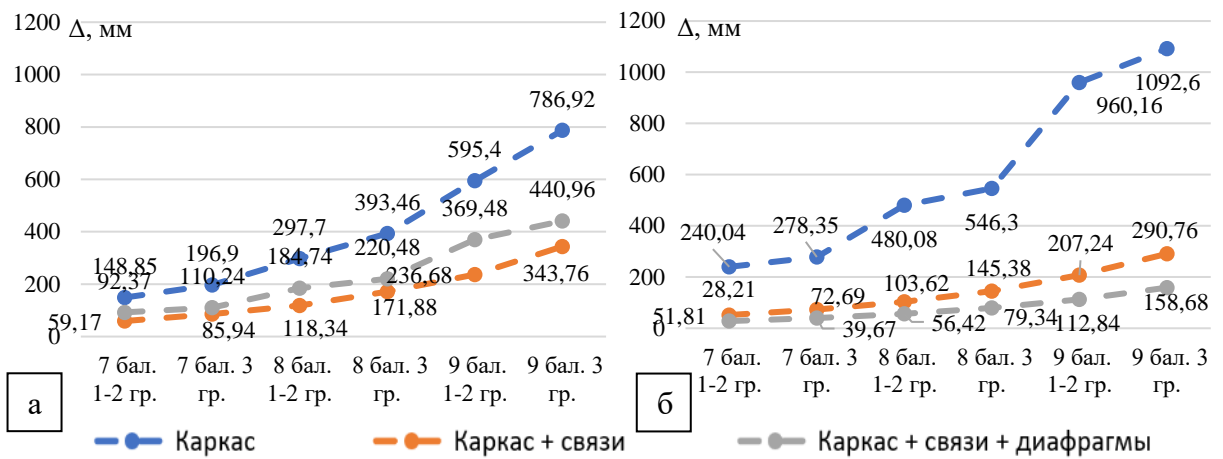


Рисунок 3.11 - Графики максимальных перемещений зданий при действии сейсмического воздействия: а - в направлении оси X, б - в направлении оси Y

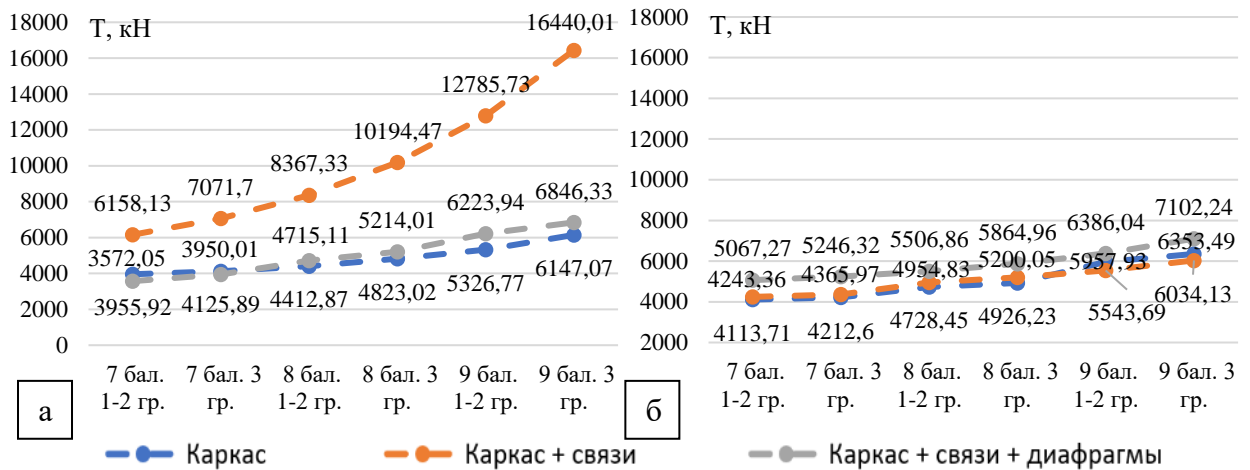


Рисунок 3.12 – Графики максимальных усилий в пилонах (1485x625) при действии сейсмического воздействия: а - в направлении оси X, б - в направлении оси Y

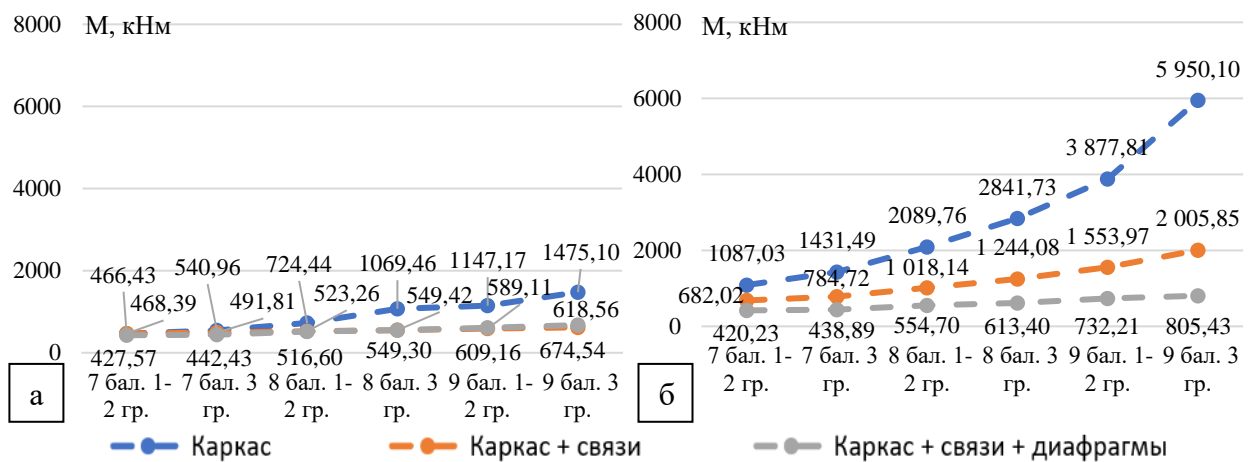


Рисунок 3.13 - Графики максимальных изгибающих моментов в пилонах (1485x625) при действии сейсмического воздействия: а - в направлении оси X, б - в направлении оси Y

Как видно из результатов численных исследований, максимальные перемещения здания с конструктивной схемой без связей в среднем в 4 раза больше схемы со связями и более чем в 6 раз чем схемы со связями и диафрагмами жесткости. Максимальные усилия в пилонах (1485x625) напротив для конструктивной схемы со связями увеличились в 2,5 раза по сравнению с конструктивной схемой с диафрагмами жесткости. Наименьшие усилия, как ожидалось, развиваются в расчетной схеме без связей. Подобные соотношения перемещений и усилий в элементах разных конструктивных схем вполне объяснимы. Так как пространственная жесткость здания без связей и диафрагм значительно ниже, чем с ними, отклик системы на динамическую нагрузку меньше. Поэтому при проектировании зданий и сооружений необходимо стремиться к балансу между максимальными перемещениями конструкций здания и усилий в несущих элементах.

3.3.3 Анализ результатов исследования сейсмостойкости высотного здания из ДКК

На основании выполненных расчетов и анализа напряженно-деформированного состояния на примере высотного здания «Mjøstårnet» при действии сейсмического воздействия 7, 8 и 9 баллов сделаны следующие выводы:

1) применение конструктивной схемы здания без связей и диафрагм жесткости недопустимо, вследствие развития значительных усилий в элементах и перемещений конструкций здания при действии сейсмического воздействия любой силы;

2) проектные решения высотного здания «Mjøstårnet» показали удовлетворительные результаты перемещений при сейсмическом воздействии 7 и 8 баллов при 1-3 типе грунтовых условий;

3) диагональные связи, расположенные по наружным сторонам здания значительно снижают перемещения элементов каркаса, однако увеличиваются усилия в элементах. Коэффициент использования пилонов для 2 расчетной схемы при сейсмическом воздействии 8-9 баллов находится в диапазоне 1,7-3,6;

4) включение в работу лифтовых шахт и лестничных клеток, а также диафрагм жесткости снизило перемещения в направлении оси Y, однако перемещения в

направлении оси X возросли. Наблюдается исчерпание несущей способности пилонов при нагрузке, превышающей 8 баллов;

5) необходимы дальнейшие изучения сейсмостойкости высотных зданий с применением дерево-композитных элементов. Актуальными проблемами является разработка и исследование новых конструктивных решений узлов для зданий из деревоклееных и деревокомпозитных элементов при действии динамической нагрузки.

3.4 Модернизированная конструктивная схема 25-этажного многоэтажного здания из деревокомпозитных конструкций

С учетом выше полученных результатов нами для дальнейших исследований принята предварительная модернизированная конструктивная схема 25-этажного здания высотой 75 м (высота этажа 3 м). Эта конструктивная схема – каркасная с центральным ядром жесткости размерами 6,5 х 5,0 м. Размер здания в плане – 36,0 х 24,0 м. Шаг основных несущих стержневых элементов – 6,0 м. Внутренние колонны размерами 600х600 мм, наружные 700х700 мм. Несущие элементы перекрытий выполнены из древесины перекрестно клееной (ДПК) толщиной 220 мм. Для обеспечения пространственной жесткости и геометрической неизменяемости системы по углам здания установлены связи из бруса 200х200 с шарнирным креплением.

Главная цель исследования заключается в выборе на основе численных расчетов наиболее эффективного конструктивного решения многоэтажного здания из деревокомпозитных материалов с учетом действующих статических и ветровых нагрузок.

Для достижения поставленной цели будут решены следующие задачи:

- выбор оптимальных объемно-планировочных решений многоэтажных зданий с применением деревянных клееных конструкций, исходя из их функционального назначения;

- расчет выбранных конструктивных решений в программно-вычислительном комплексе SCAD ++ на статические и динамические воздействия (ветер);

- анализ полученных результатов максимальных перемещений и ускорений конструкций здания, внесение корректировок в расчетную схему.

3.4.1 Назначение предварительных параметров расчетной схемы

Так как здание «Mjøstårnet» на момент написания работы считается самым высоким деревянным зданием в мире, конструктивные решения здания «Mjøstårnet» примем за основу нашего исследования.

Для построения расчетной схемы учтем следующие допущения:

- 1) Согласно [28] здания высотой более 75 м считаются высотными;
- 2) Для удобства проектирования и строительства примем объемно-планировочные решения кратные 3 м [229];
- 3) Конструктивные решения элементов зданий и узлов сопряжения конструкций должны обладать надежностью с одновременной простотой монтажа и изготовления всех элементов

Характеристики материала ДПК панелей приняты без учета поперечных слоев древесины (направления волокон слоев под углом 90° к пролету или направлению действия усилия) по рекомендациям стандарта [2]. Вследствие этого, при назначении жесткости панелей, их толщина уменьшена на размер не учитываемых слоёв. Для учета фактического веса ДПК панелей использован приведенный объемный вес. нормативное сопротивление сжатию вдоль волокон $R_{c,0,0}^n = 23,0$ МПа; модуль упругости при изгибе из плоскости для 3-5 слоёв $E_n = 9700$ МПа, коэффициент Пуассона – 0,45, удельный вес – 5 кН/м^3 [2, 218]. Для стержневых элементов принят класс прочности клееной древесины – К32. Среднее значение модуля упругости при изгибе для К32 - 13700 МПа.

Ветровая и снеговая нагрузки определены, исходя из анализа 145 городов Российской Федерации, расположенных в сейсмоопасных районах. В расчетах приняты ветровой район 4, снеговой – 3. Расчет и расположение ветровой и снеговой нагрузки выполнен по СП. 22.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».

Кратковременная нагрузка принята для гостиничных номеров согласно [29]. Нагрузка от конструкции пола и кровли – 1,5 кПа, снеговая нагрузка – 1,5 кПа.

Численная модель здания построена в программном комплексе SCAD ++. Закрепление колонн 1 этажа принято условно жестким (ограничение по направлениям: X, Y, Z, U_x , U_y , U_z) [63, 230]. Расчетная схема представлена на рисунке 3.14 на основе модифицированной схемы Норвежского здания.

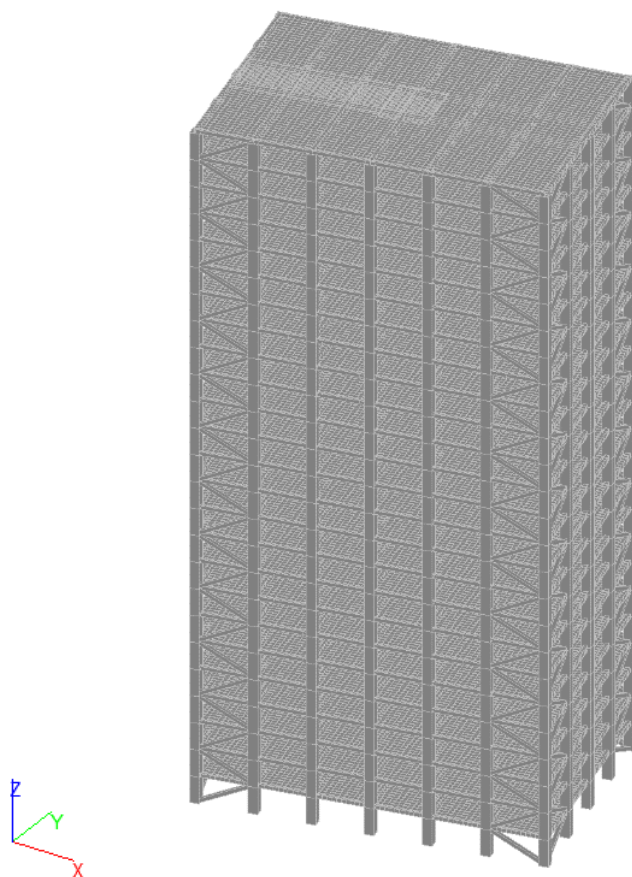


Рисунок 3.14 – Предварительная расчетная схема многоэтажного здания

3.4.2 Результаты численных исследований

При анализе полученных результатов необходимо поставить ограничения по перемещениям и ускорениям в направлении главных осей здания. Максимальные горизонтальные перемещения - 150 мм, вертикальные – 30 мм приняты согласно [29]. Максимальное ускорение этажа здания, исходя из динамической комфортности, при 80 % от пульсационной составляющей ветровой нагрузки не должно превышать 0,08 м/с².

Из вычислений предварительной схемы получены следующие результаты: максимальные горизонтальные перемещения – 67,8 мм, вертикальные – 27,5 мм, ускорение этажей здания – 0,18 м/с².

По результатам расчета этой схемы можно сделать удовлетворительные выводы о максимальных горизонтальных и вертикальных перемещениях здания, однако ускорение этажей здания более чем в 2 раза превышает нормативное при действии нагрузки по продольной стороне здания. Снизить ускорения конструкций

здания можно увеличив вес здания или увеличив его пространственную жесткость. Первый путь приняло конструкторы здания «Mjøstårnet» [6]. Однако увеличение веса перекрытия, особенно на верхних этажах здания, способствует увеличению отклика конструкций здания при действии сейсмического воздействия. Таким образом, дальнейшие варианты объемно-планировочных и конструктивных решений многоэтажного здания принимаем с целью увеличения его пространственной жесткости путём изменения конструкции связей. Изменение конструктивной схемы многоэтажного здания, привело к изменению статико-геометрических и динамических параметров, что существенно отразилось на результатах максимальных горизонтальных перемещений, а также ускорений по осям X и Y. Вертикальные перемещения практически не увеличились. Результаты для других вариантов конструктивных схем здания и предельные параметры приведены в таблице 3.4.

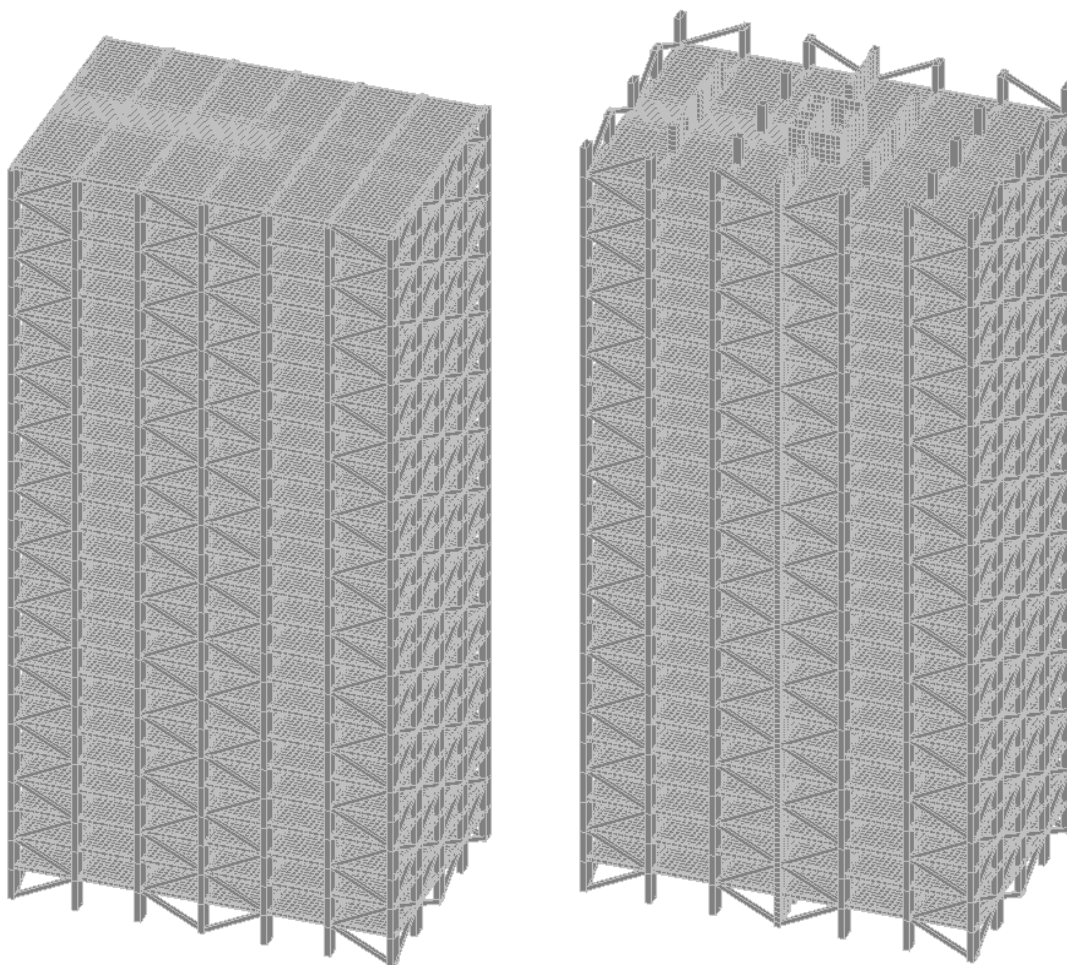


Рисунок 3.15, 3.16 – Общий вид модифицированной схемы №№3-4

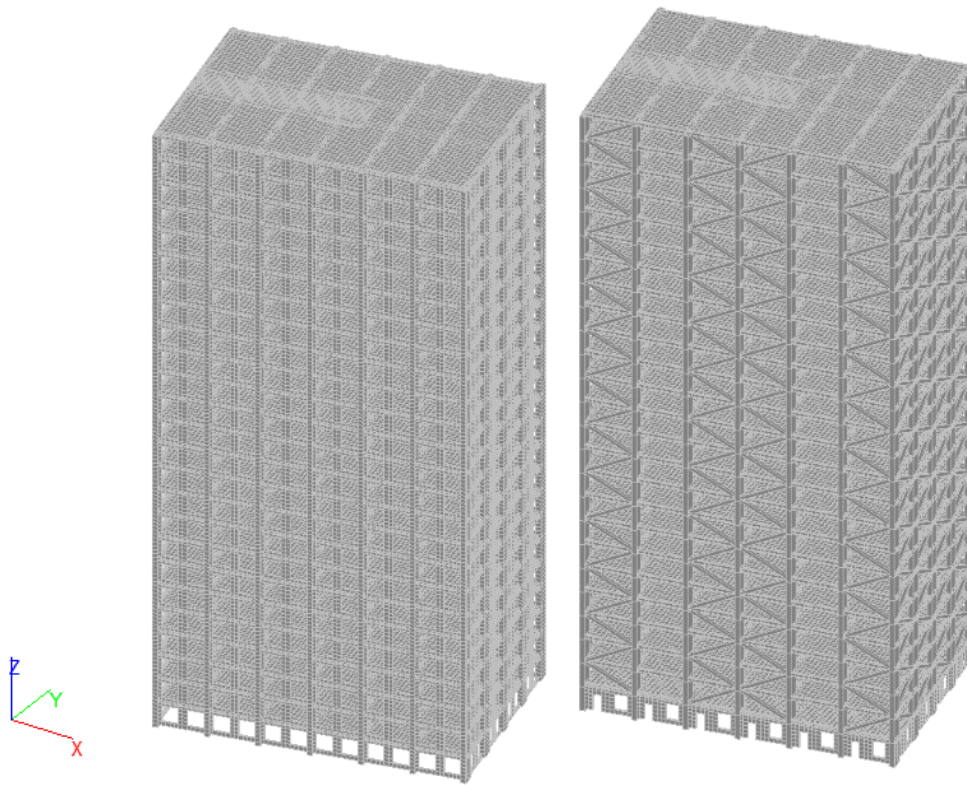


Рисунок 3.17, 3.18 – Общий вид модифицированной схемы №5,6

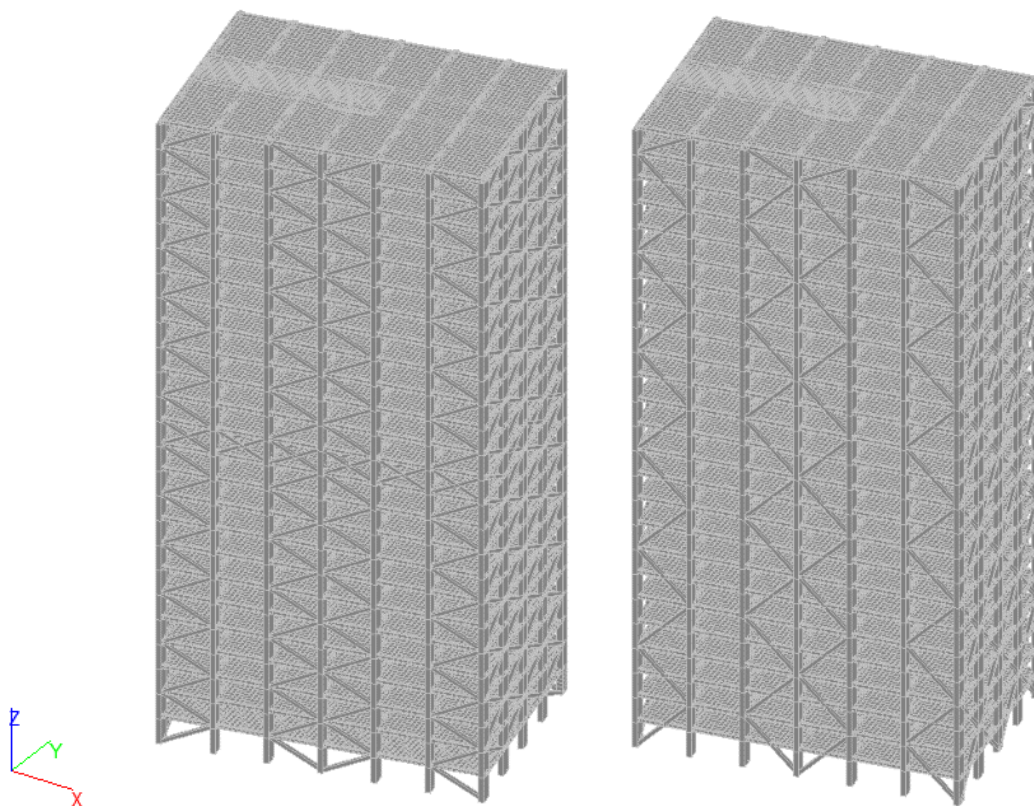


Рисунок 3.19, 3.20 - Общий вид модифицированной схемы №7,8

Анализируя полученные результаты, можно утверждать, что ни одна из модифицированных схем не удовлетворяет требованиям действующей нормативной документации [29]. Однако стоит отметить, что наименьшие значения ускорения этажей здания зафиксированы при действии ветровой нагрузки по оси X, перпендикулярно стороне здания длиной 24 м. Введение наружных связей положительно сказывается на перемещениях и динамической комфортности.

Таким образом, для дальнейших расчетов принимаем схему здания размерами в плане 36х36 м с конструктивным решением, приведенным на рисунке 3.18, в которой связи жесткости установлены с разрывами.

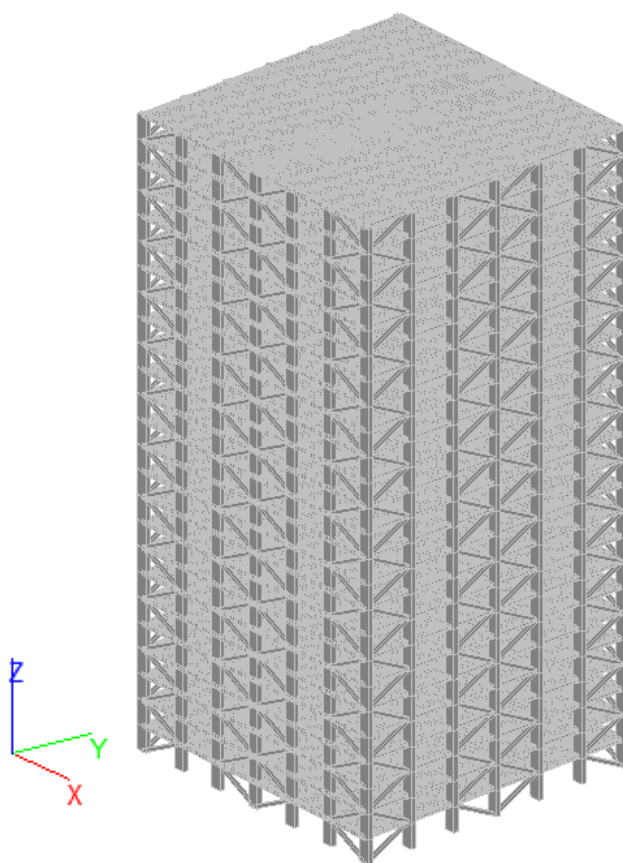


Рисунок 3.21 – Модифицированная схема размерами в плане 36х36 м

С увеличением размеров здания в плане увеличилась и площадь действия ветровой нагрузки. По результатам расчета этой схемы получены следующие данные: максимальные горизонтальные перемещения – 41,5 мм, вертикальные перемещения – 27,5 мм, ускорение этажей здания – 0,1 м/с² (таб. 3.4, п. 10).

Таблица 3.4 – Варианты конструктивных схем многоэтажного здания с результатами максимальных перемещений и ускорений

№ п/п	Описание изменения конструктивного решения	Максимальные горизонтальные перемещения, мм	Максимальные вертикальные перемещения, мм	Максимальные ускорения по Y, м/с ²	Максимальные ускорения по X, м/с ²	Общий вид схемы, рис.
1	2	3	4	5	6	7
2	Предварительная схема (п/п 2)	67,8 < 150	27,5 < 30	0,18 > 0,08	0,11 > 0,08	3.14
3	Дополнительные связи под углом 30° по контуру здания (п/п 2+3)	57,2 < 150	27,5 < 30	0,16 > 0,08	0,09 ~ 0,08	3.15
4	То же + лестнично-лифтовый узел размерами 10x8 м (п/п 2+3+4)	33,3 < 150	27,5 < 30	0,13 > 0,08	0,10 > 0,08	3.16
5	Лестнично-лифтовый узел 6,2x5 м, введение вертикальных диафрагм (п/п 2+5)	29,2 < 150	24,3 < 30	0,13 > 0,08	0,09 ~ 0,08	3.16
6	Наружные стены включены в работу вместо связей здания (п/п 2+6)	43,6 < 150	27,5 < 30	0,13 > 0,08	0,09 ~ 0,08	3.17
7	1 этаж здания выполнен из железобетона, включая наружные стены (п/п 1+7)	44,6 < 150	27,2 < 30	0,14 > 0,08	0,09 ~ 0,08	3.18
8	Введен аутригерный этаж (п/п 1+8)	42,3 < 150	27,5 < 30	0,14 > 0,08	0,09 ~ 0,08	3.19
9	Диагональные связи расположены под углом 45 градусов (п/п 1+9)	45,6 < 150	27,5 < 30	0,14 > 0,08	0,09 ~ 0,08	3.20
10	Модифицированный вариант схемы здания (п/п 1+10)	41,5 < 150	27,5 < 30	0,1 > 0,08	0,1 > 0,08	3.21
11	Рекомендованный вариант схемы здания (п/п 1+11)	52,9 < 150	27,5 < 30	0,09 ~ 0,08	0,09 ~ 0,08	3.22

Примечание: наиболее эффективным конструктивным решением многоэтажного здания является схема №11 (рис. 3.22)

Для восприятия ветровой нагрузки по всему периметру здания и увеличения пространственной жесткости здания установлены треугольно-подкосные связи между всеми осями колонн здания, образуя пространственно-регулярную структуру (рисунок 3.22).

Из расчета здания на действие постоянных и кратковременных нагрузок получены следующие результаты: максимальные горизонтальные перемещения – 52,9 мм, вертикальные – 27,5 мм, ускорение этажей здания – 0,09 м/с² (таб. 3.4 п 11). Превышение нормативного ускорения наблюдается на перекрытии верхнего этажа, которое является не эксплуатируемым и не предполагает нахождения на нем людей.

Эта конструктивная схема здания принята для дальнейших исследований.

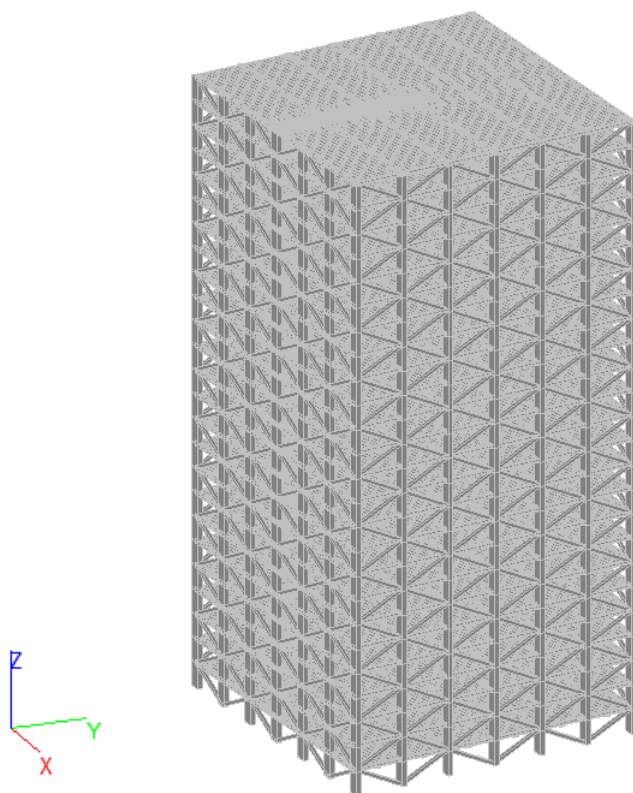


Рисунок 3.22 – Рекомендуемая конструктивная схема многоэтажного здания

Отличительной особенностью рекомендуемой расчетной схемы перед зданием «Mjøstårnet» является снижение общего веса несущих конструкций здания, отказ от бетонных перекрытий и использование сравнительно простых узлов. Пространственная жесткость здания обеспечена за счет наружные связей жесткости,

монтируемых полужестко к основным несущим конструкциям здания, что значительно снижает трудозатраты на производство и монтаж элементов.

На основании численных расчетов каркасного многоэтажного 25 этажного здания из деревокомпозитных элементов (ДКК и ДПК-панелей) выполнен анализ и выбрано наиболее эффективное конструктивное решение с увеличенной пространственной жесткостью здания, в том числе:

1. разработана конструктивная схема этого здания с применением пространственно-регулярной системы, обеспечивающей наименьшие горизонтальные, вертикальные перемещения, ускорения при действии постоянных и кратковременных нагрузок. Подобраны основные геометрические размеры несущих конструкций здания.

2. удовлетворительные результаты расчетов многоэтажного здания из деревокомпозитных конструкций подтвердили необходимость проведения дальнейших исследований, включающих

- разработку новых эффективных конструктивных решений узлов между плитами перекрытий и др.;

- расчет многоэтажного здания с пространственной регулярной структурой с учетом упругой податливости связей и корректировкой (при необходимости) конструктивных решений;

- численный анализ напряженно деформированного состояние конструкций здания при действии динамических нагрузок, в том числе сейсмической, выявление наиболее нагруженных зон и участков.

3.5 Анализ свободных механических колебаний расчетных схем

Анализ свободных механических колебаний проводится с целью определения собственных частот и форм колебаний конструкции. Деформации конструкций при механическом возбуждении на собственных частотах характеризуется конкретными формами, которые называются колебательными модами (собственными формами).

Определение собственных частот и форм колебаний является первым и одним из наиболее важных этапов при проектировании зданий и сооружений на динамическую нагрузку. По результатам модального анализа помимо собственных частот и форм колебаний определяются модальные массы. От преобладающего

распределения основных модальных масс по собственным частотам здания прогнозируется отклик сооружения на динамическую нагрузку, определяется вероятность резонанса.

Дифференциальное уравнение свободных колебаний является частным случаем общего уравнения движения:

$$\{\ddot{x}\} \cdot [M] + \{x\} \cdot [K] = 0, \quad (3.13)$$

где x - отклонение колебательной системы от положения равновесия;
 \ddot{x} – производной от координаты x по времени;
 $[M],[K]$ – матрицы массы и жёсткости соответственно.

При анализе свободных колебаний предполагается упругое поведение конструкции, поэтому ожидаемый отклик считаем гармоническим:

$$\{x\} = \{\varphi_i\} \cos(\omega_i t), \quad (3.14)$$

где φ_i - форма колебаний i моды (собственный вектор);
 ω_i – собственная частота для i моды.

Подставляя в уравнение 3.13 получаем:

$$\begin{aligned} -\omega_i^2 \{\varphi_i\} \cos(\omega_i t) \cdot [M] + \{\varphi_i\} \cos(\omega_i t) \cdot [K] &= 0 \\ (-\omega_i^2 \cdot [M] + [K]) \{\varphi_i\} \cos(\omega_i t) &= 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

Собственные частоты определяем из следующего уравнения:

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{\varphi_i\} = 0 \quad (3.16)$$

При расчете свободных колебаний принимаем следующие гипотезы и допущения:

- матрицы масс и жесткости являются константами;
- принимается упругое поведение материалов;
- используется теория малых деформаций, не учитываются нелинейные эффекты;
- эффекты демпфирования не учитываются;
- не рассчитывается возбуждение конструкции внешними силами;

- форма свободных колебаний вычисляется в относительных единицах и не позволяет определить абсолютные смещения.

Реальные здания и сооружения обладают множеством собственных частот и форм колебаний. Однако в большинстве случаев формы на высоких собственных частотах могут быть отброшены, и не каждая форма вносит равный вклад в деформации рассматриваемого здания или сооружения под динамической нагрузкой. Выполним модальный анализ приведенных в п.3.4 расчетных схем при помощи ЭВМ в ПК Scad ++. Примем минимальное число собственных форм 10.

На рисунке 3.23 приведены гистограммы периодов собственных колебаний при наибольших модальных массах для различных конструктивных схем многоэтажных и высотных зданий, представленных в таблице 3.4.

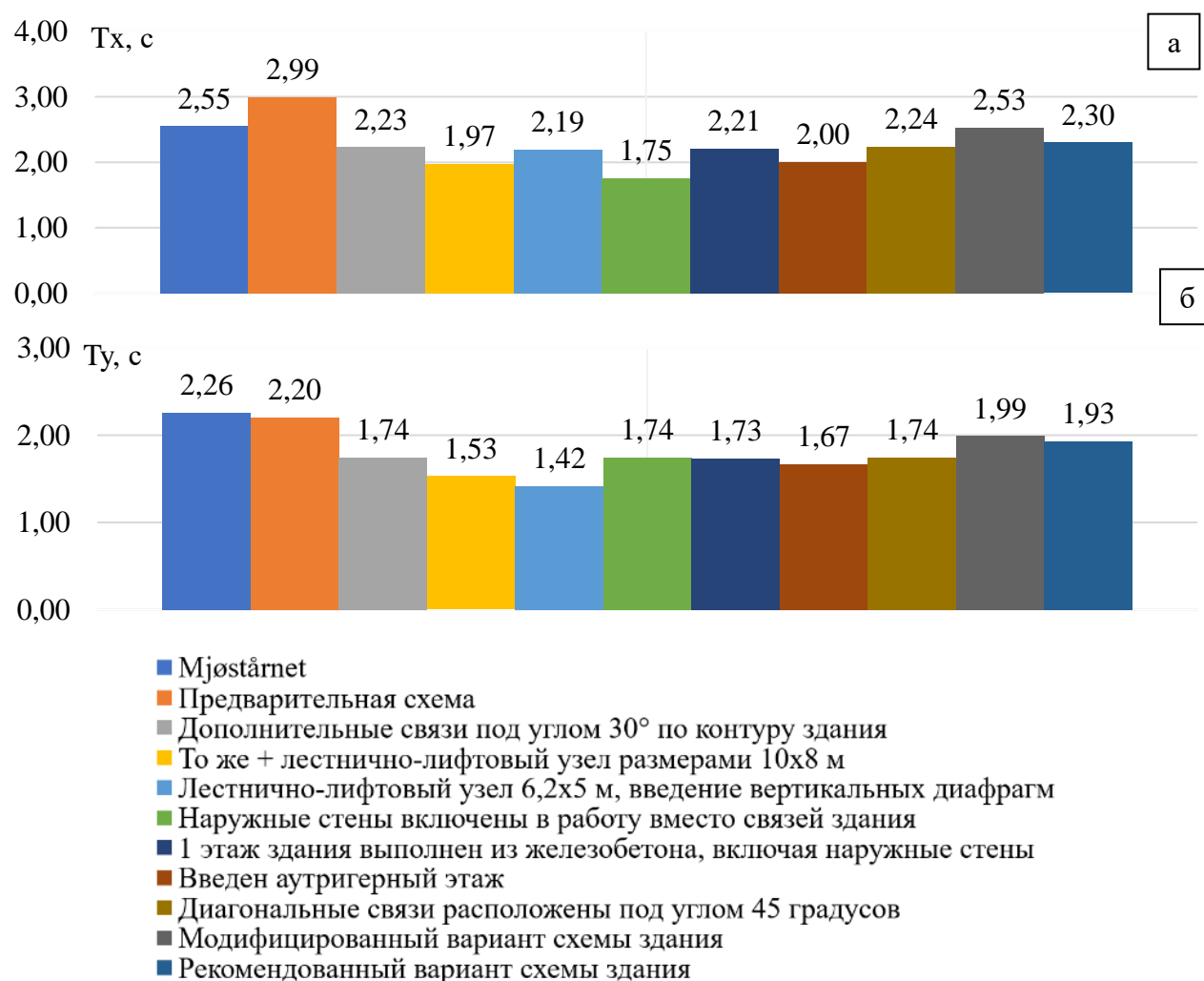


Рисунок 3.23 – Гистограммы периодов собственных колебаний при наибольших модальных массах для различных конструктивных схем высотных зданий:

а - в направлении оси X; б - в направлении оси Y

На основе преобладающих периодов колебаний T принято условное разделение собственных колебаний зданий на **высокочастотные** ($T < 0,3$ с), **среднечастотные** ($0,3$ с $\leq T < 1$ с) и **низкочастотные** ($T \geq 1$ с).

Полученные в ходе модального анализа парциальные значения колебаний исследуемых расчетных схем позволяет отнести объекты к низкочастотным. К значительному снижению периодов собственных колебаний расчетных схем привело включение наружных стен в работу всего здания (п.п 6 табл. 3.4) и введение аутригерного этажа (п.п. 8 табл. 3.4). Следует отметить, что численное значение собственных периодов колебаний здания в значительной мере зависит от типа грунтового основания. Для всех типов расчетных схем вторая форма колебаний не была крутильной, что удовлетворяет требованиям [16]. Полученные значения частот и периодов колебаний будут использованы для дальнейших исследований, представленных в следующих разделах работы.

3.6 Исследование напряженно-деформированного состояния элементов каркаса многоэтажного здания при различных статико-геометрических параметрах в условиях сейсмике

Объектом исследования является разработанная в параграфе 3.4 пространственно-регулярная система многоэтажного здания из деревокомпозитных конструкций. Конструктивные решения: высота здания – 75 м, высота этажа – 3 м, размеры в плане – 36 х 36 м, сетка колонн – 6х6 м, колонны наружные – 891х891 мм; внутренние – 924х924 мм, конструктивная схема – каркасно-связевая, лестнично-лифтовый узел в центре здания, размеры – 6,2 х 5 м, перекрытия – сборные по главным балкам (594х594 мм) и плит перекрытий – ДПК-панели длиной 18 м, толщиной 220 мм, ограждающие конструкции – навесные стеновые ДПК-панели, связи жесткости – клееный брус 264х264 мм. Колонны и балки перекрытия – деревянные клееные элементы, плиты перекрытия – ДПК-панели. Класс прочности клееной древесины – К32. Среднее значение модуля упругости при изгибе для К32 - 13700 МПа.

При строительстве многоэтажных и высотных зданий из ДКК с каркасно-связевой схемы [231] узловые решения опирания колонн на ростверки, стыковка колонн по высоте, сопряжение ригелей перекрытия и колонны выполнены в виде

соединений, которые представляет собой «пакет» из нескольких стальных пластин, расположенных с определенным шагом между собой. Стальные пластины могут изготавливаться различной формы с применением ЧПУ и свариваться через специальные «объединяющие» стальные пластины. В элементах предусматривают отверстия под стяжные болты. Данный тип соединения обладает низкой податливостью и в расчетной схеме принят жестким.

Узлы сопряжения связей жесткости с пространственным каркасом здания приняты шарнирными.

Сопряжение плит и ригелей перекрытия в объекте исследования приняты 3-х разных типов: жесткие, упругоподатливые, шарнирные.

3.6.1 Конструкция узловых соединений на механических связях

Исследованию податливости механических связей в деревянных, клеенодеревянных и композитных конструкциях посвящен ряд работ [217, 232, 233, 221]. Вместе с тем, при численном моделировании различных конструктивных решений зданий обычно используют два условия опирания: шарнирное и/или жесткое. На практике узлы сопряжения конструкций не являются абсолютно шарнирными или жесткими. Для конструкций из стали и железобетона жесткая схема опирания в достаточной степени отражает реальные условия их закрепления, вследствие высокого сопротивления металла и бетона смятию контактных поверхностей и больших значений модуля упругости этих материалов [234, 193]. Однако, в случае с деревянными конструкциями податливость сопряжений крайне выражена, так как древесина, вследствие своих анизотропных свойств, обладает сравнительно невысоким модулем упругости ($E_0 = 10000$ МПа) вдоль волокон, и практически в 15–20 раз меньшим поперек волокон. Точно также изменяются расчетные сопротивления смятию вдоль ($R_{см0} = 21,0$ МПа) и поперек волокон ($R_{см90} = 2,7$ МПа) согласно СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции». Поэтому учет податливости сопряжений деревянных конструкций крайне важен.

Для визуализации изменения внутренних усилий и общих перемещений в элементах многоэтажного здания из композитных конструкций в расчете использованы три типа связей сопряжения плит и балок перекрытия: жесткие, упругоподатливые, шарнирные. Узлы сопряжения главных балок с колоннами

принято жесткими, вследствие применения укрупненных стыков. Сопряжение треугольно-подкосных связей с элементами пространственного каркаса – шарнирное. Закрепление колонн и стен лестнично-лифтового узла в расчетах принято жестким (ограничение по направлениям: X, Y, Z, U_x, U_y, U_z).

В качестве упругоподатливых связей использованы три различных типа нагельных соединений: самонарезающие винты (рис. 3.24, а) [226], наклонно-ввинченные резьбовые стержни (рис. 3.24, в) [193], когтевые коннекторы со стальным винтом и/или гладким нагелем (рис. 3.24, б) [173]. Для совершенствования узлов сопряжения древокомпозитных элементов с применением когтевых шайб получены патенты на полезную модель [235, 236, 237]. Эти материалы положены в основу исследования по влиянию типа соединений на напряженно-деформированное состояние конструкций зданий с применением древесины в условиях сейсмического воздействия. Когтевые шайбы и стальные нагели выполнены из стали С245, $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $G = 8 \cdot 10^4$ МПа, $\nu = 0,30$ [238]. Древесина принята хвойных пород (сосна, ель) 2 сорта [239].

Известной отличительной особенностью древесины перед другими строительными материалами (кирпич, бетон, сталь) является анизотропия прочностных характеристик [234]. Этот факт в значительной мере влияет на их расстановку и деформативность нагельных соединений.

В [226] исследована податливость самонарезающих винтов при работе на условный «срез» для обшивок из ОСП при различном диаметре и глубине заделки нагелей, по которой приняты расчетные характеристики жесткости связей по методу экстраполяции значений для самонарезающих винтов диаметром 8 мм с заделкой 200 мм: $C_x = C_y = 4600$ кН/м, $C_z = 4000$ кН/м, $U_x = U_y = 500$ кНм/рад, $U_z = 100$ кНм/рад. Результаты исследований податливости наклонно-ввинченных резьбовых нагелей приняты из [226]: $C_x = C_y = 16500$ кН/м, $C_z = 10000$ кН/м, $U_x = U_y = 1000$ кНм/рад, $U_z = 100$ кНм/рад. Податливость соединения с применением когтевых шайб и стальных нагелей приняты из [173]: $C_x = C_y = 10550$ кН/м, $C_z = 10000$ кН/м, $U_x = U_y = 1000$ кНм/рад, $U_z = 100$ кНм/рад. В исследовании угловую податливость не учитываем, так как для древесины G_{II} в 20 раз меньше G_I [234]. Шаг установки связей – 250 мм.

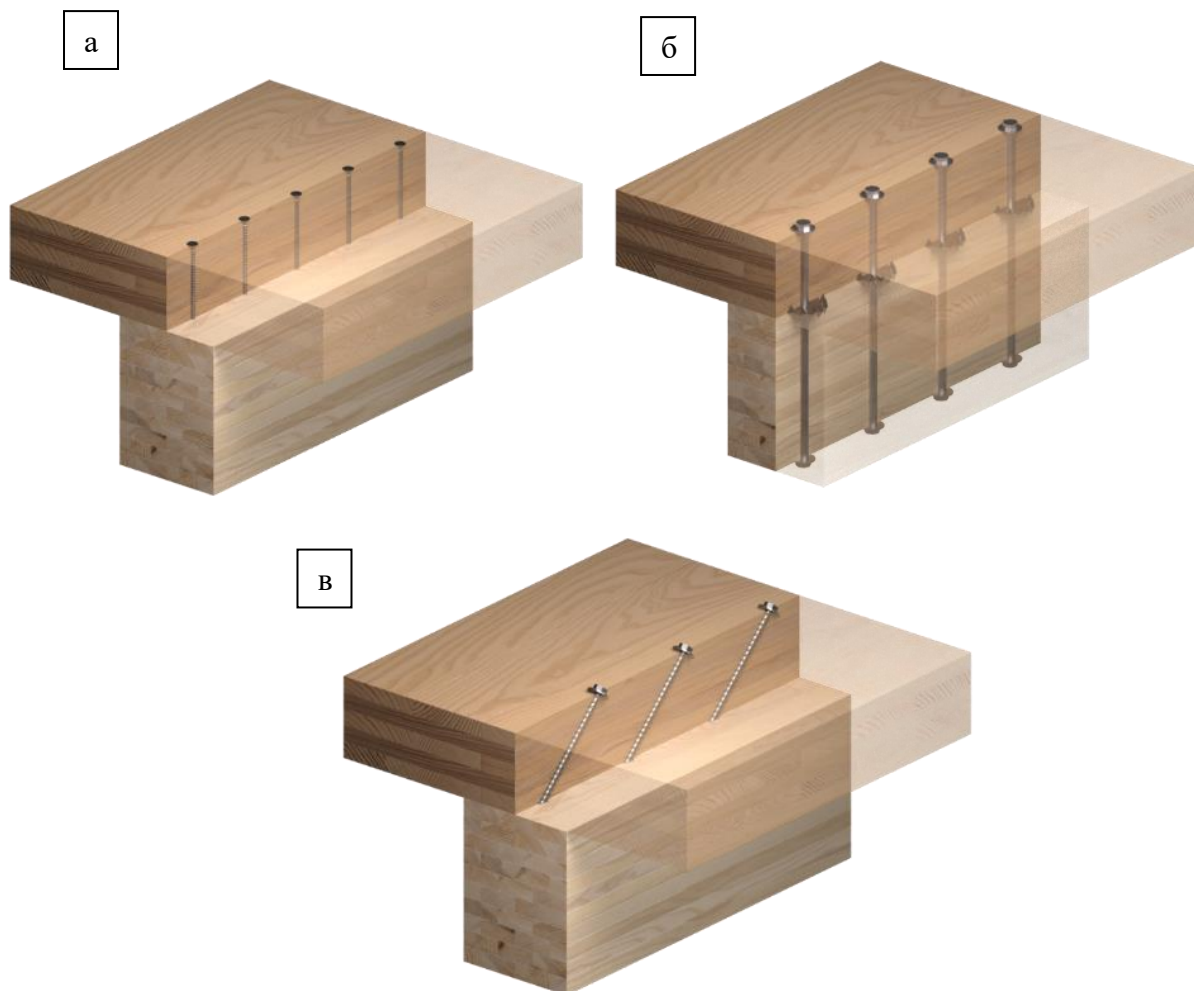


Рисунок 3.24 – Различные типы нагельных соединений: а - с применением самонарезающих винтов; б - гладкие нагельные и/или винтовые соединения с когтевым коннектором; в - с применением наклонно-ввинченных винтов

Для учета и варьирования податливости связей в расчетных схемах здания использованы специальные упругие элементы (тип элемента 55). Элементы конечной жесткости позволяют задавать осевую, линейную и поворотную (угловую) жесткость узлов в плоскости действия осей x , y , z [228, 230].

3.6.2 Параметры численного исследования

Расчет численной модели здания для определения усилий M , N , Q и анализа напряженно-деформированного состояния элементов и узлов выполнен в ПК SCAD ++, который позволяет учесть анизотропию древесины, податливость связей, тип грунтового основания.

Постоянные, временные и кратковременные нагрузки для здания приняты согласно СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», сейсмическое воздействие из

СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах». Расчет здания произведен на расчетную ситуацию «РЗ» согласно п. 5.2. СП 14.13330.2018.

По результатам анализа 145 крупных населенных пунктов на территории России, находящихся в зонах высокой сейсмической опасности, для расчетов принята интенсивность землетрясения 8 баллов по шкале ШСИ-17, MSK-64.

Так как для исследований принята расчетная ситуация «РЗ» согласно СП 14.13330.2018, то расчет производим по линейно-спектральному методу. По данному методу, переход от сейсмического воздействия к статической нагрузке выполняется через коэффициент динамичности. В расчетах приняты следующие коэффициенты:

- коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность – 1,0;
- коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения – 0,35;
- коэффициент, учитывающий рассеивания энергии и колебаний – 1,0.

СП 14.13330.2018 предусматривает 2 зависимости коэффициента динамичности для грунтов I, II и III, IV типов соответственно.

Исходя из выше сказанного принимаем для расчета на сейсмическое воздействие I и III грунты основания.

3.6.3 Результаты исследования

Результаты полученных численных значений общих перемещений и максимальных усилий в связях конечной жесткости приведены на гистограммах 1-4 (рис. 3.25, 3.26). Значения максимальных внутренних усилий M_x , M_y , N_x , N_y , Q_x , Q_y элементов многоэтажного здания при различных типах закрепления для различных грунтовых условий при действии сейсмического воздействия по направлению X и Y приведены в таблицах 3.5, 3.6 соответственно. Значения изгибающих моментов M_x , M_y приведены у заделки, где установлены жесткие связи.

По результатам расчета можно отметить, что с увеличением угловой и линейной податливости связей конечной жесткости между плитами перекрытия и балками изгибающие моменты на участке заделки колонн и перемещения при сейсмическом воздействии возрастают. Однако, согласно работам [130, 241, 242,

243] одним из преимуществ зданий из деревянных и деревокомпозитных элементов является диссипация энергии в узлах конструкций, вследствие высокой податливости сопряжений, что в итоге должно снизить отклик несущих элементов, т. е. уменьшить усилия и увеличить перемещения. Данная закономерность в нашем расчете частично не подтвердилась. Объясняется это параметрами численных расчетов программно-вычислительного комплекса SCAD++ при расчете зданий и сооружений на сейсмическое воздействие по линейно-спектральной методике: отсутствует учет демпфирования материала (параметра затухания (в долях от критического)). Для устранения этого необходимо использовать метод прямого интегрирования уравнения движения во временной области с учетом демпфирования материала.

Таблица 3.5 - Максимальные усилия в элементах конструкции здания при сейсмическом воздействии в направлении оси X

№ п/п	Параметр	Категория грунтов	Способ закрепления перекрытия с балкой				
			Жестк.	Шарнир.	Самонар.	Нак.-ввин.	Когт. Шайб.
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Изгибающие моменты в наружных колоннах у заделки M_x , кНм	I-II	415,9	329,9	322,0	341,9	334,9
2		III	580,8	457,7	449,1	478,1	468,1
3	Изгибающие моменты во внутренних колоннах у заделки M_x , кНм	I-II	485,6	825,3	716,2	636,1	661,4
4		III	678,6	1165,6	1008,3	894,0	929,7
5	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_x , кН	I-II	303,4	124,8	156,3	196,5	178,2
6		III	417,9	175,0	217,8	273,3	247,9

Таблица 3.6 - Максимальные усилия в элементах конструкции здания сейсмическом воздействии в направлении оси Y

№ п/п	Параметр	Категория грунтов	Способ закрепления перекрытия с балкой				
			Жестк.	Шарнир.	Самонар.	Нак.-ввин.	Когт. Шайб.
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Изгибающие моменты в наружных колоннах у заделки M_y , кНм	I-II	422,2	426,3	395,2	390,4	391,7
2		III	595,3	591,4	548,8	542,5	544,2
3	Изгибающие моменты во внутренних колоннах у заделки M_y , кНм	I-II	373,7	560,7	472,5	423,2	437,7
4		III	518,3	782,9	657,2	588,1	608,4
5	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_y , кН	I-II	23,0	8,7	10,8	13,2	12,3
6		III	32,2	12,0	14,6	18,1	16,9

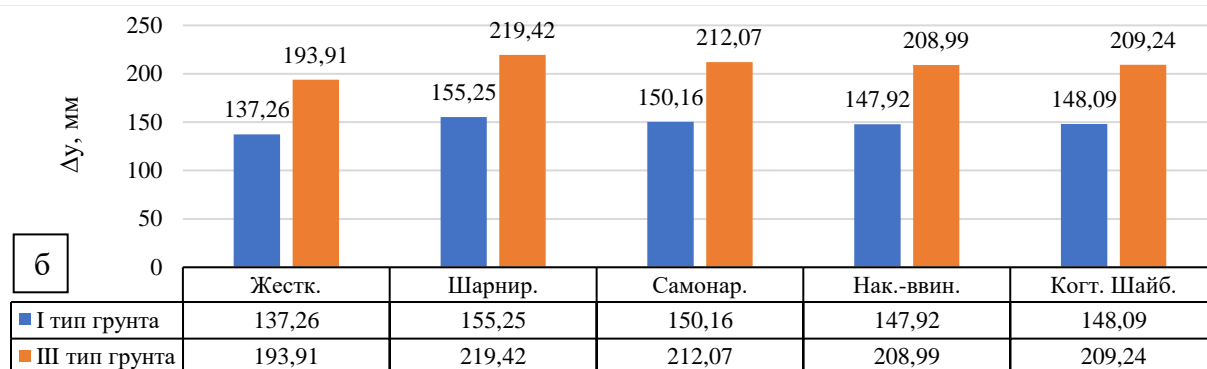
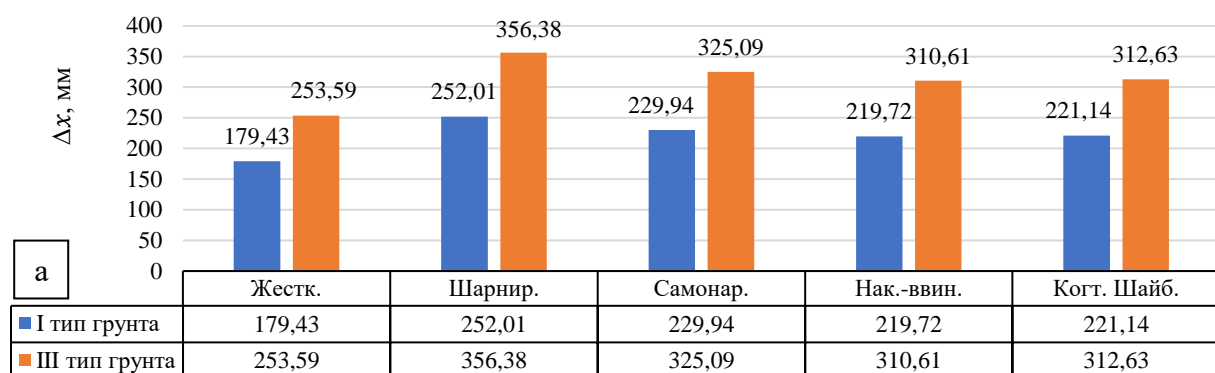


Рисунок 3.25 - Гистограммы максимальных перемещений здания при сейсмическом воздействии: а - по направлению оси X; б - по направлению оси Y

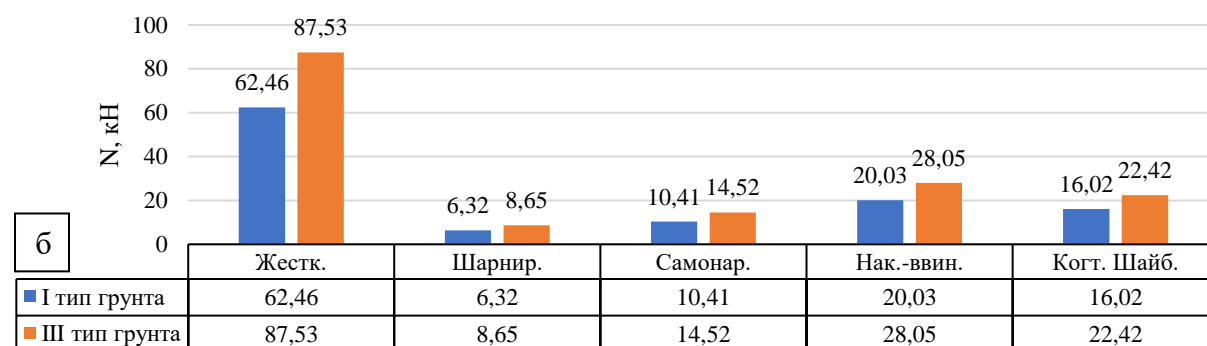
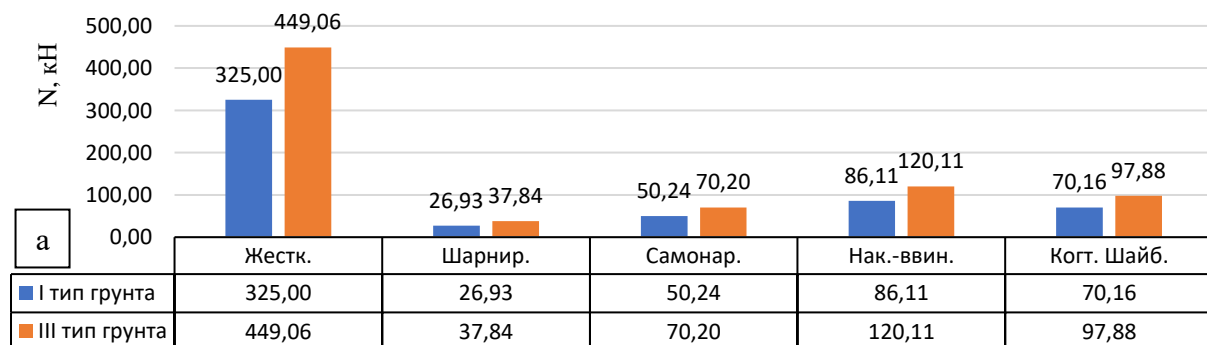


Рисунок 3.26 - Гистограммы максимальных продольных усилий в связях при сейсмическом воздействии: а - по направлению оси X; б - по направлению оси Y

Максимальные перемещения здания Δx при сейсмическом воздействии 8 баллов, примем за 100 %. Тогда видим, что максимальные перемещения Δu уменьшаются для I и III типа грунтов на 25%. Это объясняется большей пространственной жесткостью здания, так как главные балки перекрытия расположены вдоль оси Y.

Максимальные перемещения элементов здания с упругоподатливыми и шарнирными связями по сравнению с жестким сопряжением при сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов увеличились на 40% для шарнирного опирания, на 28 %, 22 %, 23 % для самонарезающих винтов, наклонно-ввинченных винтов и нагельного соединения с когтевым коннектором соответственно. Максимальный изгибающий момент во внутренних колоннах увеличился на 70 %, 48 %, 31 %, 36 % для шарнирных и упругоподатливых связей соответственно.

Как видно из результатов расчета, неучёт диссипативных свойств узловых соединений вследствие податливости связей значительно влияет на перераспределение внутренних усилий и, следовательно, на напряжённо-деформированное состояние в элементах конструкции здания. Общая геометрическая неизменяемость и устойчивость здания в целом обеспечена регулярностью несущих конструкций, расположением центра тяжести здания и наличием подкосно-треугольных связей по фасадам здания, что совпадает с требованиями, предъявляемым к сейсмостойким зданиям [16,241].

В качестве упругоподатливых связей использованы три различных типа нагельных соединений: самонарезающие винты, наклонно-ввинченные резьбовые стержни, когтевые коннекторы со стальным винтом и/или гладким нагелем, как наиболее распространенные, простые в изготовлении и монтаже. Однако в условиях сейсмического воздействия когтевые коннекторы со стальным винтом и/или гладким нагелем с нашей точки зрения наименее применимы. Объясняется это сравнительно низким пределом упругой работы узла (повышенная сдвигоустойчивость) вследствие больших знакопеременных усилий в элементах ДКК с этим типом соединения, а также развития пластических деформаций на зубьях когтевых шайб, что в итоге может значительно сказаться на эксплуатационной надежности, устойчивости и работоспособности конструкции, возможности безаварийной эксплуатации и стоимости ремонтно-

восстановительных работ после землетрясения. Наклонно-ввинченные резьбовые стержни считаем наиболее удачным решением из представленных для узловых соединений плит перекрытия с балками, вследствие увеличения площади смятия, большей несущей способности и меньшей податливости, дробности передачи усилий при растяжении нагелей и смятии древесины в нагельном гнезде по сравнению с вертикальными самонарезающими винтами.

Так как древесина обладает ярко выраженными анизотропными свойствами в строительстве большого класса зданий, в том числе большепролетных и уникальных, считаем, что работа деревоклееных и деервокомпозитных конструкции при сейсмическом воздействии или иной динамической нагрузки должна проходить в упругой стадии, чтобы минимизировать повреждения конструкции и снижение несущей способности узловых соединений. Если объемно-планировочные решения здания с применением деревоккомпозитных элементов не позволяют исключить пластическую работу древесины, то необходимо в наиболее нагруженных местах устраивать специальные элементы, воспринимающие и рассеивающие энергию движения в элементах ДКК при землетрясении. Поэтому в дальнейших расчетах на сейсмическое воздействие необходимо использовать метод прямого интегрирования уравнений движения, позволяющий учитывать демпфирующие свойства материала и узлов сопряжения. Полноценный учет диссипативных свойств узлов в деревянных и деревоккомпозитных конструкциях, развитие упругих, упруго-вязких и пластических деформаций рекомендуется выполнять в программном комплексе Ansys Workbench [242, 244, 245, 246, 247].

Расчеты каркасного многоэтажного здания из деревоккомпозитных элементов с учетом различной податливости связей: жестких, шарнирных, самонарезающих и наклонно-ввинченных винтов, коннекторов (когтевых шайб) со стальными гладкими нагельями показали, что учет работы, несущей способности и деформативности упругоподатливых связей в расчетной схеме приводит к существенному изменению и перераспределению внутренних усилий и общих перемещений в конструктивных элементах здания, что повышает достоверность расчетов несущей способности конструкций. Дальнейшее изучение диссипативных свойств узлов сопряжений с учетом податливости связей деревянных и деревоккомпозитных конструкций в

условиях сейсмики требует дополнительных исследований с использованием специальных программ, а также экспериментов.

3.7. Разработка сейсмостойкого узла сопряжения ДПК с деревоклееной балкой перекрытия пространственного каркаса многоэтажного здания

Разработка конструктивных решений узлов сопряжения деревокомпозитных элементов пространственного многоэтажного здания в условиях сейсмических воздействий является наиболее ответственной и сложной задачей при проектировании. В настоящее время рассматривается новый СП (металл, древесина, железобетон) [252], в котором приведены комбинированные каркасы с одновременным применением элементов из древесины, металла и (или) железобетона с различным функциональным применением материалов конструкций (рис 3.27-3.30). Его недостатком является отсутствие методики расчета зданий и сооружений на сейсмическое воздействие. СП 14.13330.2018 также не предполагает использование ДКК при проектировании и строительстве многоэтажных зданий.

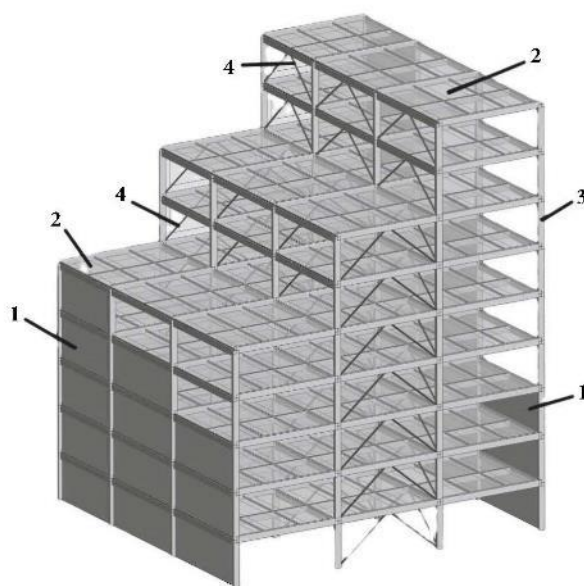


Рисунок 3.27 – Пример комбинированного каркаса из деревянных конструкций, со стеновыми дисками и (или) перекрытиями из деревянных панелей, с металлическими раскосами: 1 – стеновые деревянные панели; 2 – деревянные панели перекрытия; 3 – деревянный каркас; 4 – металлические элементы связей

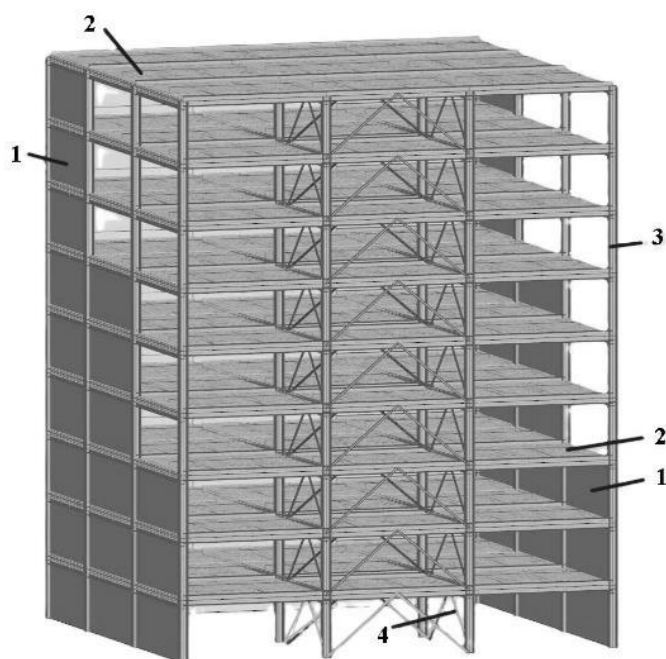


Рисунок 3.28 - Пример комбинированного каркаса из металлических конструкций, с ядром жесткости, со стеновыми дисками и перекрытиями из деревянных панелей: 1 – сборные деревянные панели; 2 – деревянные панели перекрытия; 3 – стальной каркас; 4 – металлические элементы связей, объединенные в ядро жесткости

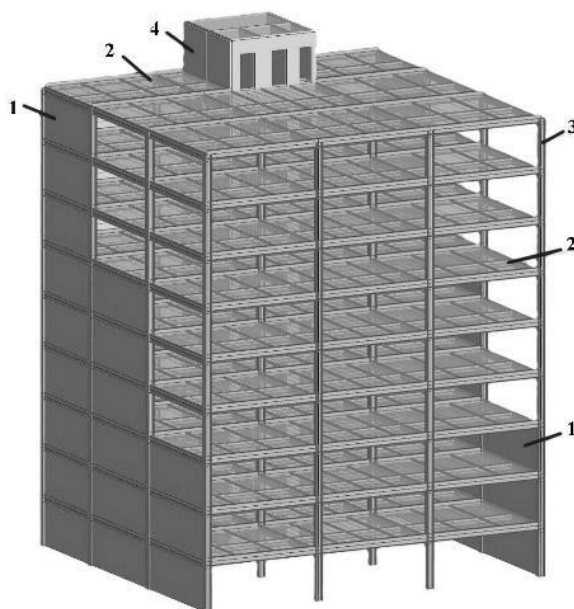


Рисунок 3.29 – Пример комбинированного каркаса из металлических конструкций, с железобетонным ядром жесткости, со стеновыми дисками и перекрытиями из деревянных панелей: 1 – стеновые деревянные панели; 2 – деревянные панели перекрытия; 3 – стальной каркас; 4 – железобетонное ядро жесткости

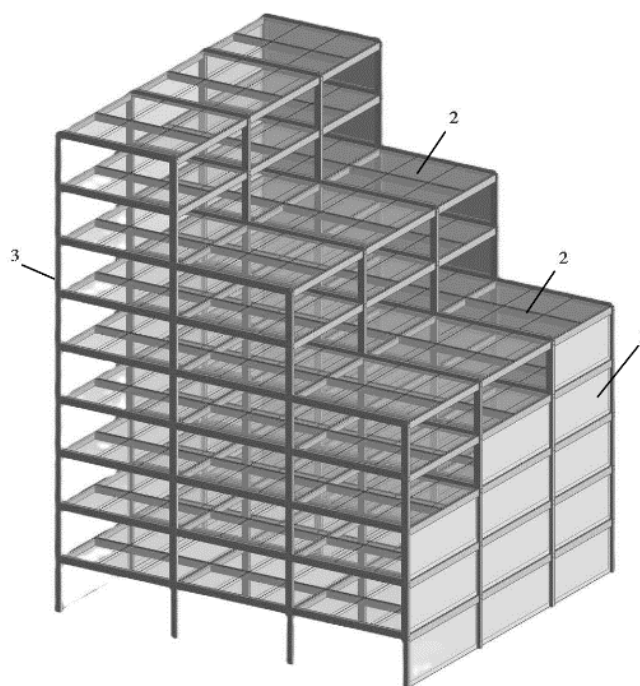


Рисунок 3.30– Пример комбинированного каркаса из конструкций железобетонных, со стеновыми дисками и (или) перекрытиями из деревянных панелей: 1 – стеновые деревянные панели; 2 – деревянные панели перекрытия; 3 – железобетонный каркас с жесткими узлами сопряжения стержневых элементов.

В п. 4.2. [16] указано, что «проектирование зданий высотой более 75 м должно осуществляться при научном сопровождении профильной организации».

Как известно, древесина во многом считается априори материалом, обеспечивающим сейсмостойкость зданий и сооружений. Это обусловлено ее внутренним строением, что влияет на физико-механические характеристики несущих элементов. Высокая прочность, рассеивание энергии, гибкость – параметры, которые благоприятно сказываются на работе древесины при динамических нагрузках. Одним из наиболее важным свойством древесины можно выделить – диссипацию энергии в узлах конструкций. Рассеивание энергии землетрясения в древесине происходит за счет смятия волокон. За этим следует развитие пластических (остаточных) деформаций, которые снижают жесткость соединений. Наиболее часто смятие волокон древесины происходят на участке контакта нагеля с поверхностями сплавляемых элементов. Пластические деформации развиваются на скрытых от осмотра поверхностях, что снижает

ремонтпригодность узлов. Указанные недостатки необходимо устранить для повышения сейсмостойкости зданий из древесины.

Рассмотрим существующие решения по сопряжению клееной, деревокомпозитных и комбинированных элементов.

В работе [248] (рис. 3.31) предложено техническое решение для деревянной балки составного сечения на наклонно вклеенных связях, обеспечивающей сплавивание соединяемых между собой элементов таким образом, чтобы они работали как одно целое. Соединительные элементы - металлические стержни, установленные под углом $\angle\alpha$ в пределах от 30° до 45° , с шагом s , лежащим в интервале $h \geq s \geq 10d$, где h - высота сечения балки, d - диаметр стержней, при этом стержни заглублены в нижнем элементе балки на глубину $l \geq 20d$.

Недостатком предложенного решения является сложность технологии вклеивания и контроля процесса качества вклеивания металлических стержней, а также жесткое соединение сплавиваемых элементов будет способствовать хрупкому разрушению с последующим развитием пластических деформаций в древесине при сейсмическом воздействии.

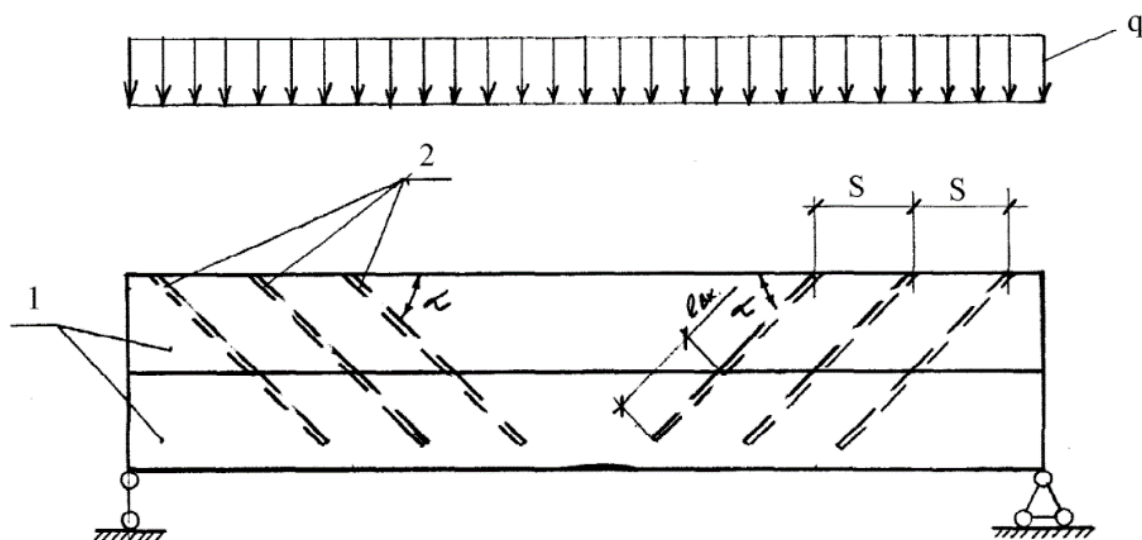


Рисунок 3.31 – Принципиальная схема к техническому решению с использованием наклонно-вклеенных стержней: 1 – соединяемые деревянные элементы; 2- наклонно-вклеенные стержни; S – шаг расстановки вклеенных стержней; $l_{вкл}$ – глубина вклеивания стержня 2 [248].

Для сопряжения ДПК-панели (Cross Laminated Timber – перекрестно-клееная древесина) и деревокомпозитных ребер предложено решение [249] (рис. 3.32). Конструкция состоит из ДПК-панели и деревокомпозитного ребра, объединенных металлическими резьбовыми стержнями с кольцевыми креплениями с пружинными шайбами по верхней грани ребра, расположенных под углом α в пределах от 30 до 60° к продольной оси ребра.

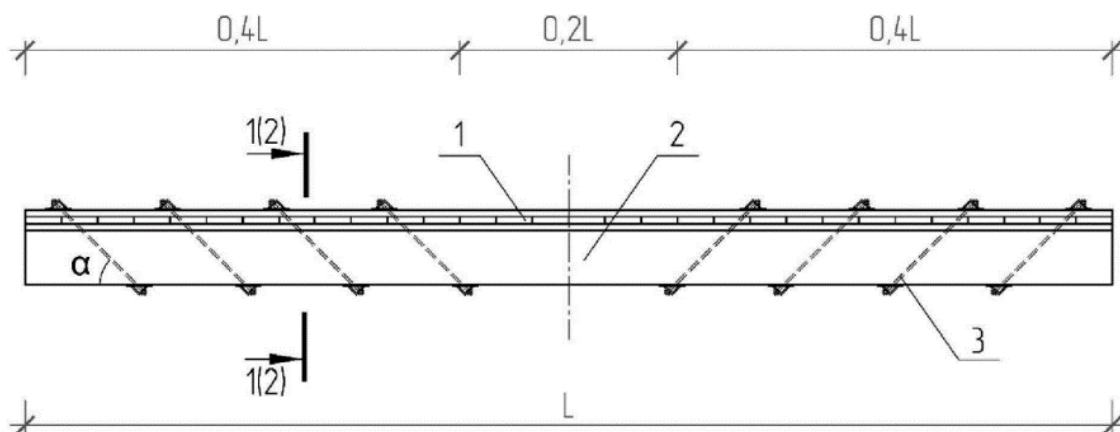


Рисунок 3.32 – Принципиальная схема к техническому решению с использованием наклонно-ввинченных стержней: 1 – ДПК-панель; 2- деревокомпозитное ребро (или несколько ребер); 3 – металлические резьбовые стержни [249]

К недостаткам можно отнести трудоемкость изготовления конструкции на строительной площадке, а также снижение несущей способности при действии динамических нагрузок, вследствие развития пластических деформаций в древесине на контакте резьбовой стержень/деревокомпозитный элемент с ослаблением концевого закрепления.

В работе [173] предложено соединение деревокомпозитных элементов при помощи когтевой шайбы и стального нагеля. В сопрягаемых элементах устраивают отверстия, между сплавляемыми поверхностями помещается когтевой коннектор, элементы стягиваются стальным нагелем. Предложено применение когтевых коннекторов для сопряжения растянутых и сжатых элементах деревянных конструкций (рис. 3.33, 3.34). На разработанные соединения получены патентные свидетельства на полезную модель [235,236,237].

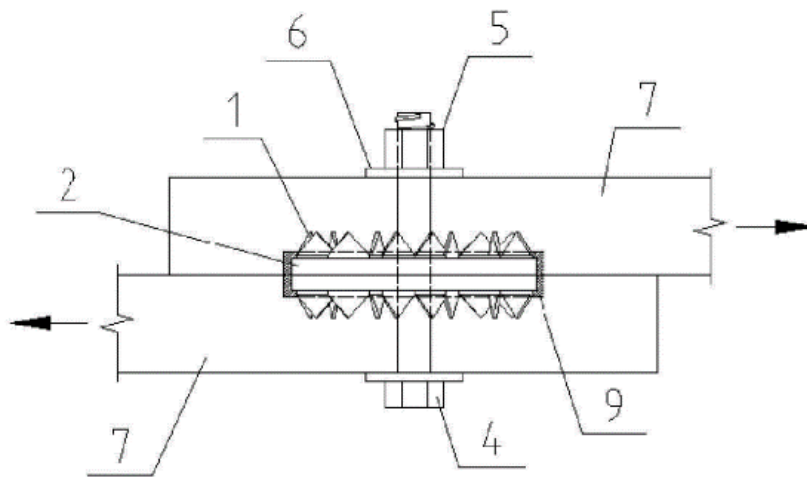


Рисунок 3.33 – Растянутый односрезыной стык двух деревянных элементов с применением комбинированных соединений: 1 – зубчатая шайба; 2- плоский диск; 4 – стяжной болт с гайкой 5 и шайбой 6; 7- соединяемые деревянные элементы; 9 – клеевая композиция [235]

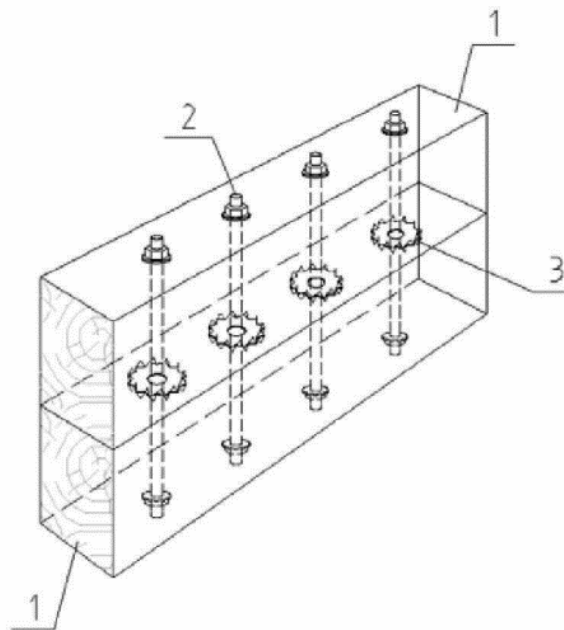


Рисунок 3.34 – Двухслойная составная деревянная балка: 1 – брусья; 2- стяжные болты; 3 - когтевые шайбы [236]

Одним из недостатков технического решения с применением когтевой шайбы является образование зазора между сплавиваемыми поверхностями вследствие смятия древесины под шляпкой или концевым закреплением нагеля, а также развитие необратимых пластических деформаций в древесине на участке контакта древесины/когтевой коннектор при действии динамических нагрузок.

Деревокомпозитная плитно-ребристая конструкция из ДПК-панели и деревокомпозитного ребра, объединенная винтами по верхней грани ребра предложена авторами [250] (рис. 3.35). Наружные ламели ДПК-панели ориентированы по оси деревокомпозитного ребра. Его недостатком является низкая жесткость деревокомпозитной плитно-ребристой конструкции вследствие малоэффективного включения плиты и ребра в совместную работу, а также потеря несущей способности при действии динамических нагрузок, вследствие развития пластических деформаций на краевых участках сопрягаемых конструкций посредством винтов.

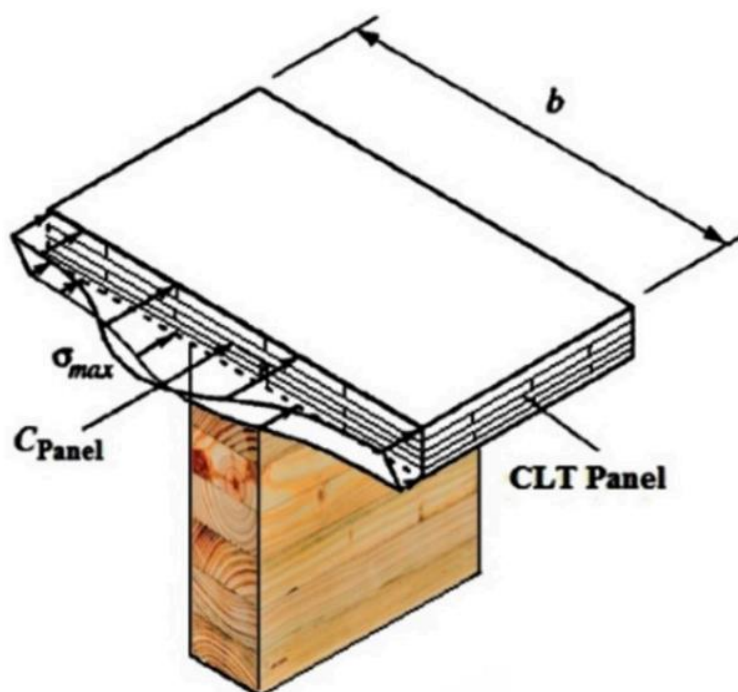


Рисунок 3.35 – Деревокомпозитная плитно-ребристая конструкция из ДПК-панели и деревокомпозитного ребра [250]

Для повышения сдвиговой жесткости сопряжения ДПК панелей между собой в конструкции стен и перекрытий предложено использование фрезерной нарезки гребней на кромках панелей (рис. 3.36). На разработанное техническое решение получен патент на полезную модель [240].

Недостатком данного решения является необходимость использования численно-программируемого устройства (ЧПУ) для формирования гребней и

невозможность применения соединения для сопряжения ДПК панелей с балками перекрытия.

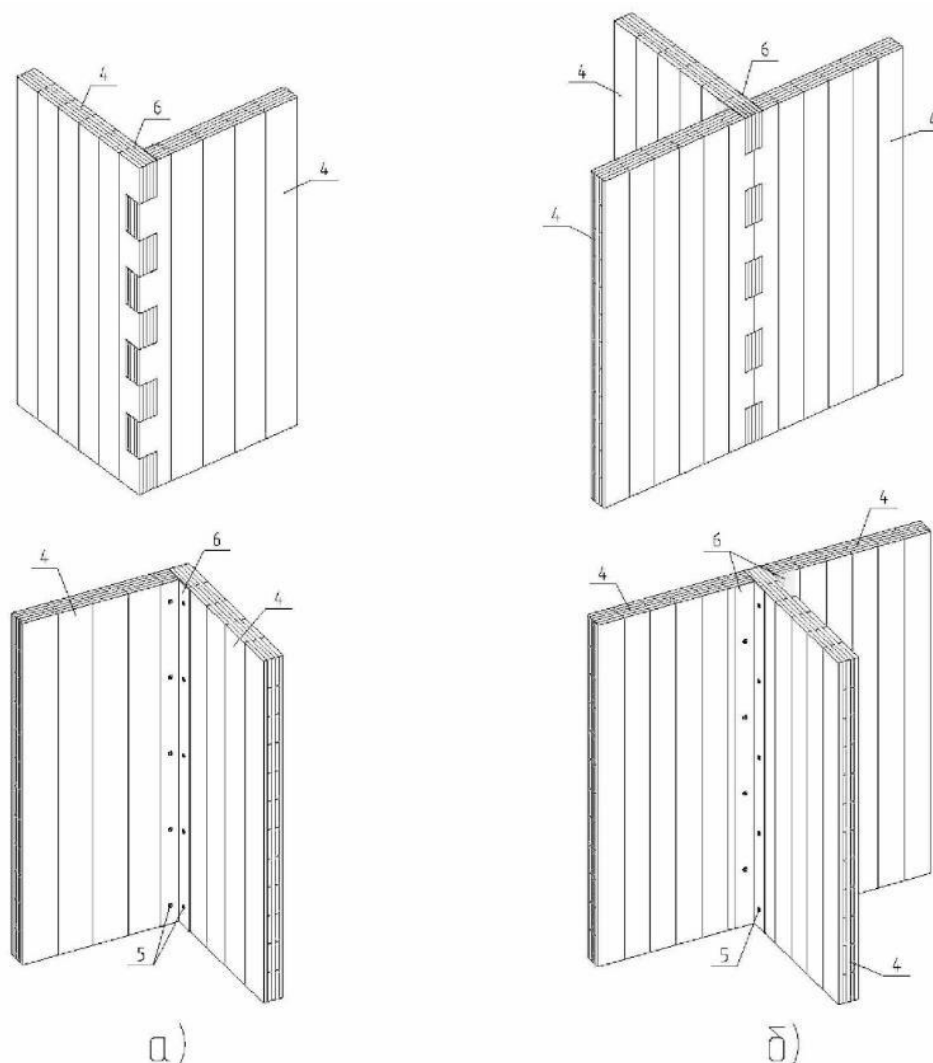


Рисунок 3.36 – Зубчатое соединение стеновых ДПК-панелей: а - угловое, б – тавровое: 4 – ДПК – панель, 5 – винты, 6 – стальные гнутые уголки-накладки [240]

Для повышение эксплуатационной надежности и несущей способности деревокомпозитных конструкций из ДПК-панели и деревокомпозитной балки предложено решение по снижению пластических деформаций в древесине при сейсмическом воздействии на каркас многоэтажного здания. Это достигается путем включения в ДПК-панель специального упруго-деформируемого вкладыша.

На рисунке 3.37 представлено расположение в плане узла сопряжения ДПК-панели и балки перекрытия, поперечное сечение узла по 1-1.

Конструкция в составе несущего каркаса многоэтажного здания состоит из деревокомпозитной балки (1) высотой H и шириной B , ДПК-панели (2) толщиной h , упруго-деформируемый вкладыш (3), размещенного в ДПК-панели (2) в зоне соединения с деревокомпозитной балкой (1), фиксирующего стального нагеля (4) и стальной удерживающей пластиной (5).

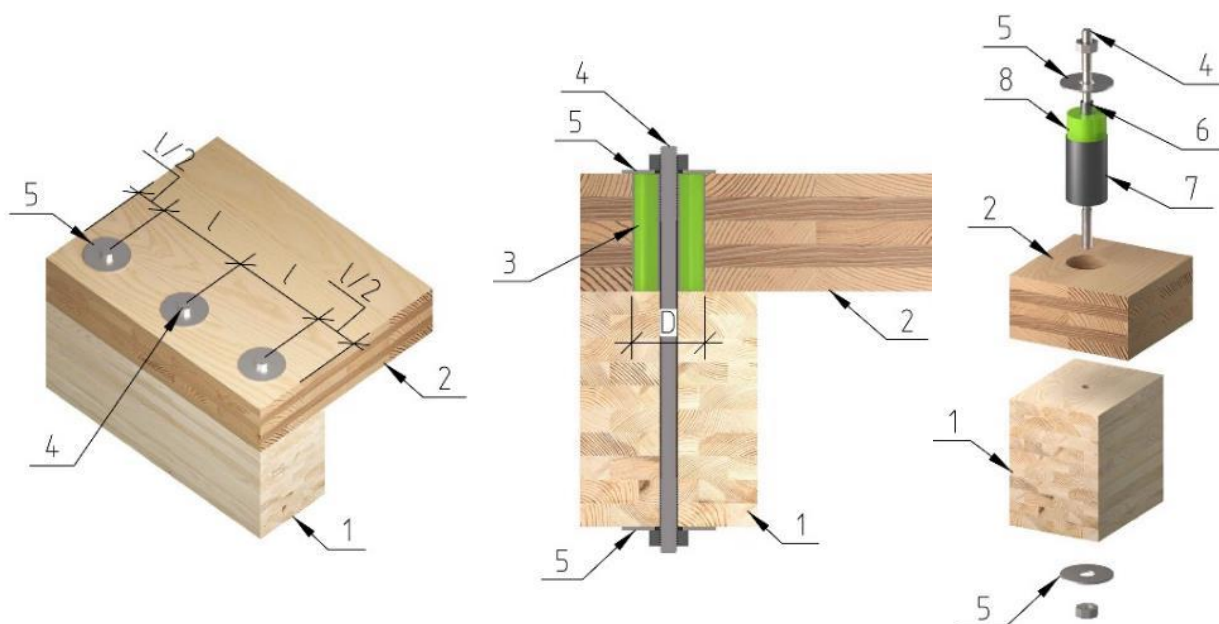


Рисунок 3.37 – Сейсмостойкий узел сопряжения ДПК-плиты с деревокомпозитной балкой перекрытия: 1 – деревокомпозитная балка, 2 – ДПК-панель, 3 – упруго-деформируемый вкладыш, 4 – стальной нагель, 5 – стальная шайба, 6 – стальная втулка, 7 – упруго-деформируемый материал, 8 – стальная обойма

Упруго-деформируемый вкладыш (3) состоит из внутренней стальной втулки (6), упруго-деформируемого материала (7), стальной обоймы (8). Для ограничения перемещения упруго-деформируемого вкладыша (3) по вертикали предусмотрена стальная шайба (5), помещенная между упруго-деформируемым вкладышем (3) и головкой стального нагеля (4). Шаг расположения L , диаметр D упруго-деформируемого вкладыша (3) назначается исходя из диаметра стального нагеля (4), пролета ДПК-панели (2), значения расчетных статических и динамических нагрузок. Расстояние от грани ДПК-панели (2) до оси симметрии упруго-деформируемого вкладыша (3) равняется половине шага L . Зазор между стальной втулкой (6) и стальным нагелем (4) не должен быть более 1 мм для минимизации динамических и/или ударных нагрузок на стальной нагель (4) при действии этой нагрузки.

Наличие во вкладыше (3) упруго-деформируемого материала (7) позволяет снизить пластические деформации в древесине, способствуя возвращению конструкции в первоначальное положение при снятии динамической нагрузки.

Упруго-деформируемый вкладыш (3) может изготавливаться в заводских условиях и монтироваться в конструкцию на строительной площадке или изготавливаться непосредственно в ДПК-панели. В последнем случае стальная обойма (8) может не использоваться.

В качестве деревокомпозитных балок перекрытия многоэтажного здания может быть применена клееная древесина или LVL-брус (Laminated Veneer Lumber – пиломатериал из клееного шпона).

ДПК-панель, опирающаяся на деревокомпозитные балки (ребра) по одно-, двух- или многопролетной схеме, может быть выполнена цельной или из нескольких сборочных единиц (отправочных марок).

Предлагаемое техническое решение позволит снизить пластические деформации в древесине, повысить эксплуатационную надежность здания при сейсмических воздействиях, локализовать развитие упругих деформаций в узловом соединении.

На предложенное техническое решение получен патент на изобретение [251]. Применение разработанного узла в конструкции многоэтажного здания позволяет использовать перекрытия как демпферы настроенной массы. Это конструктивное решение узла имеет дополнительные резервы в подстройке конструктивной системы здания под конкретные условия строительства и преобладающую сейсмическое воздействие. Это может быть реализовано через варьирование модуля упругости вкладышей по высоте здания или иными способами.

3.8. Выводы по главе 3

3.8.1 Механическая безопасность и эксплуатационная надежность зданий ограничивается не несущей способностью ДПК панелей, а конструкцией применяемых связей для соединения элементов здания между собой и с фундаментом, наличием и типом связевых элементов жесткости всего каркаса.

3.8.2 Разработана конечно-элементная модель на основе конструктивной схемы многоэтажного здания из деревоклееных элементов в виде пространственно-

регулярной системы, учитывающая и адекватно отражающая анизотропные свойства клееной древесины, податливость связей узловых соединений. По результатам численных расчетов и анализа различных конструктивных схем (10 вариантов) многоэтажных зданий $H = 75$ м, достигнуты наименьшие горизонтальные и вертикальные перемещения, ускорения при действии постоянных и кратковременных нагрузок статических и динамических нагрузок.

3.8.3 Неучёт диссипативных свойств узловых соединений вследствие податливости связей значительно влияет на перераспределение внутренних усилий и, следовательно, на напряжённо-деформированное состояние в узлах и элементах здания из деревоклееных конструкций.

3.8.4 Учет работы, несущей способности и деформативности упругоподатливых связей приводит к существенному изменению и перераспределению внутренних усилий и общих перемещений в конструктивных элементах здания, что повышает достоверность расчетов при определении несущей способности конструкций и узловых соединений.

3.8.5 Изучение диссипативных свойств узлов сопряжений с учетом податливости связей деревянных и деревокомпозитных конструкций в условиях сейсмике требует дополнительных численных исследований с использованием специальных программ, а также лабораторных экспериментов, для получения коэффициентов жесткости и поглощения.

3.8.6 На основе выполненного патентного поиска, разработано и защищено патентом на изобретение новое конструктивное решение узла сопряжения ДПК-плит перекрытий с использованием вкладышей из полиуретана для применения в сейсмостойком строительстве каркасных многоэтажных и высотных зданий из деревоклееных конструкций (патент на изобретение № 2833987С1).

4 ПРОГРАММА И МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ РАЗРАБОТАННОГО УЗЛА

В 3 главе разработан сейсмостойкий узел сопряжения ДПК-плиты с деревокомпозитной балкой перекрытия. Для экспериментального исследования нового узла составлена программа и методика экспериментального исследования.

4.1. Программа экспериментальных исследований

Основными задачами эксперимента являются:

- определение коэффициентов жесткости узла с применением упруго-деформируемого вкладыша;
- изучение характера работы нового узла при нагружении;
- изучение характера разрушения соединения без упруго-деформируемого вкладыша;
- анализ характера разрушения нового соединения;
- построение графиков деформирования образцов без упруго-деформируемого вкладыша и с ним при динамической (пульсирующей) нагрузке в различном диапазоне 7,2 – 82,5 кН;
- фиксация пластических (остаточных) деформаций в древесине нагельных гнезд при динамической нагрузке;
- анализ полученных результатов динамических испытаний;

Для решения поставленных задач разрабатываем программу испытаний, которая включает:

1. Проведение численных исследований нового узла в программном комплексе Ansys;
2. Проведение статических испытаний соединения без использования упруго-деформируемого вкладыша (нагельное сопряжение) и нового узла с вкладышем из полиуретана;
3. Проведение динамических испытаний соединения без использования упруго-деформируемого вкладыша (нагельное сопряжение) и нового узла с вкладышем из полиуретана;

При достижении основных пунктов эксперимента необходимо выполнить промежуточные:

- выбор материалов;
- выбор экспериментального метода;
- определение и обоснование размеров испытываемых конструкций;
- выбор схемы испытания конструкции;
- подбор требуемого оборудования и расположения приборов на конструкции;
- планирование эксперимента (подбор количества образцов, выбор количества ступеней загрузки конструкций с необходимым временным интервалом);
- испытание конструкций до разрушения с фиксацией измеряемых параметров;
- документирование характера разрушения конструкций;
- анализ полученных результатов.

4.2 Планирование эксперимента

Планирование эксперимента ведем из учета гипотез и допущений, рассмотренных в главе 3, с дополнительными положениями:

1. Плиты из перекрестно-клееной древесины рассматриваются целиком, без исключения отдельных слоёв (ламелей);
2. Узел перед испытаниями не подвергается предварительному нагружению;
3. Включение упруго-деформируемого вкладыша снижает пластические деформации в древесине до определенной величины нагружения;

Материал древесины для исследований должен соответствовать материалам реальных конструкций. Клееные деревянные конструкции часто изготавливаются из пиломатериалов разных сортов. Наиболее распространенным является сочетание пиломатериалов I и II, II и III сорта. Верхняя и нижняя трети сечения (там, где максимальные сжимающие и растягивающие напряжения) выполняются из пиломатериалов II сорта, а средняя треть сечения (там нормальные напряжения стремятся к нулю) – из пиломатериалов II, III сортов. Усилия сдвига будут максимальны в середине сечения плиты. Сдвиг воспринимается клеевыми швами или древесиной ламелей. Полагаем, что качество шва для пиломатериалов III сорта будет хуже, чем для II сорта, (скажется влияние сучков, механических повреждений,

кривизны и т.д). Для проведения эксперимента выбираем пиломатериалы III сорта по требованиям ГОСТ 8486-86 [239]. Порода древесины: сосна.

Для подтверждения гипотезы о снижении пластических деформаций в древесине на участке смятия под нагелем использована анизотропная физико-математическая модель, реализованная в программно-вычислительном комплексе Ansys Workbench. На рисунке 4.1. представлен разработанный узел и типы принятых контактов для различных материалов. В качестве контакта между слоями (ламелями) деревоклеенных элементов принят контакт – Bonded.

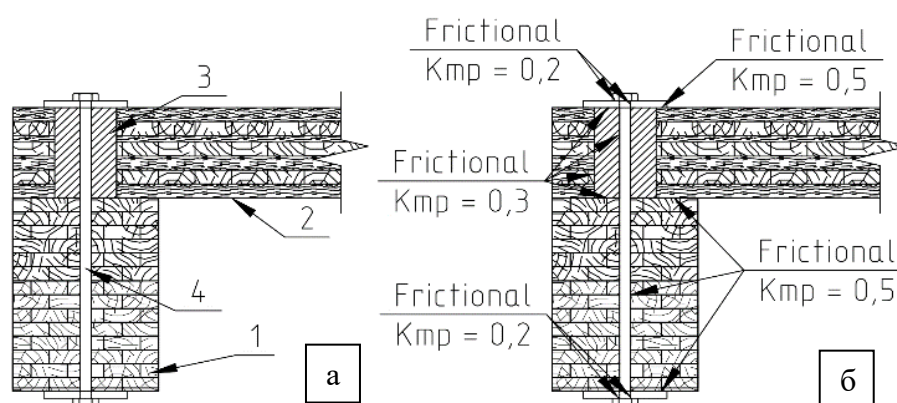


Рисунок 4.1 – Численные исследования узла сопряжения ДПК плиты с ригелем: а – сейсмостойкий узел сопряжения ДПК-плиты с деревокомпозитной балкой перекрытия: 1- балка КДК, 2 – ДПК плита; 3 – ПУ вкладыш; 4 – стальной нагель; б – типы и параметры принятых контактов для различных материалов при моделировании узла в программном комплексе Ansys Workbench.

Физические и геометрические параметры материалов и экспериментальных узлов:

1. ДПК – панель: толщина 220 мм, 7 слоев ламелей толщиной от 20 до 40 мм, влажность 12 ± 1 %, нагрузка приложена вдоль и поперек волокон. Модуль упругости древесины вдоль волокон $E_0 = 8830$ МПа, поперек – $E_{90} = 420$ МПа. Древесина – сосна.

2. Клееный брус: 200 x 200 мм, влажность 12 %, нагрузка приложена вдоль волокон. Класс прочности – К32. Модуль упругости $E_0 = 12600$ МПа, $E_{90} = 420$ МПа.

3. Цилиндрический вкладыш: полиуретан, высота 220 мм, диаметр варьировался от 30 мм до 160 мм с шагом 10 мм, модуль упругости – от 1 МПа до 100 МПа (1, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 50, 100).

4. Нагель, резьбовой: сталь С245, диаметр 20 мм [253].

Статическая нагрузка на узел – 11,1 кН.

Предварительно проведенные численные исследования без полиуретанового вкладыша показали, что максимальные перемещения ДПК-плиты относительно ригеля – 4,11 мм. Максимальные напряжения в ДПК-плите на участке смятия под нагелем – 23,89 МПа. Достаточно высокие перемещения и напряжения объясняются использованием в конструкции узла цельнорезьбовой шпильки, что привело к концентрации напряжений на участках витков резьбы.

В процессе исследования поставлены следующие ограничения.

Удовлетворительным по величине максимальных напряжений принимается результат, где максимальные напряжения в древесине ДПК-плиты не превышают сопротивление смятию древесины поперек волокон под нагелем ($R_{см90} = 4,5$ МПа). Они в таблице 4.1 выделены зеленым цветом. Если наблюдается превышение не более чем на 20 %, то в ячейках таблицы эти значения выделены желтым цветом. Красным цветом выделены значения, в которых наблюдается значительное (более 20 %) превышение $R_{см90}$. Параметр превышения на 20 % принят исходя из выполненных экспериментальных исследований.

Удовлетворительным по параметру максимальных перемещений ДПК-плиты относительно ригеля принимается результат, где максимальные перемещения не превышают 10 мм. Они в таблице 4.2 выделены зеленым цветом. Если наблюдается превышение не более чем на 50 %, то в ячейках таблицы эти значения выделены желтым цветом. Красным цветом выделены значения, в которых наблюдается значительное (более 50 %) превышение максимальных допустимых перемещений. Максимальное перемещение 10 мм ДПК-плиты относительно ригеля принято исходя из эксплуатационной пригодности узлового сопряжения: смещение плиты перекрытия относительно каркаса многоэтажного здания не должно оказывать влияние (ударные нагрузки) на несущие (колонны каркаса, связи жесткости, стены лестнично-лифтового узла) и ограждающие конструкции (светопрозрачные заполнения оконных проёмов в виде витражного остекления или навесные деревянные панели).

Результаты предварительных численных экспериментов в программном комплексе Ansys Workbench сведены в таблицы 4.1, 4.2. В таблице 4.1 представлены

значения максимальных напряжений в древесине (при действии нагрузки поперек волокон нижнего слоя ДПК-плиты) на участке смятия под нагелем. В таблице 4.2 представлены максимальные перемещения участка ДПК-плиты относительно балки перекрытия.

Таблица 4.1 – Максимальные напряжения в древесине ДПК-плиты при различных параметрах вкладыша

Диаметр вкладыша, мм	Модуль упругости								
	1	2	3	4	5	10	20	50	100
	Напряжения в нижнем слое ДПК-плиты, МПа								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
30	8,07	8,08	8,62	9,48	10,21	12,18	14,01	15,62	16,76
40	7,54	7,83	8,54	9,30	9,65	9,93	10,35	9,23	9,56
50	6,45	5,80	6,44	7,52	6,64	7,67	8,44	6,88	6,85
60	3,57	4,58	4,89	5,18	5,27	5,44	5,64	5,83	5,91
70	3,08	4,19	4,61	4,76	4,99	5,08	5,37	5,51	5,65
80	2,89	4,01	4,25	4,32	4,39	4,46	4,67	4,71	4,80
90	2,10	2,97	4,21	3,91	3,40	3,60	3,95	3,34	3,26
100	2,04	2,92	3,19	3,30	3,15	2,93	3,22	3,51	3,58
110	1,86	2,67	2,93	2,55	2,63	2,77	2,98	3,00	3,04
120	1,79	2,55	2,64	2,35	2,42	2,55	2,66	2,75	2,61
130	1,26	1,75	1,92	2,03	2,09	2,15	1,97	1,95	1,87
140	1,24	1,63	1,78	1,91	1,96	1,90	1,73	1,81	1,68
150	1,18	1,43	1,66	1,74	1,78	1,64	1,72	1,75	1,64
160	1,01	1,53	1,55	1,60	1,65	1,63	1,75	1,68	1,45

Таблица 4.2 – Максимальные перемещения участка ДПК-плиты относительно балки при различных параметрах вкладыша

Диаметр вкладыша, мм	Модуль упругости вкладыша, МПа								
	1	2	3	4	5	10	20	50	100
	Перемещения ДПК-плиты относительно ригеля, мм								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
30	12,75	9,36	8,11	7,32	6,76	6,10	5,69	5,61	5,25
40	18,64	12,92	10,78	9,60	8,83	7,61	6,76	5,75	5,31
50	23,28	16,30	12,29	10,78	9,74	8,34	7,10	5,85	5,40
60	23,91	17,45	14,45	12,52	11,30	8,76	7,31	6,19	5,45
70	25,57	19,12	15,81	13,67	12,29	9,36	7,66	6,59	5,51
80	26,59	20,26	16,84	14,52	13,01	10,01	8,09	6,86	5,58
90	27,89	21,52	17,89	15,44	13,80	10,44	8,37	7,15	5,63
100	28,51	22,15	18,64	15,77	14,31	10,81	8,55	7,31	5,69
110	29,14	22,76	19,10	16,48	14,73	11,12	8,78	7,49	5,72
120	30,10	23,38	19,73	17,06	15,24	11,45	9,14	7,51	5,55
130	30,67	23,86	20,29	17,52	15,63	11,78	9,12	7,69	5,58
140	30,32	23,55	20,67	17,84	15,90	12,09	9,20	7,77	5,54
150	31,03	24,08	21,02	18,13	16,17	12,11	9,52	7,99	5,48
160	31,12	24,79	21,46	18,48	16,45	12,21	9,31	7,92	5,51

Как видно из результатов численных исследований, включение вкладыша между ДПК-панелью и нагелем снизило пластические деформации в древесине, что подтверждается мозаиками максимальных нормальных напряжений в исследуемом узле (рис. 4.2, 4.3).

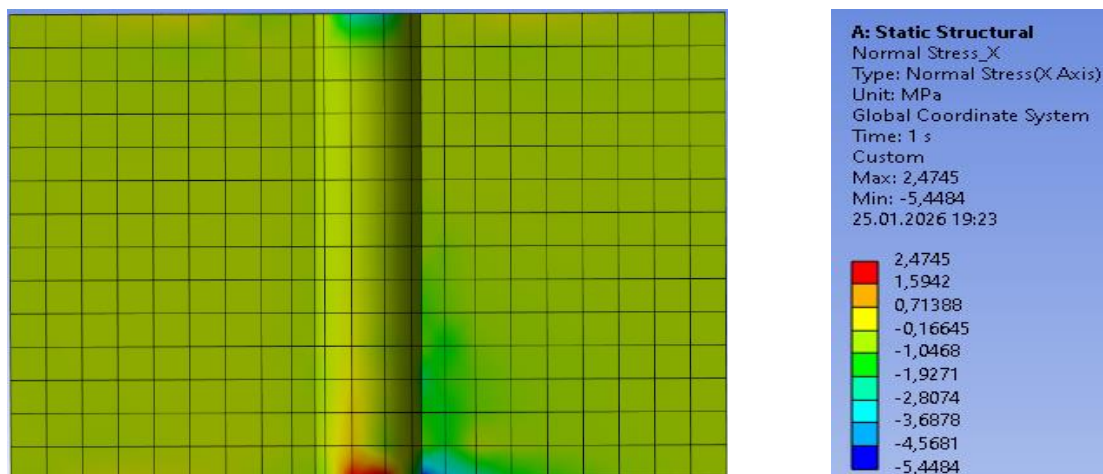


Рисунок 4.2 – Мозаики максимальных нормальных напряжений в ДПК-панели исследуемого узла в программном комплексе Ansys Workbench при диаметре вкладыша 60 мм и модуле упругости 10 Мпа

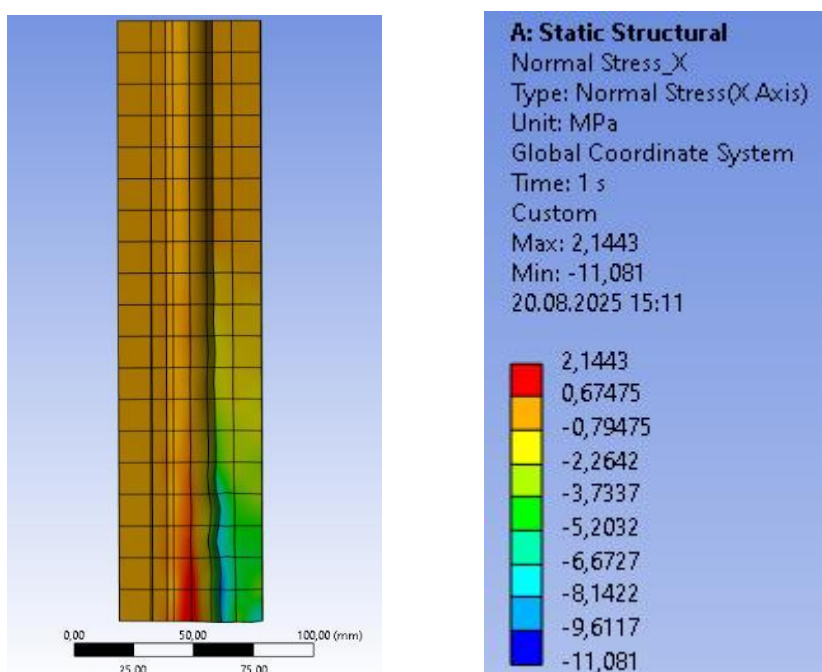


Рисунок 4.3 – Мозаики максимальных нормальных напряжений в упруго-деформируемом вкладыше из полиуретана исследуемого узла в программном комплексе Ansys Workbench при диаметре вкладыша 60 мм и модуле упругости 20 Мпа

Снижение пластических деформаций в древесине наблюдается с диаметра вкладыша 60 мм и модуля упругости 1 МПа. Применение вкладыша диаметром более 90 мм нецелесообразно: напряжения в древесине снижаются незначительно, но наблюдается рост максимальных перемещений ДПК-плиты относительно ригеля, что подтверждается численными результатами (табл. 4.1).

4.3 Испытания узлов на статическую нагрузку

4.3.1 Методика испытания узлов с упруго-деформируемым вкладышем на статическую нагрузку и планирование эксперимента

В соответствии с рекомендациями ЦНИИСК [254] соединение с упруго-податливым вкладышем относится к II группе соединений, т.е. с нелинейной зависимостью упругой деформации от прилагаемого усилия. Образцы с таким соединением испытываются ступенями по мере возрастания нагрузки с фиксацией остаточных деформаций. Обработка результатов выполняется с вычислением полной (D_n), остаточной (D_o), остаточной за цикл (d_o) и упругой деформации (D_y). Строится диаграмма зависимости D_y-d_o . Далее определяется значение D_u соответствующее верхней границе области упругой деформации и строится диаграмма $N - D_y$, по которой определяется усилие N_{I-II} , соответствующее верхней границе упругой работы соединения. Однако по построенным диаграммам определить требуемые параметры не представилось возможным ввиду хаотичного расположения полученных значений. Анализ результатов выполнили по стандартной зависимости $\Delta(F), \sigma(F)$.

Последовательность экспериментального исследования:

1. Испытание соединения до разрушения. Фиксация деформаций на каждом шаге загрузки. Определение разрушающего усилия N_t и деформаций δ_t .
2. Графическое документирование характера разрушения соединения.
3. Построение диаграммы зависимости «Нагрузка-деформация». Нахождение верхней границы упругих деформаций. Определение по диаграмме усилия на границе упругих деформаций N_{I-II} и деформаций δ_{I-II} .

Рассмотрим методику планирования эксперимента.

Для повышения достоверности и эффективности экспериментальных исследований рекомендуется выполнять планирование эксперимента [255]. Суть факторного эксперимента заключается в варьировании всех факторов объекта исследования по определенному плану. Построение планов факторного эксперимента может быть различным. Рассмотрим полный факторный эксперимент (ПФЭ). В результате планирования назначается оптимальное количество образцов для испытаний при статистическом обеспечении - 0,95. Принят многофакторный метод планирования эксперимента. На исследуемые параметры оказывают влияние 3 фактора: нагрузка (x_1), тип нагеля (x_2) и направление волокон древесины ламелей ДПК панели (x_3) (табл. 4.3). Тип применяемого нагеля: из арматуры класса А240 с резьбой по концам стержня (НГ1); полнорезьбовые шпильки (НГ2).

Таблица 4.3 – Матрица факторов

№ п/п	Нагрузка	x_1	Тип нагеля	x_2	Угол поворота, град	x_3
1	NI-II	-	НГ1	-	0	-
2	Nt	+	НГ1	-	0	-
3	NI-II	-	НГ2	+	0	-
4	Nt	+	НГ2	+	0	-
5	NI-II	-	НГ1	-	90	+
6	Nt	+	НГ1	-	90	+
7	NI-II	-	НГ2	+	90	+
8	Nt	+	НГ2	+	90	+

Для проведения эксперимента необходимо 12 образцов: 6 образцов с НГ1 (по три для каждого угла поворота) и 6 образцов с НГ2 (по три для каждого угла поворота).

После проведения экспериментальных исследований получают результаты, характеризующие выходной параметр y , сведенный в таблицу 4.4. Затем вычисляют арифметическое среднее параллельных опытов (y_{cp}). По результатам расчета y_{cp} рассчитывают построчные дисперсии S_n^2 по формуле 4.1. После вычисления построчных дисперсий определяют сумму квадратов ошибок S_E .

$$S_n^2 = \sum_{l=1}^y (y_{ln} - y_{cpn})^2, \quad (4.1)$$

где l – номер параллельного опыта;
 y – число параллельных опытов.

$$S_E = \sum_{n=1}^N S_n^2 \quad (4.2)$$

Таблица 4.4 – Матрица определения построчных дисперсий

№ п/п	x ₀	x ₁	x ₂	x ₃	x ₁ x ₂	x ₁ x ₃	x ₂ x ₃	x ₁ x ₂ x ₃	y ₁	y ₂	y ₃	y _{ср}	S _n ²
1	+	-	-	-	+	+	+	-	y ₁₁	y ₂₁	y ₃₁	y _{ср1}	S _{n1} ²
2	+	+	-	-	-	-	+	+	y ₁₂	y ₂₂	y ₃₂	y _{ср2}	S _{n2} ²
3	+	-	+	-	-	+	-	+	y ₁₃	y ₂₃	y ₃₃	y _{ср3}	S _{n3} ²
4	+	+	+	-	+	-	-	-	y ₁₄	y ₂₄	y ₃₄	y _{ср4}	S _{n4} ²
5	+	-	-	+	+	-	-	+	y ₁₅	y ₂₅	y ₃₅	y _{ср5}	S _{n5} ²
6	+	+	-	+	-	+	-	-	y ₁₆	y ₂₆	y ₃₆	y _{ср6}	S _{n6} ²
7	+	-	+	+	-	-	+	-	y ₁₇	y ₂₇	y ₃₇	y _{ср7}	S _{n7} ²
8	+	+	+	+	+	+	+	+	y ₁₈	y ₂₈	y ₃₈	y _{ср8}	S _{n8} ²
Сумма квадратов ошибок S _E													S _E

Затем вычисляют дисперсию воспроизводимости (дисперсию ошибок наблюдений) по формуле 4.3.

$$S^2 = \frac{S_E}{f_2 \gamma}, \quad (4.3)$$

где f_2 – число степеней свободы;
 γ – число параллельных опытов.

$$f_2 = N(\gamma - 1), \quad (4.4)$$

где N – число опытов.

Зная построчные дисперсии и их сумму S_E необходимо оценить воспроизводимость опытов. Проверка воспроизводимости осуществляется обычно с использованием критерия Кохрена:

$$G = \frac{S_{max}^2}{S_{E,0,05}} \leq G_\alpha(\gamma - 1, N) \quad (4.5)$$

где α – уровень значимости;
 $G(\gamma - 1, N)$ – табличное значения критерия Кохрена при уровне значимости α .

Следующим этапом следует расчет коэффициентов уравнения регрессии. Для облегчения процедуры вычислений предлагается применение табличной записи (табл.4.5).

Таблица 4.5 – Расчетная матрица в методе наименьших квадратов

№ п/п	Y_{cpX0}	Y_{cpX1}	Y_{cpX2}	Y_{cpX3}	Y_{cpX1X2}	Y_{cpX1X3}	Y_{cpX2X3}	Y_{cp}
1	Y_{cpX01}	Y_{cpX11}	Y_{cpX21}	Y_{cpX31}	$Y_{cpX11X21}$	$Y_{cpX11X31}$	$Y_{cpX21X31}$	Y_{cp1}
2	Y_{cpX02}	Y_{cpX12}	Y_{cpX22}	Y_{cpX32}	$Y_{cpX12X22}$	$Y_{cpX12X32}$	$Y_{cpX22X32}$	Y_{cp2}
3	Y_{cpX03}	Y_{cpX13}	Y_{cpX23}	Y_{cpX33}	$Y_{cpX13X23}$	$Y_{cpX13X33}$	$Y_{cpX23X33}$	Y_{cp3}
4	Y_{cpX04}	Y_{cpX14}	Y_{cpX24}	Y_{cpX34}	$Y_{cpX14X24}$	$Y_{cpX14X34}$	$Y_{cpX24X34}$	Y_{cp4}
5	Y_{cpX05}	Y_{cpX15}	Y_{cpX25}	Y_{cpX35}	$Y_{cpX15X25}$	$Y_{cpX15X35}$	$Y_{cpX25X35}$	Y_{cp5}
6	Y_{cpX06}	Y_{cpX16}	Y_{cpX26}	Y_{cpX36}	$Y_{cpX16X26}$	$Y_{cpX16X36}$	$Y_{cpX26X36}$	Y_{cp6}
7	Y_{cpX07}	Y_{cpX17}	Y_{cpX27}	Y_{cpX37}	$Y_{cpX17X27}$	$Y_{cpX17X37}$	$Y_{cpX27X37}$	Y_{cp7}
8	Y_{cpX08}	Y_{cpX18}	Y_{cpX28}	Y_{cpX38}	$Y_{cpX18X28}$	$Y_{cpX18X38}$	$Y_{cpX28X38}$	Y_{cp8}
$\sum_{n=1}^N$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX0}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX1}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX2}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX3}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX1X2}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX1X3}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cpX2X3}$	$\sum_{n=1}^N Y_{cp}$
b_{ij}	b_0	b_1	b_2	b_3	b_{12}	b_{13}	b_{23}	b_0

В общем случае для расчета коэффициентов в плане ПФЭ используют следующие формулы:

$$b_0 = \frac{\sum_{n=1}^N Y_{cpn}}{N} \quad (4.6)$$

$$b_i = \frac{\sum_{n=1}^N x_{in} Y_{cpn}}{N} \quad (4.7)$$

$$b_{ij} = \frac{\sum_{n=1}^N x_{in} x_{jn} Y_{cpn}}{N} \quad (4.8)$$

Определенные коэффициенты считаются значимыми, если выполняется условие:

$$|b_i, b_{ij}| \geq t_{кр} \sqrt{S_i^2} \quad (4.9)$$

где $t_{кр}$ – критическое значение распределения Стьюдента для заданного уровня значимости α и f_2 степеней свободы.

$$S_i^2 = \frac{S^2}{N} \quad (4.10)$$

Математическая модель (уравнение регрессии), рассчитанная на основе результатов, полученных при реализации плана ПФЭ для $k = 3$, выглядит следующим образом:

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 + b_{123}x_1x_2x_3$$

Уравнение регрессии необходимо проверить на адекватность, то есть провести исследование, насколько точно оно описывает опытные данные. Проверку проводят при помощи критерия Фишера:

$$F = \frac{S_D/f_2}{S_E/f_1} \leq F_{кр} \quad (4.11)$$

$$S_D = S_R \gamma \quad (4.12)$$

где S_D - сумма квадратов;

f_1 - число степеней свободы;

$F_{кр}$ - критерий Фишера для различного уровня значимости α .

$$f_1 = N - q, \quad (4.13)$$

где q - число значимых коэффициентов с учетом свободного члена b_0 ;

Таблица 4.6 – Расчетная матрица для определения критерия Фишера

№ п/п	b_0x_0	b_1x_1	b_2x_2	b_3x_3	$b_{12}x_1x_2$	$b_{13}x_1x_3$	$b_{23}x_2x_3$	y_n	$(y_n - y)^2$
1	b_0x_{01}	b_1x_{11}	b_2x_{21}	b_3x_{31}	$b_{12}x_{11}x_{21}$	$b_{13}x_{11}x_{31}$	$b_{23}x_{21}x_{31}$	y_1	$(y_1 - y)^2$
2	b_0x_{02}	b_1x_{12}	b_2x_{22}	b_3x_{32}	$b_{12}x_{12}x_{22}$	$b_{13}x_{12}x_{32}$	$b_{23}x_{22}x_{32}$	y_2	$(y_2 - y)^2$
3	b_0x_{03}	b_1x_{13}	b_2x_{23}	b_3x_{33}	$b_{12}x_{13}x_{23}$	$b_{13}x_{13}x_{33}$	$b_{23}x_{23}x_{33}$	y_3	$(y_3 - y)^2$
4	b_0x_{04}	b_1x_{14}	b_2x_{24}	b_3x_{34}	$b_{12}x_{14}x_{24}$	$b_{13}x_{14}x_{34}$	$b_{23}x_{24}x_{34}$	y_4	$(y_4 - y)^2$
5	b_0x_{05}	b_1x_{15}	b_2x_{25}	b_3x_{35}	$b_{12}x_{15}x_{25}$	$b_{13}x_{15}x_{35}$	$b_{23}x_{25}x_{35}$	y_5	$(y_5 - y)^2$
6	b_0x_{06}	b_1x_{16}	b_2x_{26}	b_3x_{36}	$b_{12}x_{16}x_{26}$	$b_{13}x_{16}x_{36}$	$b_{23}x_{26}x_{36}$	y_6	$(y_6 - y)^2$
7	b_0x_{07}	b_1x_{17}	b_2x_{27}	b_3x_{37}	$b_{12}x_{17}x_{27}$	$b_{13}x_{17}x_{37}$	$b_{23}x_{27}x_{37}$	y_7	$(y_7 - y)^2$
8	b_0x_{08}	b_1x_{18}	b_2x_{28}	b_3x_{38}	$b_{12}x_{18}x_{28}$	$b_{13}x_{18}x_{38}$	$b_{23}x_{28}x_{38}$	y_8	$(y_8 - y)^2$
									S_R

$$S_R = \sum_{n=1}^N (y_n - y_{срn})^2 \quad (4.14)$$

В работах [256,257] представлены исследования малых выборок при проведении экспериментов. Допускается снижать количество образцов при испытаниях для выявления общего характера поведения объекта в условиях больших неопределённости.

Статические испытания выполнены на 6 образцах с различным приложением вектора сил по отношению к расположению волокон в главных осях анизотропии древесины со стальным нагелем и вкладышем.

Испытание проведено статическим нагружением конструкции. Схема нагружения выбрана таким образом, чтобы наиболее полно проявились упруго-пластические свойства древесины и вкладыша, следовательно, и развитие пластических деформаций в древесине. Принята осевая (вдоль и поперек волокон) схема нагружения образцов. На рисунках 4.4 представлены конструкции образцов №№1-4. В образцах № 1,2 вкладыши отсутствуют. На рисунке 4.5 представлены конструкции образцов № 5,6.

Программа испытания на статическую нагрузку:

1. Ступени нагружения – 0,1 разрушающего усилия:
образцы 1-4 – 20 кН (1 серия); образцы 5,6 – 40 кН (2 серия) ;
2. Скорость нагружения – 2,5 кН/с. Разгрузка до 1,25 кН. Интервал нагружения – 2 мин;
3. Испытание образцов до разрушения без упруго-деформируемого вкладыша. Фиксация разрушающего усилия;
4. Испытание образцов до разрушения с упруго-деформируемым вкладышем. Фиксация разрушающего усилия;
5. Документирование характера разрушения балок и анализ разрушения;
6. Регистрация краевых деформаций волокон сжатой и растянутой зон в древесине у контакта с нагелем. Регистрация деформации узла (податливости) ;
7. Расчет напряжений, по краевым деформациям тензорезисторов;
8. Построение диаграмм зависимостей «Нагрузка-деформации (податливости)», «Нагрузка-напряжения»;
9. Определение коэффициентов жесткости соединений;
10. Определение нагрузки начала и развития пластических деформаций в древесине;
11. Определение разрушающей нагрузки;
12. Обработка и анализ результатов испытаний.

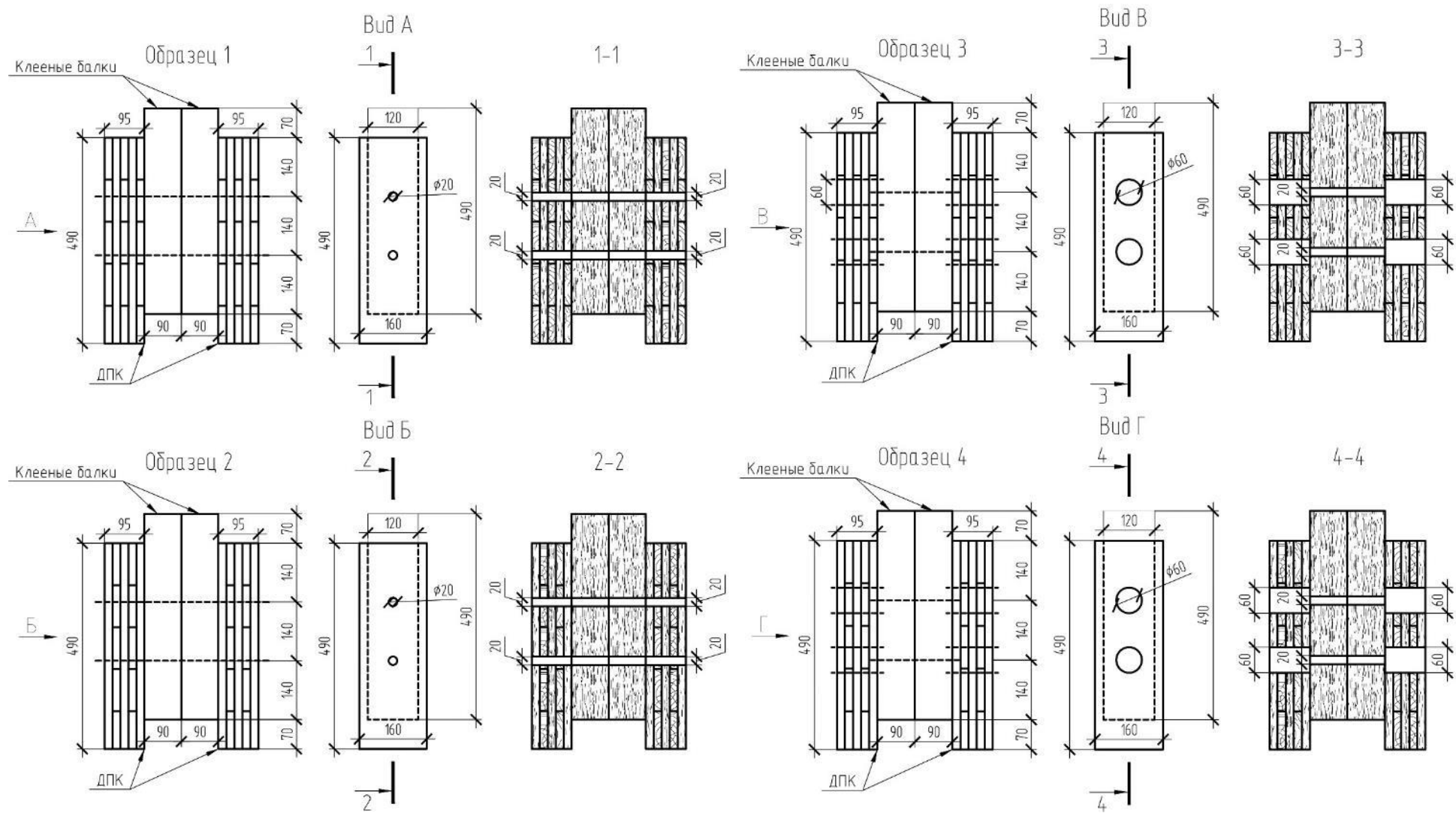


Рисунок 4.4 – Конструкции образцов №№1, 2, 3, 4

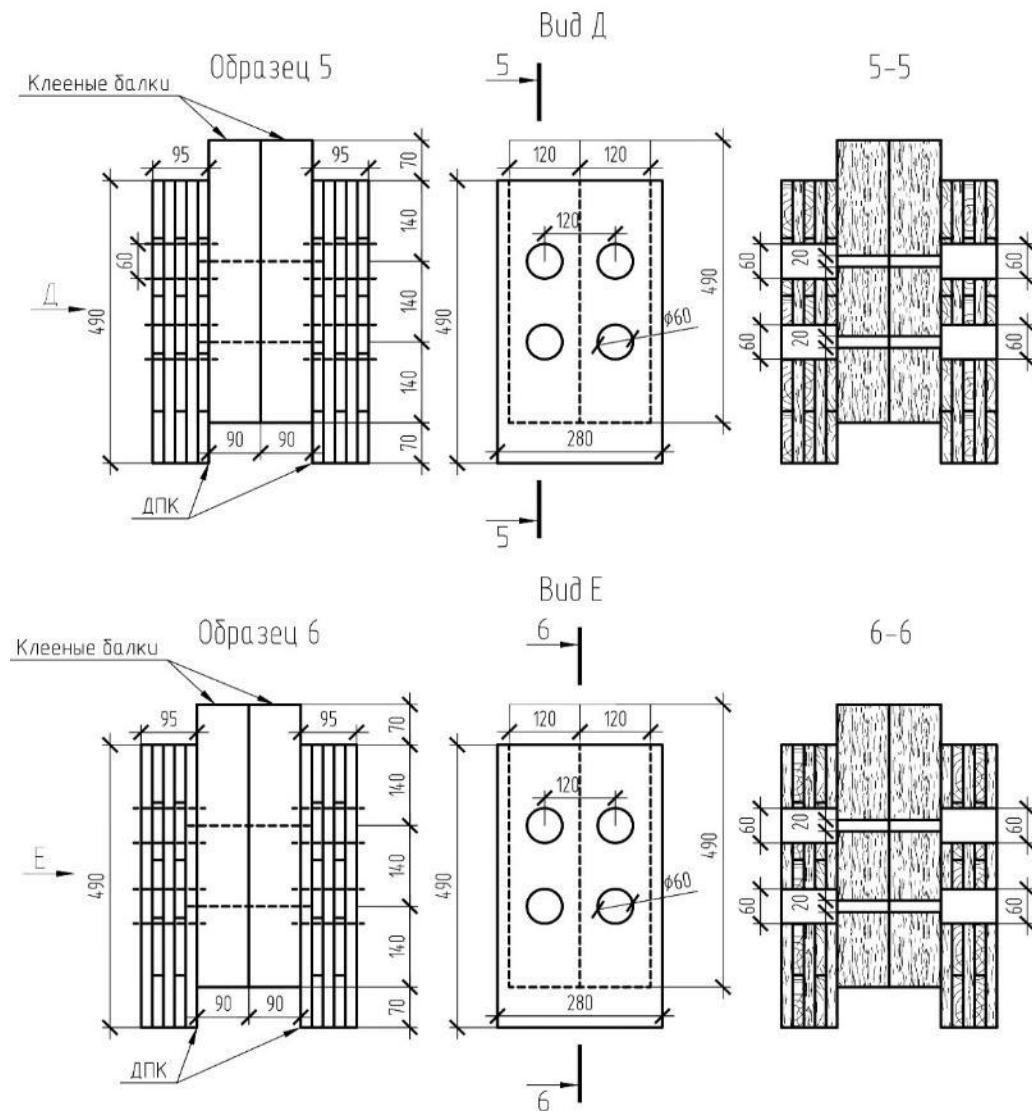


Рисунок 4.5 – Конструкции образцов №5,6

Физико-механические характеристики материалов узлов экспериментальных узлов соединений с учетом анизотропии:

1. ДПК-плита: толщина 95 мм, 5 слоёв, толщина ламелей 19 мм, влажность 12 %. Нагрузки в соединениях приложены вдоль и поперек волокон. $E_0 = 10\,000$ МПа, $E_{90} = 500$ МПа, $G = 700$ МПа, $\nu_{90,0} = 0,45$, $\nu_{0,90} = 0,018$ [218].

2. Клееный брус: толщина 90 мм, 6 слоёв, толщина ламели 20 мм, W влажность 12 %. Нагрузка приложена вдоль волокон.

3. Вкладыш: диаметр 60 мм, длина 95 мм, полиуретан СКУ-7Л, твердость по Шору А75-80. $E = 10$ МПа.

4. Нагель: диаметр 20 мм, класс прочности 6.6, $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $G = 8 \cdot 10^4$ МПа, $\nu = 0,30$.

На рисунке 4.6 представлен общий вид заготовок ДКК для сборки узлов, сборка экспериментальных образцов и их оснастка средствами измерений краевых деформаций: розетки из тензорезисторов в направлениях 0° , 45° , 90° . Общий вид расположения образца в испытательной машине П-125 с подключенными средствами измерения.



Рисунок 4.6 - Общий вид образцов на различных этапах подготовки к проведению эксперимента: а - общий вид заготовок ДКК и ДПК для сборки узлов; б - сборка экспериментальных образцов; в - общий вид расположения образца в прессе П-125 при статических испытаниях

Приборы и оборудование для эксперимента:

1. Испытательная машина: пресс П125 (свидетельство о поверке представлено в Приложении 1);
2. Анализатор спектра: ZET017-T8, 2 станции, задействовано 15 каналов;
3. Тензорезисторы: STP, 2ФКП-5-200, сопротивление 200 Ом, чувствительность 1,9-2,3. Схема подключения: мостовая, одноосевая деформация.
4. Индикаторы часового типа: ИЧ 0-50; цена дел. 0,01 мм, кл.1.
5. Электрические провода: КПКП НГ(А)-FRLS 1x2x0,75, длина 1,2 м.

4.3.2 Анализ полученных результатов экспериментальных исследований

По результатам статических испытаний экспериментальных узлов соединений №№1-6 построены зависимости $\Delta(N)$, $\sigma(N)$, представленные на графиках 1-4 для образцов № 1 – 4 (рисунок 4.7, 4.8).

По результатам испытаний разрушающая нагрузка для образцов с вкладышем на 12% выше, чем без них. Это обусловлено более равномерным изгибом нагеля и снижением эффекта концентратора нагрузок.

На графиках 3, 4 цветом выделено значение напряжения в древесине под нагелем и значение внешней нагрузки. Из представленных графиков следует, что нагрузка, после которой развиваются пластические деформации в древесине, в 2 раза больше с вкладышем, чем без него.

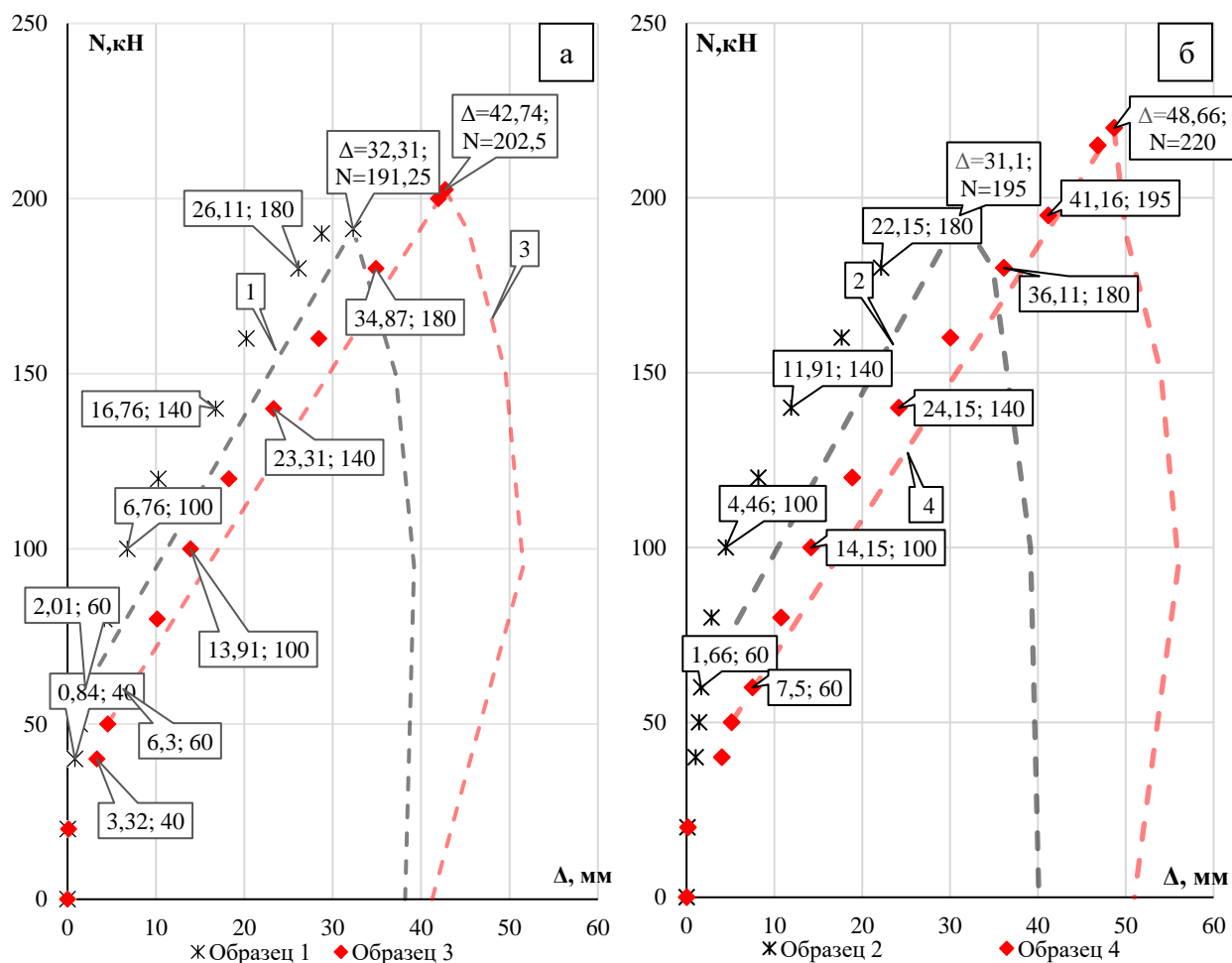


Рисунок 4.7 – Графики 1, 2 зависимости максимальных линейных деформаций в соединении от нагрузки при испытании образцов ДПК плиты поперек (а) и вдоль (б) волокон: 1, 2 - без вкладыша; 3, 4 - с ПУ вкладышем

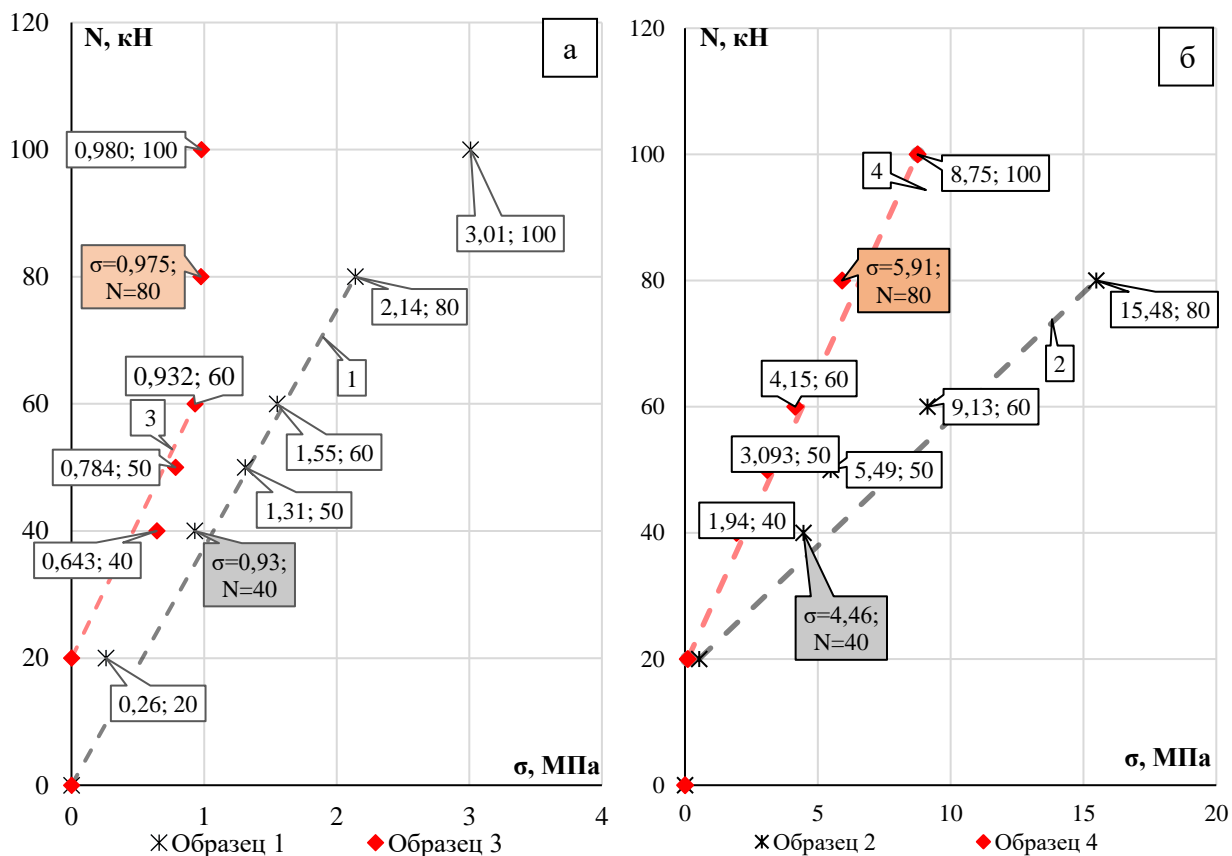


Рисунок 4.8 - Графики 3, 4 зависимости напряжений под нагелем и ПУ вкладышем на участке смятия от нагрузки при испытании образцов поперек (а) и вдоль (б) волокон: 1, 2 - без вкладыша, 3, 4 - с вкладышем

Зависимости перемещений и напряжений в древесине ДПК-плиты от нагрузки по результатам экспериментальных исследований для образцов № 5, 6 представлены графиках 5,6 (рис. 4.9, 4.10).

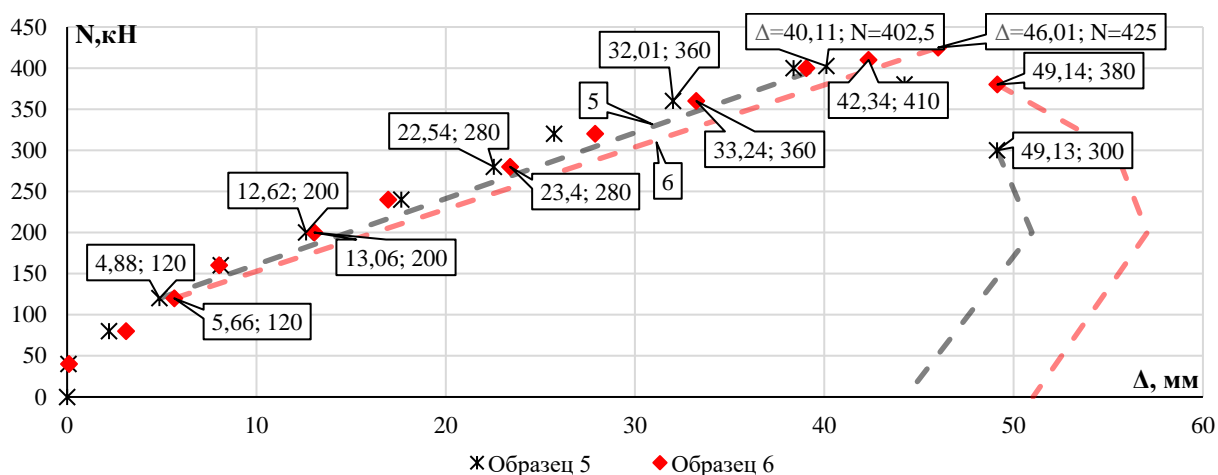


Рисунок 4.9 – Графики 5 зависимости деформаций от нагрузки при испытании образцов с ПУ вкладышем: 5 – поперек волокон, 6 - вдоль волокон

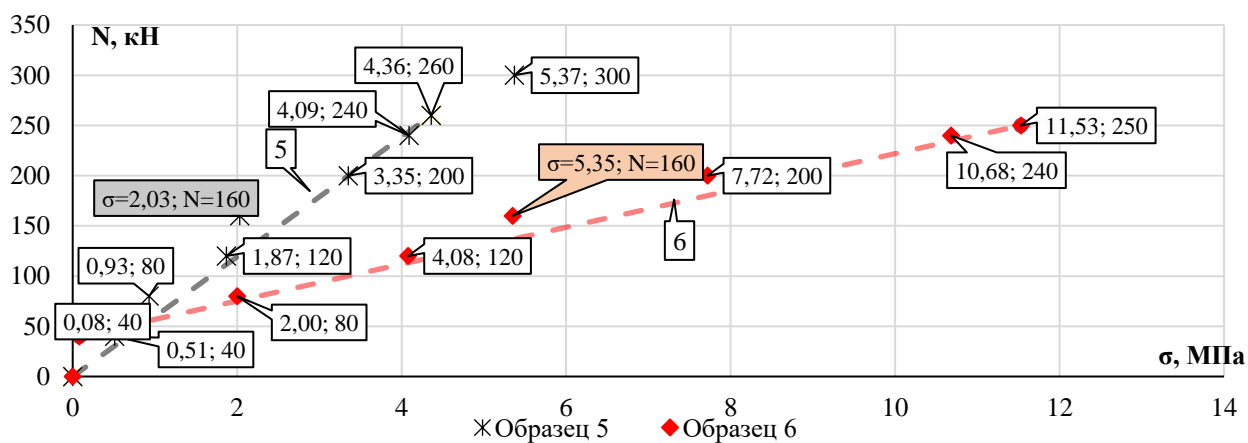


Рисунок 4.10 - Графики зависимости напряжений под ПУ вкладышем на участке смятия от нагрузки при испытании образцов: 5 - поперек волокон, 6 - вдоль волокон

На рисунке 4.11 представлен характер разрушения образцов соединений.

Как видно из характера разрушения образцов, включение вкладыша в конструкцию узла значительно снизило повреждения в древесине и увеличило ремонтпригодность соединений.

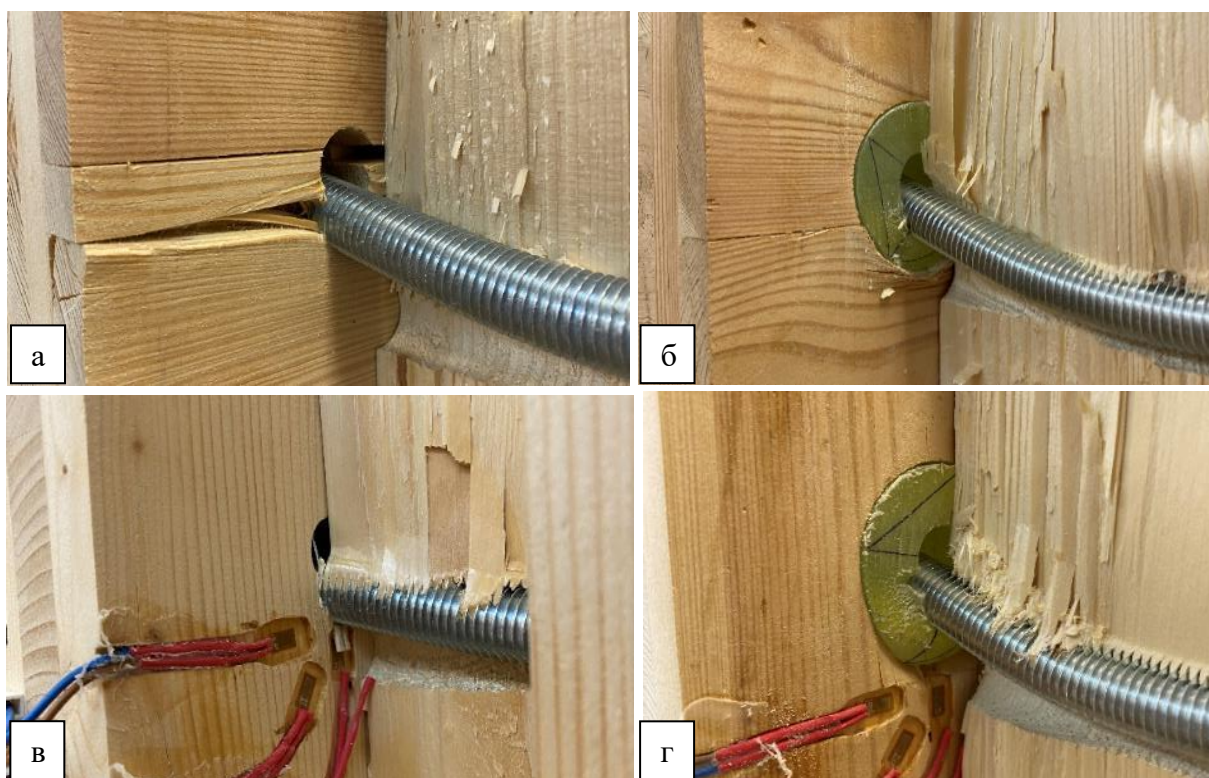


Рисунок 4.11 – Характер разрушения образцов при испытании вдоль волокон: а – образец №2 (без вкладыша), б – образец №4 (с вкладышем); при испытании поперек волокон: в – образец №1 (без вкладыша), г – образец №3 (с вкладышем)

4.4 Динамические испытания нагельных соединений

Испытания нагельных соединений элементов деревянных клееных конструкций на динамические нагрузки проводились на оборудовании испытательной лаборатории «Виброакустических и вибромеханических испытаний» Проектно-конструкторского бюро АО «ПО «Севмаш». В Приложении 2 представлена справка о проведенных испытаниях.

Динамические испытания нагельных соединений проводились на силовоспроизводящей машине Servotest 232, которая предназначена для статических и динамических испытаний на растяжение, сжатие и изгиб в широком диапазоне частот при максимальном усилии ± 100 кН. Общий вид испытательной машины Servotest 232 и пульта управления представлен на рисунке 4.12. Сертификат о калибровке силовоспроизводящей машины Servotest-232 представлен в Приложении 1. Пускатель испытательной машины смонтирован на основании и имеет поршневой стержень с двойной нагрузкой для облегчения закрепления гидравлического зажима. Пускатель оборудован сервоклапаном SV38 и имеет преобразователь смещения MAC150 для обеспечения сигналов обратной связи. Гидрозажим и датчик нагрузки укреплен на крестовине машины. Основание машины представляет собой стальную конструкцию, к которой прикреплена плита основания.

В центре плиты основания расположен пускатель, а по обеим сторонам плиты размещаются 2 колонны машины и 2 зажима траверсы. Колонны прикреплены к плите зажимами. Две колонны машины изготовлены из высококачественной стали, имеют хромированное покрытие. Колонны прошли прецизионную обработку и имеют внешний диаметр 100 мм. Такой диаметр колонн обеспечивает жесткость всей конструкции, а также точное выравнивание крестовины машины при её перемещении. Стопорные планки прикручены сверху колонн для удержания заданного положения и предотвращения сдвига крестовины. Крестовина изготовлена из обработанной стали и её вертикальная глубина такова, что горизонтальная поверхность обеспечивает правильное положение при зажатых колоннах, необходимое для равномерного распределения осевой нагрузки на испытываемые образцы.

Датчик нагрузки STL-3В изготовлен из однослойной листовой стали, откалиброван, имеет малый профиль, обеспечивая тем самым возможность работы с высокими нагрузками. Высокоточная калибровка датчика обеспечивает предельную точность показаний нагрузки при работе гидроцилиндра.

В машине используются датчик нагрузки экстензометрического мостового типа с температурной компенсацией. Возбуждение датчика нагрузки производится от цепи генератора, расположенной в консоли управления. Получаемый сигнал усиливается и демодулируется для формирования аналогового сигнала нагрузки, который используется для управления и контроля. Датчик силы крепится на крестовине специальным фланцем.

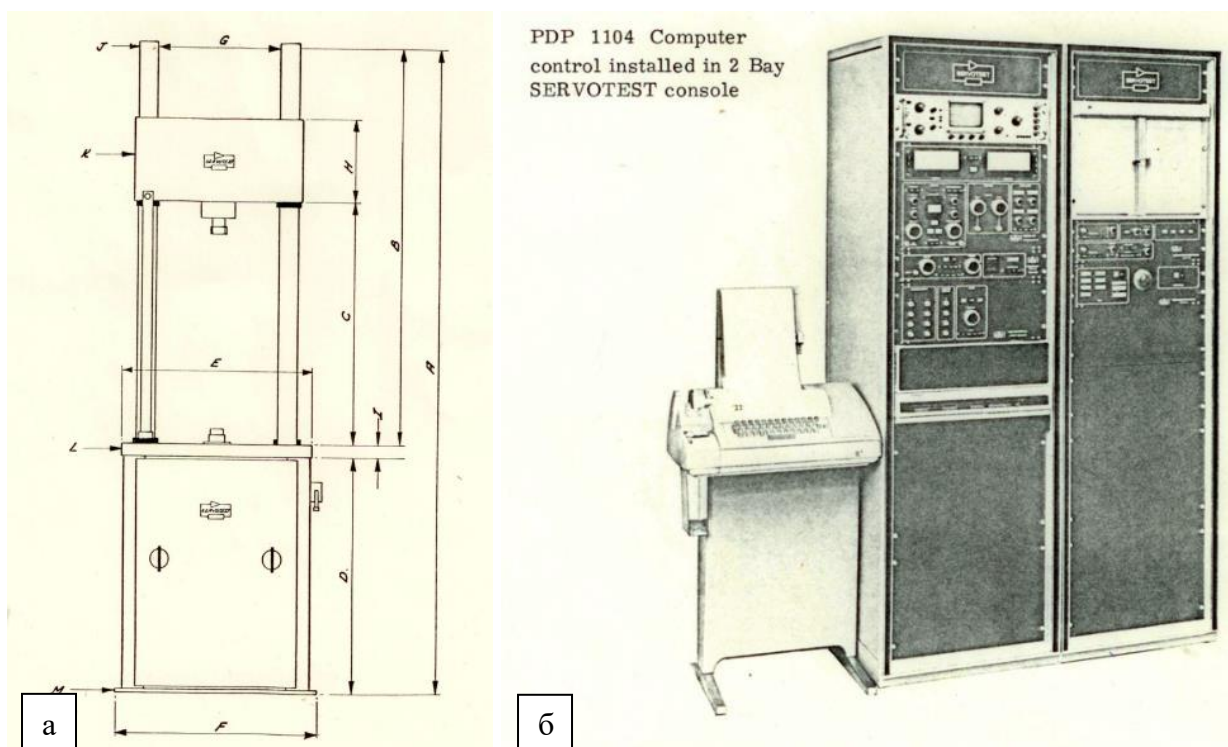


Рисунок 4.12 – Испытательный комплекс для статических и динамических испытаний: а – испытательная машина Servotest-232, б – пульт управления испытательной машиной

4.4.1 Методика проведения эксперимента

Для проведения испытаний были изготовлены 4 образца нагельных соединений, отличающихся наличием упруго-деформируемого вкладыша из полиуретана. Принята осевая (вдоль и поперек волокон) схема загрузки образцов.

Так как испытанию подвергались не стандартные образцы для их закрепления были изготовлены оснастки. На рисунке 4.13 представлены конструкции образцов №№1-4 и оснастки. В образцах № 1,2 вкладыши отсутствуют. Верхняя оснастка (Оснастка 1) изготовлена из стальных уголков 45х45х5, стальной опорной пластины толщиной 14 мм и двух стальных полос с 6 отверстиями диаметром 14 мм под стяжные шпильки. Класс стали – С235. Нижняя оснастка (Оснастка 2) по составу элементов схожа с Оснасткой 1, однако устроено 4 отверстия в стальных полосах.

Физико-механические характеристики материала узлов соединений с учетом анизотропии:

1. ДПК – панель: толщина 55 мм, 3 слоя, толщина ламелей 18 мм, W влажность 12 %. Нагрузки в соединениях приложены вдоль и поперек волокон. $E_0 = 10\,000$ МПа, $E_{90} = 500$ МПа, $G = 700$ МПа, $\nu_{90,0} = 0,45$, $\nu_{0,90} = 0,018$ [218].

2. Клееный брус: толщина 80 мм, 6 слоёв, толщина ламели 20 мм, W влажность 12 %. Нагрузка приложена вдоль волокон.

3. Вкладыш: диаметр 60 мм, длина 55 мм, полиуретан СКУ-7Л, твердость по Шору А75-80. $E = 10$ МПа.

4. Нагель: диаметр 20 мм, класс прочности 6.6, $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $G = 8 \cdot 10^4$ МПа, $\nu = 0,30$.

На рисунке 4.14 представлен общий вид экспериментальных узлов и образец 2 со смонтированной оснасткой.

Исследуемый узел устанавливался вертикально и жестко с помощью специальных траверс болтами закреплялся в испытательной машине Servotest-232. Показания силоизмерителя и датчика перемещения обнулялись. При помощи переключателя устанавливалась необходимая частота пульсации (3,33 Гц). Максимальная нагрузка устанавливалась, соответствующая циклу испытаний. Количество циклов нагружения контролировались при помощи секундомера и при достижении необходимого количества циклов испытания завершались. По результатам цикла записывались диаграммы $\Delta(N)$.

Время 1 цикла нагружения – 1 минута (200 циклов);

Степень нагружения – 0,2 разрушающего усилия: образцы №1, 3 – 12,8 кН; образцы 2,4 – 7,2 кН.

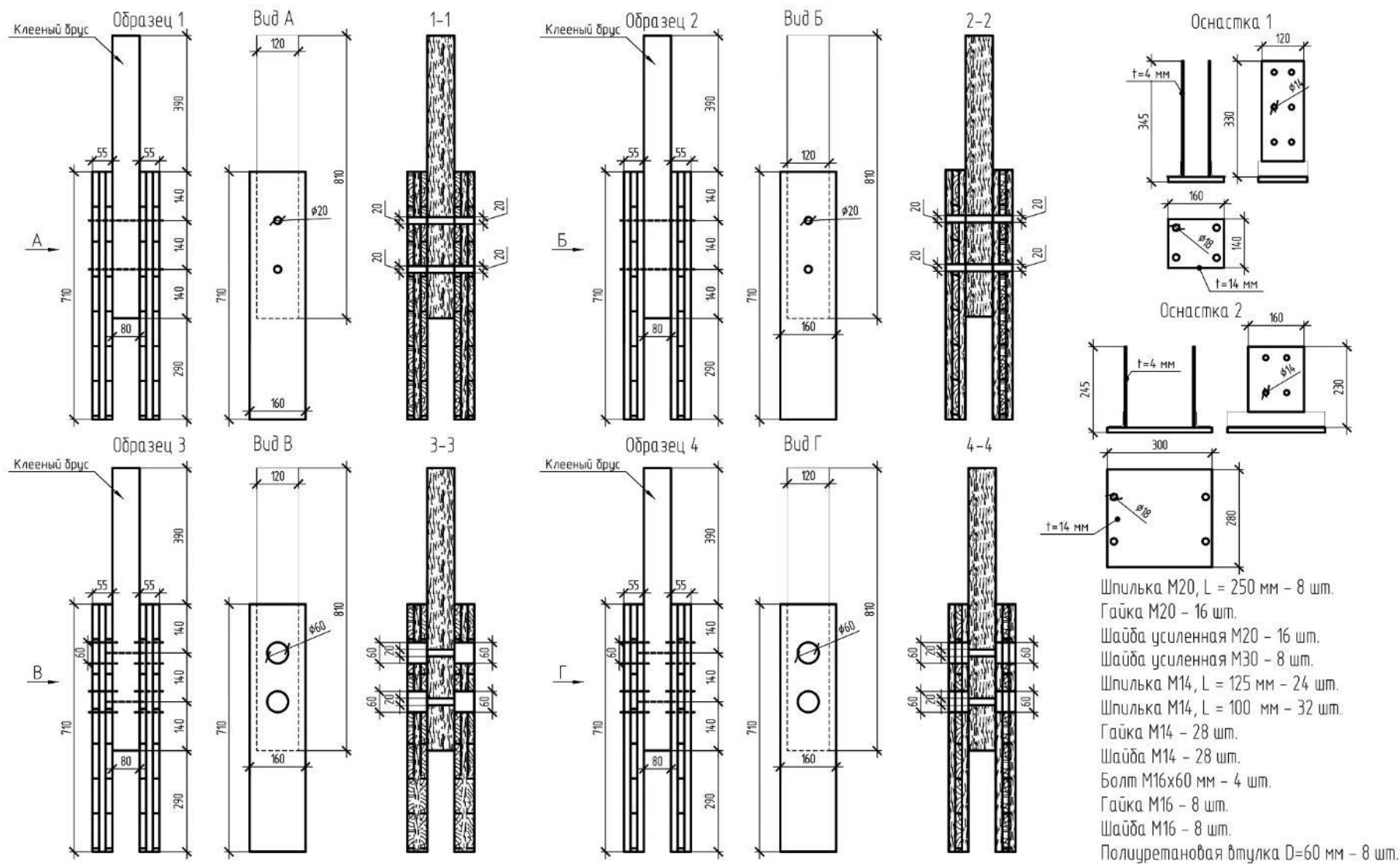


Рисунок 4.13 - Конструкции образцов №№1, 2, 3, 4. Оснастка 1, 2. Крепежные элементы

После окончания цикла образцы разбирались и замерялись деформации обмятия нагельного гнезда при помощи штангенциркуля с точность 0,01 мм, а также изгибные деформации нагеля. Образцы разбирались после каждого цикла нагружения при условии неповреждения нагельных гнезд. В тех случаях, когда разбору образцов мешали остаточные изгибные деформации нагеля и общее обмятие нагельных гнезд превышало 4,00 мм, образцы не разбирались, испытания продолжались согласно ступеням нагружения до разрушения образцов.



Рисунок 4.14 – Нагельные соединения клееных деревянных конструкций:
а – экспериментальные образцы №1, 2, 3, 4 , б – образец 2 со смонтированной оснасткой

4.4.2 Анализ полученных результатов экспериментальных исследований

В ходе выполнения эксперимента были получены диаграммы деформирования нагельных соединений для каждой ступени нагружения. На рисунке 4.15 представлены осредненные значения кривых гистерезиса для образцов № 1,3, на рисунке 4.16 – для образцов № 2,4. В Приложении 3 представлены осредненные значения кривых гистерезиса образцов при различных ступенях нагружения.

Результаты обмеров обмятия древесины в нагельном гнезде для образцов № 1, 2, 3, 4 представлены на рисунке 4.17.

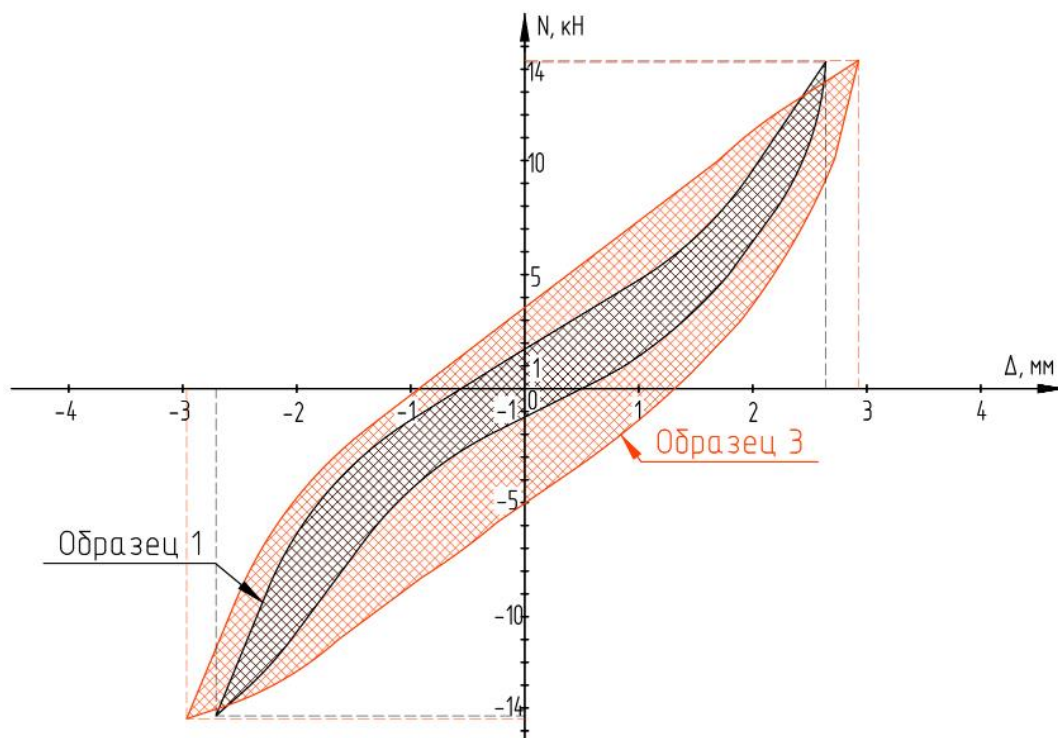


Рисунок 4.15 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 14,4 кН

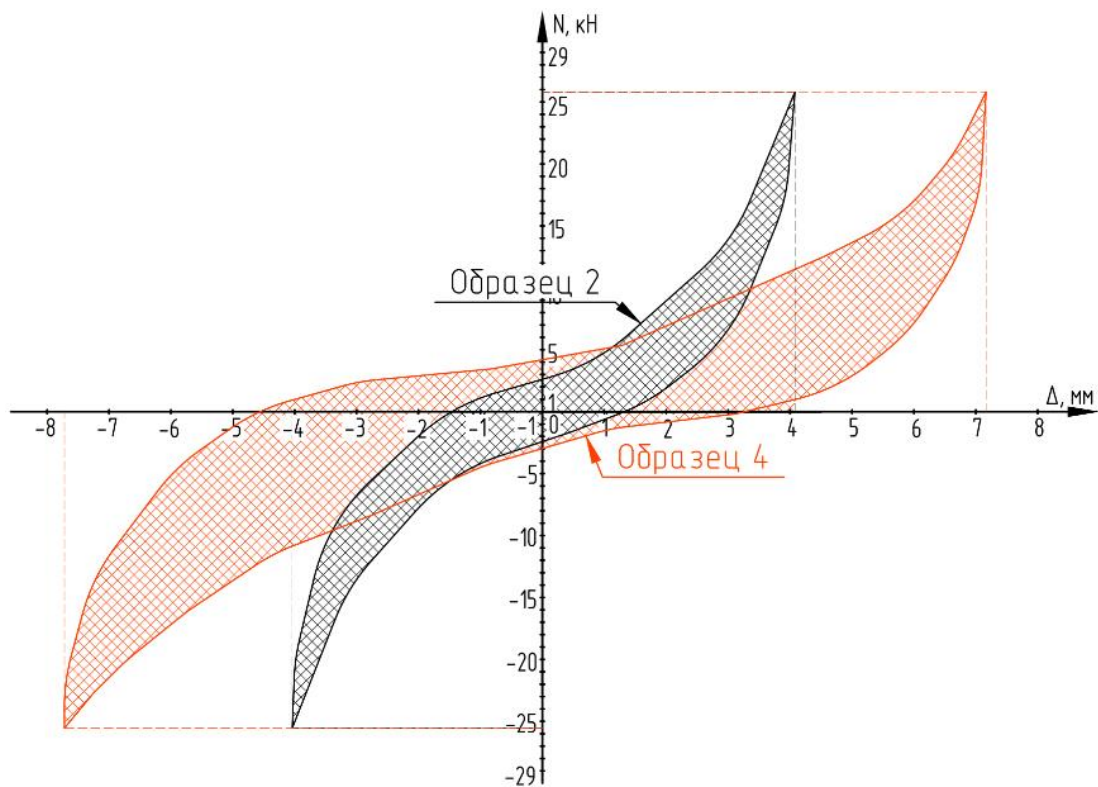


Рисунок 4.16 – Диаграммы деформирования образцов №2,4 при циклической нагрузке 25,6 кН

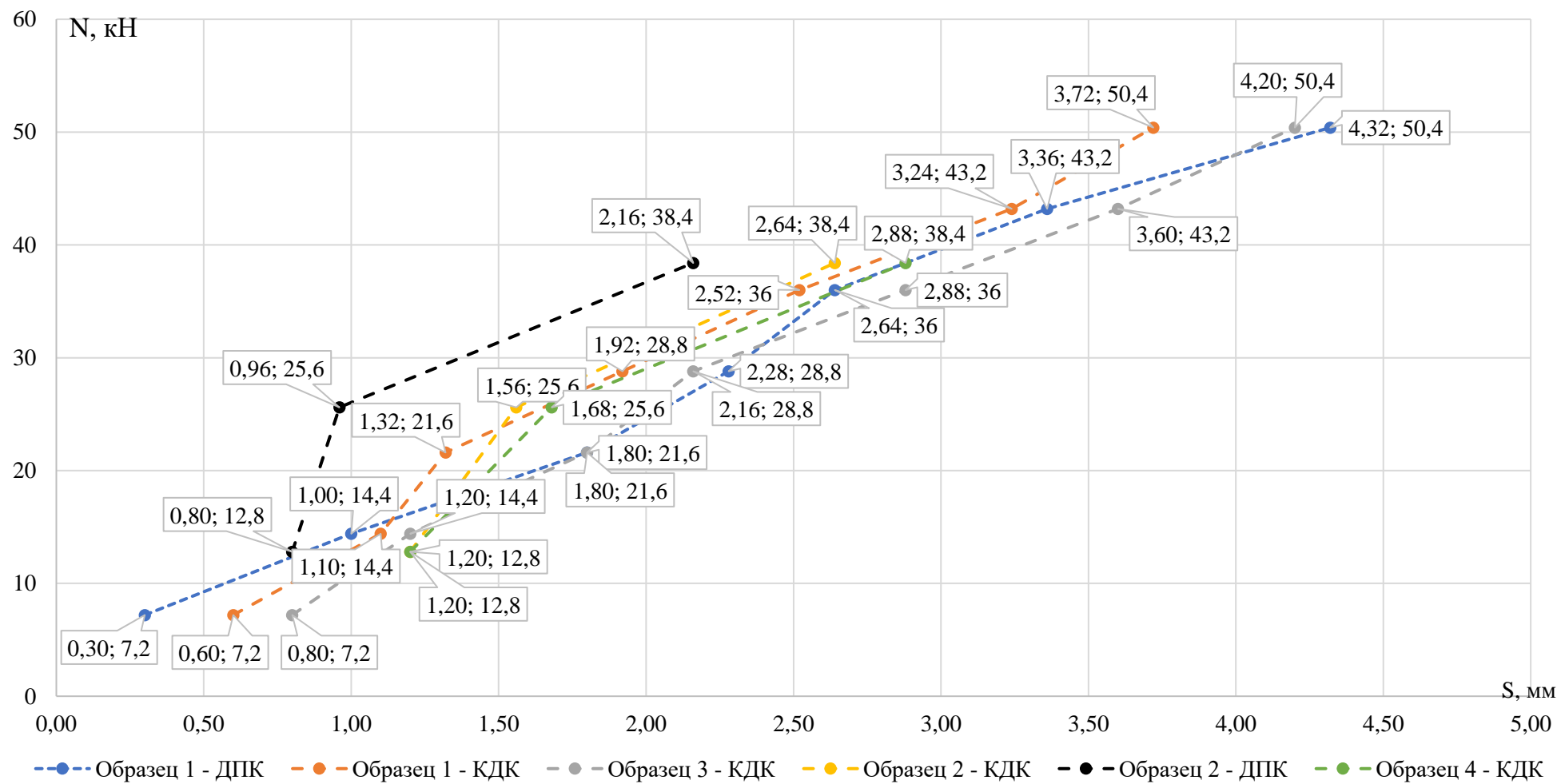


Рисунок 4.17 - Графики обмятия древесины (S, мм) в нагельном гнезде образцов №1,2,3,4 в зависимости от динамической нагрузки (N, кН)

В результате проведенных испытаний установлено:

- разрушение образцов №2,3,4 произошло по среднему элементу (клееный брус) (Рисунок 4.20, а). Образец №1 разрушился по нагелю (Рисунок 4.20, б). Разрушающая нагрузка образцов №1 - 87,5 кН, №2 – 89,2 кН; №3 – 52,4 кН; №4 – 72,08. Не смотря на разрушение образца №3 по среднему элементу на нагеле наблюдаются следы «надлома» (Рисунок 4.21);



Рисунок 4.20 – Характер повреждения средних элементов образцов №№1-4:
а – разрушение образцов №2,3,4 по среднему элементу, б – значительное обмятие нагельного гнезда среднего элемента образца №1

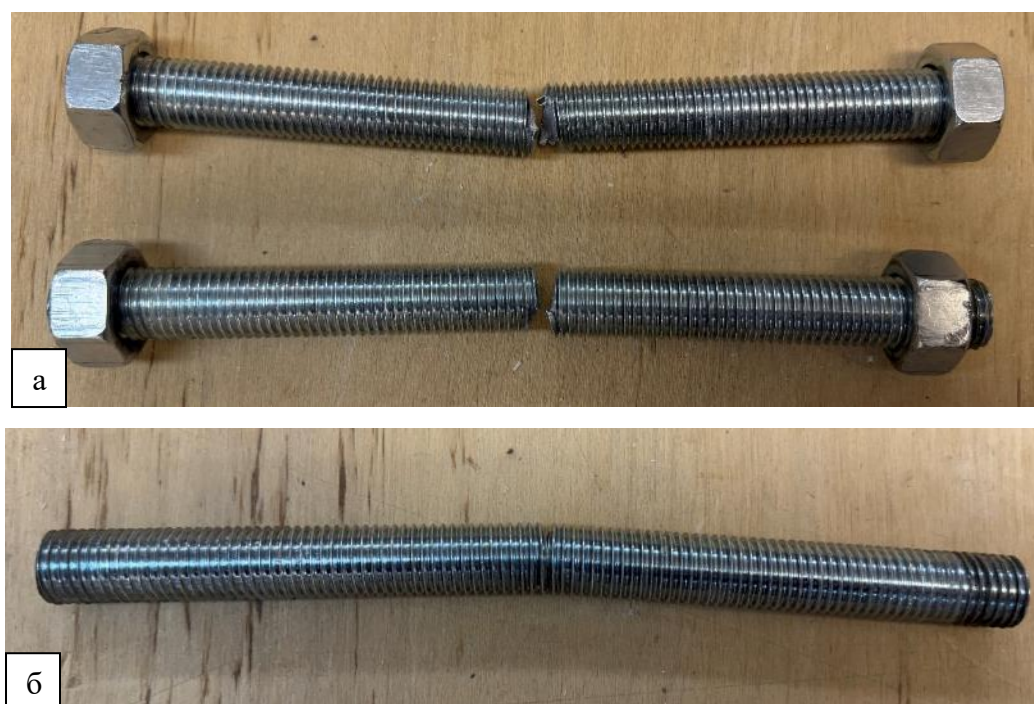


Рисунок 4.21 – Характер повреждения нагелей образцов №1, 3: а – разрушение нагелей образца №1, б – надлом нагеля образца №3

- для всех ступеней нагружения, при которых контролировалось обмятие нагельных гнезд, не обнаружено повреждение древесины ДПК-панели, в которых установлен полиуретановый вкладыш;

- наблюдаются остаточные (пластические) деформации в нагельных гнездах полиуретановых вкладышей (Рисунок 4.22, а);

- при разрушении образца №3 наблюдались пластические повреждения под вкладышами (Рисунок 4.22, б);

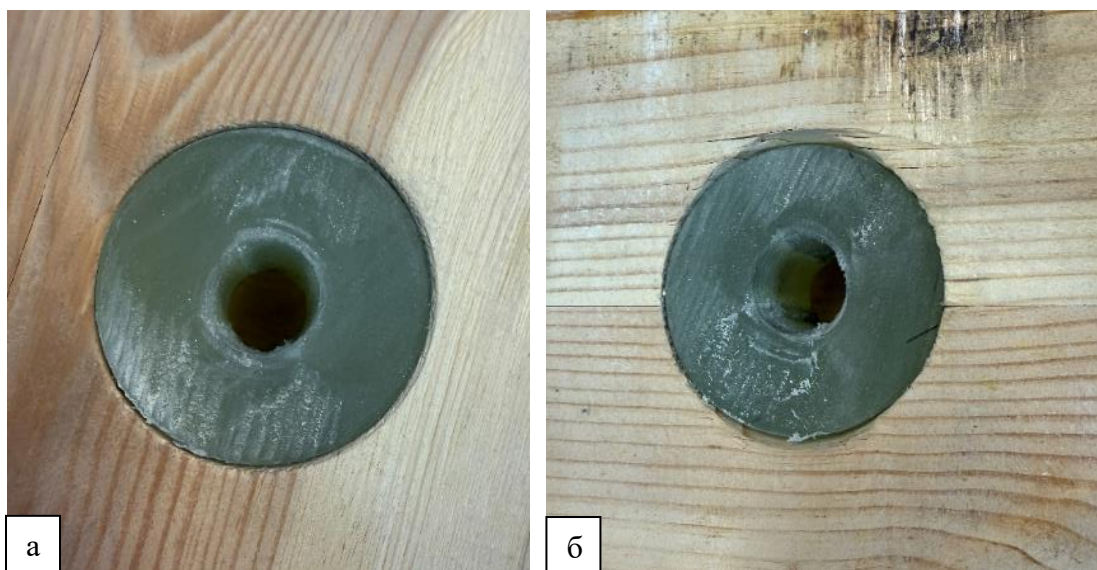


Рисунок 4.22 – Характер повреждения образцов из ДПК: а – остаточные деформации в полиуретановом вкладыше образца №4, б - пластические деформации в древесине под полиуретановым вкладышем при разрушении образца №3

- наибольший вклад в пластические деформации древесины в нагельном гнезде вносит первоначальный цикл сжатия/растяжения. При дальнейшем динамическом нагружении происходит рост деформаций;

- вкладыши из полиуретана увеличили диапазон упругой работы экспериментального узла. При испытаниях поперек волокон наружных ламелей ДПК панелей для образца без вкладышей начало пластических деформаций наблюдается (согласно графикам) с нагрузки 14,4 кН, при использовании вкладыша – с нагрузки 21,6 кН. При испытаниях вдоль волокон начало пластических деформаций в образцах без вкладышей с нагрузки – 12,8 кН, при использовании вкладыша – с нагрузки 25,6 кН. В значительной мере на характер упругой работы

узла влияет обмятие среднего элемента из клееного бруса, в который вкладыш не помещался;

- существенное влияние на результаты экспериментов оказывает амплитуда колебаний, а также усилие обжатия нагельных соединений (в эксперименте принято 50 Нм);

- упруго-деформируемые вкладыши значительно увеличивают податливость узлов и могут быть рекомендованы к использованию в конструкциях многоэтажных и высотных зданий из клееных деревянных конструкций, подвергающихся действию знакопеременных нагрузок, в том числе и сейсмических.

Результаты экспериментальных исследований соотносятся с данными, приведенными в работе Ивановой Ж. В [241].

Несмотря на отсутствие повреждений в древесине ДПК-плиты при использовании полиуретанового вкладыша, в ригеле (среднем клееном элементе экспериментальных образцов для испытаний) на участке смятия под нагелем наблюдается рост пластических деформаций. Для снижения пластических деформаций в древесине предлагается поместить упруго-деформируемый вкладыш как в ДПК панель, так и в деревоклееный ригель [258].

4.4.3 Расчет коэффициента поглощения соединения

Колебания всякой механической системы всегда сопровождаются потерей энергии. Способность материала или сопряжения конструкций рассеивать энергию колебаний принято характеризовать коэффициентом поглощения ψ по Сорокину Е.С. [259, 260]. Этот коэффициент зависит от многих факторов и, являясь величиной нестабильной, даже для одних и тех же материалов и конструкций изменяется довольно в широких пределах [261]. С основными параметрами, характеризующими рассеяние энергии колебаний в конструкциях, коэффициент ψ связан следующим соотношением:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 2 \cdot \pi \cdot \gamma = 2 \cdot \delta = 4 \cdot \pi \cdot \xi, \quad (5.1)$$

где ΔW – необратимая часть работы (поглощенная энергия) за один цикл колебаний, равна площади петли гистерезиса;

W – работа, совершаемая силами упругости за $\frac{1}{4}$ цикла колебаний системы, характеризующая накопленную в ней энергии деформаций;
 γ – коэффициент неупругого сопротивления, характеризующий свойство материала при его деформациях поглощать внешнюю энергию;
 δ – логарифмический декремент колебаний;
 ξ – относительный коэффициент затухания (демпфирования), здесь в долях от критического.

По результатам экспериментальных исследований на динамическую нагрузку получены диаграммы деформирования (Приложение 3). В соответствии с результатами испытания установлены осредненные значения коэффициента поглощения для образцов с цилиндрическим ПУ вкладышем – $\psi_{\text{вкл}} = \mathbf{0,83}$, без – $\psi_{\text{наг}} = \mathbf{0,56}$, с разницей 30...35%. Это подтвердило в лабораторном эксперименте научную гипотезу об эффективности применения вкладышей с регулируемой жесткостью при проектировании зданий и сооружений в условиях сейсмики. Полученные экспериментальные результаты будут использованы в последующих теоретических расчетах.

4.5. Выводы по главе 4

4.2.2 Выполнены сравнительные экспериментальные исследования при действии статической и динамической нагрузки по специальной программе с использованием элементов древокомпозитных конструкций (ДКК, ДПК). Построены графические зависимости. Для использования в дальнейших расчетах на сейсмические воздействия получены значения коэффициентов жесткости и поглощения.

4.2.3 Установлено, что при динамическом нагружении наблюдается значительное обмятие древесины в нагельном гнезде, для уменьшения которого и одновременно увеличении податливости узла может применяться упруго-деформируемый вкладыш из полиуретана с регулируемой расчетной жесткостью. Показано, что использование ПУ вкладыша на всю высоту ДПК панели повышает диапазон упругой работы соединения;

4.2.4 По результатам экспериментов построены диаграммы деформирования комбинированных нагельных соединений с упруго-деформируемым цилиндрическим ПУ вкладышем и без него.

4.2.5 Установлено, что упруго-деформируемые ПУ вкладыши увеличивают податливость узлов до 75 % по сравнению с нагельным соединением и могут быть рекомендованы к использованию в конструкциях многоэтажных и высотных зданий из клееных деревянных и деревокомпозитных конструкций, подвергающихся действию знакопеременных нагрузок, в том числе сейсмических. Анализ графиков деформирования и результатов натурной визуально-инструментальной фиксации при осмотре элементов образцов с вкладышем после каждого цикла испытаний показали, что обмятие нагельного гнезда в зоне контакта с древесиной не происходило до нагрузки 12,6 кН на 1 нагель, в то же время увеличивался диапазон возможных перемещений ДПК-панели относительно условного ригеля.

4.2.5 В качестве упруго-деформируемых материалов целесообразно использовать вкладыши большего диаметра, с подбираемыми расчетом физико-механическими характеристиками полиуретана. При этом диаметр вкладыша должен быть $D_{вкл} = 3 \div 4 d_{наг}$, а шаг вкладышей должен совпадать с шагом нагелей и подтверждаться расчетом.

4.2.7 Новое узловое соединение с упруго-деформируемым вкладышем обладает повышенной деформативностью, что способствует гашению энергии сейсмических воздействий и сейсмоустойчивости каркасно-панельных зданий из ДКК и ДПК плит. Новая конструкция узла сопряжения повышает эксплуатационную надежность здания, ремонтпригодность узлов сопряжения при развитии пластических деформаций в древесине и упруго-деформируемом вкладыше в условиях сеймики и других динамических нагрузок.

4.2.8 Полученные экспериментальные результаты деформирования экспериментальных узлов будут использованы в последующих теоретических расчетах.

5 НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С НОВЫМИ УЗЛАМИ СОПРЯЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ СЕЙСМИКИ. РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ

5.1 Предварительные замечания

На основе численных расчетов необходимо дать оценку влияния разработанного нового узла сопряжения ДПК плиты с балкой перекрытия на изменение и распределение внутренних усилий и общих перемещений в элементах многоэтажного здания из деревокомпозитных конструкций при действии различных типов землетрясений.

Задачи: 1. Подобрать записи землетрясений, имеющих различных частотный состав для анализа поведения расчетной модели в различных динамических условиях; 2. По результатам выполненных теоретических расчетов в главе 3 принять расчетную модель многоэтажного здания из деревоклееных конструкций; 3. По результатам статических и динамических испытаний экспериментальных узлов сопряжения деревоклееных элементов назначить параметры жесткости для численных исследований; 4. Выполнить сравнительные расчеты в программном комплексе SCAD ++ с тремя различными типами связей (условно «жесткие», нагельные, с включением вкладышей) на действие записей землетрясений; 5. Провести анализ полученных результатов и дать сравнительную оценку влияния податливости связей на изменение внутренних усилий и общих перемещений в элементах многоэтажного здания из деревокомпозитных конструкций. 6. Разработать рекомендации по применению нового узла с ПУ вкладышем в конструкциях многоэтажных зданий и сооружений из ДКК.

5.2 Выбор характера сейсмического воздействия

Так как землетрясения в каждой конкретной точке земной поверхности носят свои уникальные характеристики, то необходимо учитывать разные их вариации при проектировании. На основе преобладающих периодов колебаний T в спектрах реакции принято условное разделение записей землетрясений на **высокочастотные** ($T < 0,3$ с), **среднечастотные** ($0,3$ с $\leq T < 1$ с) и **низкочастотные** ($T \geq 1$ с). Таким

образом, к **высокочастотным** относятся землетрясения, произошедшие в г. Алмирос и области Фриули (Греция); к **среднечастотным** – землетрясение в Центральной Италии, регион Умбрия и в г. Грива (Греция), к **низкочастотным** - в г. Цзи-Цзи (Тайвань) и горах св. Ильи (США). На рисунках 5.1–5.6 представлены акселерограммы высокочастотных, среднечастотных, низкочастотных землетрясений соответственно [262].

Сейсмическое воздействие задавалось через инструментальные сейсмограммы. Смещения основания, соответствующие подобранным записям движения грунта во время землетрясений, при задании динамического нагружения прикладывались в качестве узловых нагрузок к основанию расчётных моделей. В качестве допущения не учитывалась совместная работа здания и основания.

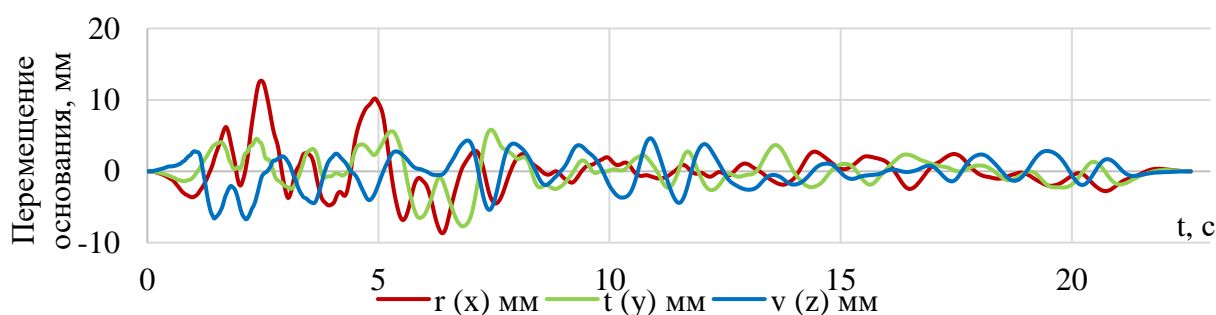


Рисунок 5.1 – Сейсмограмма землетрясения в г. Алмирос, Греция (1980)

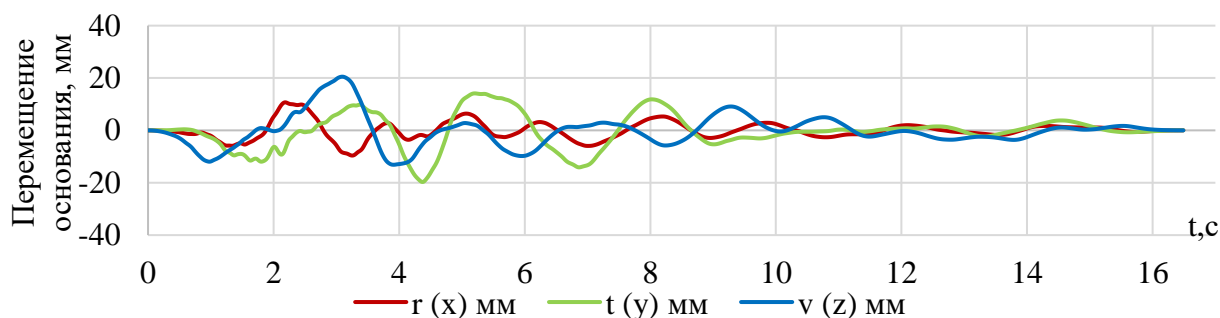


Рисунок 5.2 – Сейсмограмма землетрясения в г. Фриули, Греция (1976)

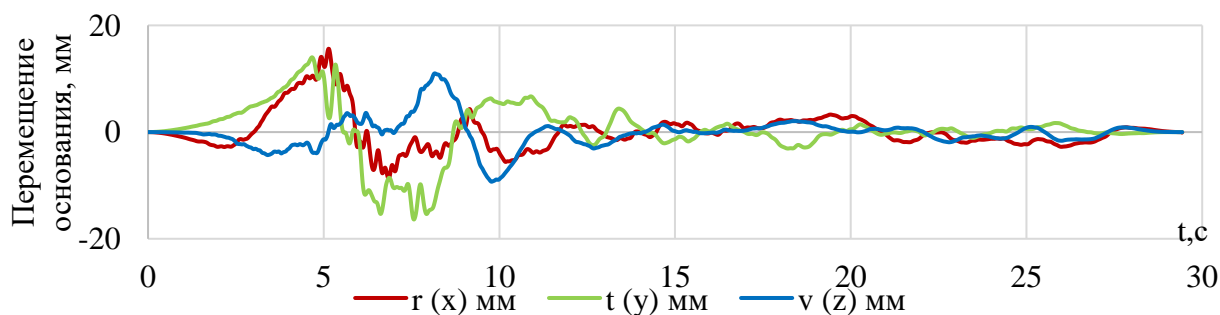


Рисунок 5.3 – Сейсмограмма землетрясения в регионе Умбрия, Италия (1997)

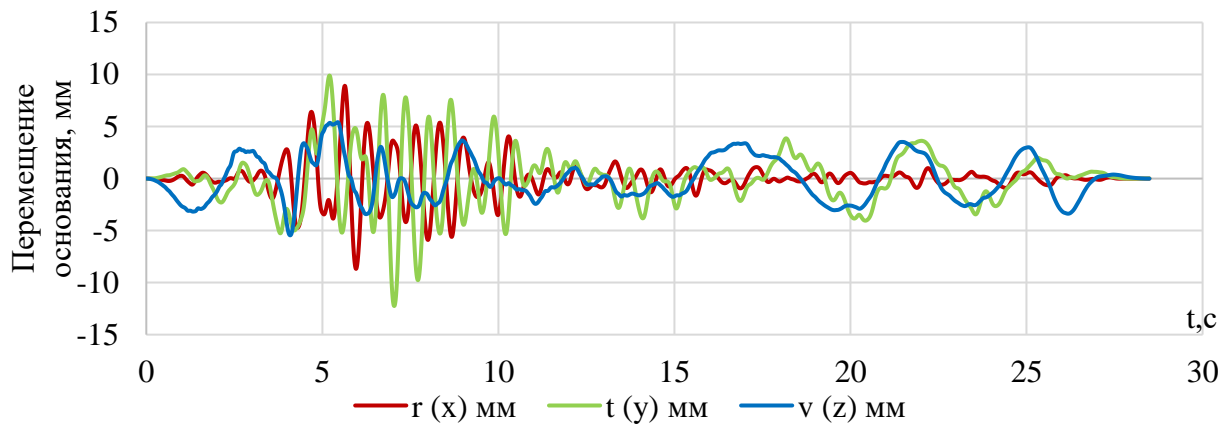


Рисунок 5.4 – Сейсмограмма землетрясения в г. Грива, Греция (1990)

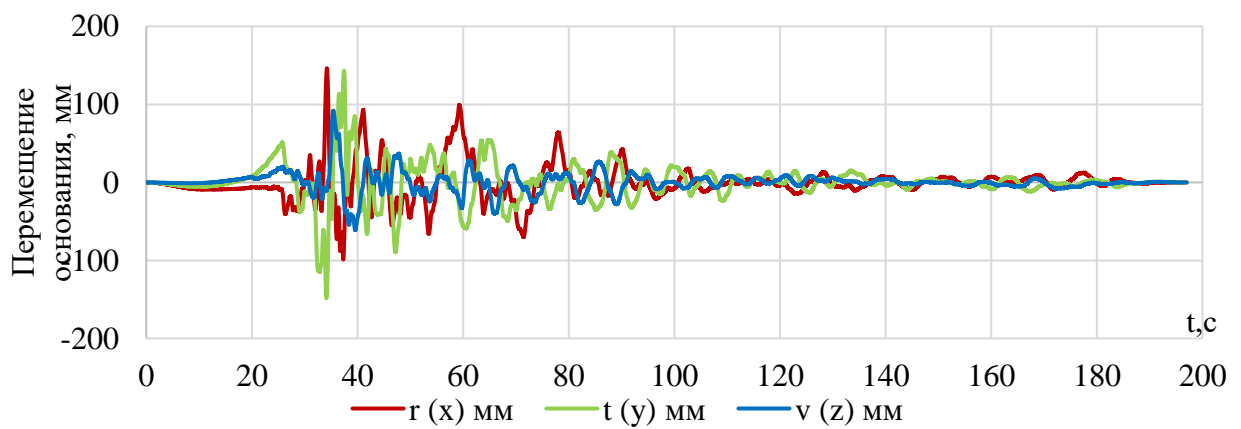


Рисунок 5.5 – Сейсмограмма землетрясения г. Цзи-Цзи, Тайвань (1999)

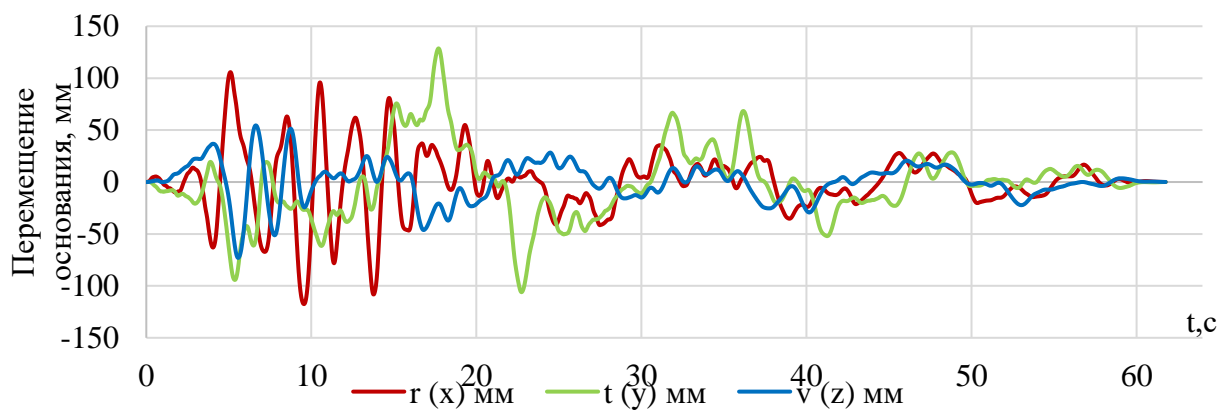


Рисунок 5.6 – Сейсмограмма землетрясения в горах св. Ильи, Аляска (1979)

5.3 Расчетная модель многоэтажного здания. Податливость связей

В главе 4 проведены статические и динамические испытания разработанного узла с применением ПУ вкладыша и без него. Так как наибольший интерес в

расчетах представляет такая работа конструкции, при которой не происходит развитие пластических деформаций в древесине, в расчетах используем жесткость соединений, определенную в упругой стадии работы древесины и стального нагеля.

Для соединения без вкладыша линейна жесткость принята – 21100,0 кН/м; для соединения на основе разработанного узла – 12500,0 кН/м.

Расчет производится в ПК SCAD ++. Учет податливости связей соединений ведем при помощи специального конечного элемента (тип 55).

Конструктивные решения объекта исследования (рис. 5.7):

- конструктивная схема – каркасно-связевая, лестнично-лифтовый узел в центре здания, размеры (в осях) – 6,2 x 5 м,
- высота здания – 75 м,
- высота этажа – 3 м,
- размеры здания в плане (в осях) – 36 x 36 м,
- сетка колонн – 6 x 6 м,
- колонны, деревоклееные, сечения: наружные – 891x891 мм, внутренние – 924x924 мм,
- перекрытия – сборные по главным балкам (594x594 мм) из ДПК-плит длиной 18 м, толщиной (высотой) - 220 мм,
- ограждающие конструкции – навесные стеновые ДПК-панели,
- связи жесткости, клееный брус - 264x264 мм.

Физико-механические характеристики материалов:

1. ДПК-плиты: толщина 220 мм, 7 слоёв, толщина ламелей 20/40 мм. $E_0 = 10\,000$ МПа, $E_{90} = 500$ МПа, $G = 700$ МПа, $\nu_{90,0} = 0,45$, $\nu_{0,90} = 0,018$ [218].

2. Клееный брус: класс прочности – К32. Среднее значение модуля упругости при изгибе для К32 - 13700 МПа.

3. Вкладыш: диаметр 60 мм, длина 95 мм, полиуретан СКУ-7Л, твердость по Шору А75-80. $E = 10$ МПа.

4. Нагель: диаметр 20 мм, класс прочности 6.6, $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $G = 8 \cdot 10^4$ МПа, $\nu = 0,30$.

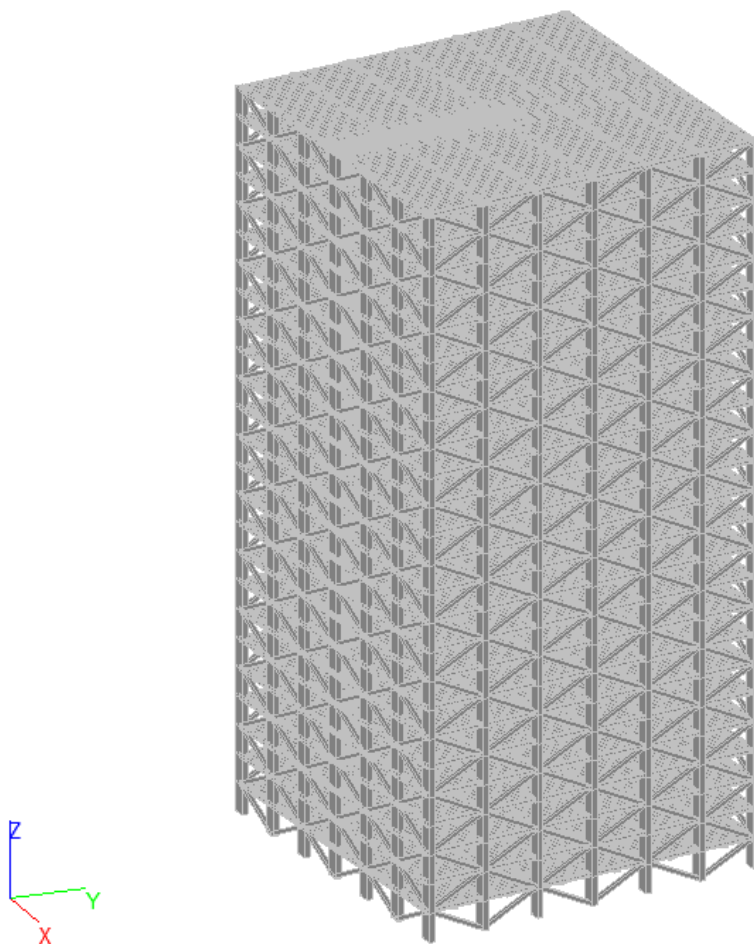


Рисунок 5.7 – Расчетная пространственно-регулярная конструктивная схема

5.4 Результаты численных исследований и их анализ

Результаты численных исследований представлены в таблицах 5.1, 5.2, 5.3. при действии высокочастотного, среднечастотного и низкочастотного землетрясения в зависимости от различного типа связей (жесткие, нагельные и с применением полиуретанового (ПУ) вкладыша. В качестве характеристик, описывающих напряженно-деформируемое состояние несущих конструкций здания, выбраны изгибающие моменты, продольные силы в наружных и внутренних колоннах, поперечные силы и изгибающие моменты в балках перекрытия.

Для наглядного сопоставления полученных результатов принята цветовая индикация ячеек таблиц. В пределах каждой строки таблиц, соответствующих записи одного землетрясения, ячейкам присвоен цвет в зависимости от величины значения, которые они содержат. Наибольшие значения отражены в ячейках красного цвета, наименьшие – в зеленых.

Таблица 5.1 - Максимальные усилия и перемещения в элементах конструкции тестируемых зданий при действии высокочастотного землетрясения при различном типе связей

№ п/п	Наименование конструкции	г. Алмирос, Греция			г. Фриули, Греция		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель	Вкладыш	Жестк.	Нагель
1	2	4	5	6	7	8	9
1	Изгибающие моменты в наружных колоннах у заделки M_y , кНм	385,75	246,44	396,59	853,52	484,51	723,06
2	Изгибающие моменты во внутренних колоннах у заделки M_y , кНм	218,91	322,35	229,46	487,17	403,71	411,26
3	Продольные силы в наружных колоннах N , кН	3808,00	3847,21	3891,04	6483,29	5603,43	6273,04
4	Продольные силы во внутренних колоннах N , кН	4694,84	4563,52	4692,73	4800,04	4800,76	4849,64
5	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_z , кН	234,65	192,22	163,05	231,06	192,22	165,77
6	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_y , кН	200,5	202,19	124,97	360,57	330,27	200,19
7	Изгибающие моменты в главных балках перекрытия посередине пролета M_z , кНм	153,48	322,35	196,39	283,77	254,60	195,82
8	Перемещения всего здания, мм	85,51	70,14	86,63	239,48	186,50	249,86

Включение в работу конструкций многоэтажного здания ПУ-вкладыша при действии высокочастотного землетрясения г. Алмирос привело к снижению максимальных изгибающих моментов во внутренних колоннах на 47 %, в главных балках перекрытия на 110% по сравнению с жестким типом связей. По сравнению с нагельным соединением наблюдается рост до 40% поперечных усилий в главных балках перекрытия. Наименьшие перемещения здания при действии землетрясения в г. Алмирос зафиксированы для жесткого типа связей, применение ПУ-вкладыша и нагельного соединения привело увеличению на 18% максимальных перемещений. При действии землетрясения в г. Фриули наблюдается рост до 50% всех типов контролируемых параметров при использовании ПУ-вкладыша. Для внутренних колонн зафиксировано незначительное снижение усилий. Жесткий тип связей обеспечил наименьшие перемещения здания со снижением максимальных изгибающих моментов в наружных колоннах до 33 %.

Таблица 5.2 - Максимальные усилия и перемещения в элементах конструкции тестируемых зданий при действии среднечастотного землетрясения при различном типе связей

№ п/п	Наименование конструкции	рег. Умбрия, Италия			г. Грива, Греция		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель	Вкладыш	Жестк.	Нагель
1	2	4	5	6	7	8	9
1	Изгибающие моменты в наружных колоннах у заделки M_y , кНм	337,04	286,12	348,5	704	819,25	875,9
2	Изгибающие моменты во внутренних колоннах у заделки M_y , кНм	274,53	275,56	244,71	413,78	719,55	539,44
3	Продольные силы в наружных колоннах N, кН	3247,56	3305,03	3273,56	3518,67	4346,29	3982,55
4	Продольные силы во внутренних колоннах N, кН	4694,84	4576,66	4731,69	4700,99	4876,27	4846,09
5	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_z , кН	231,06	167,24	167,22	243,83	195,82	168,35
6	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_y , кН	254,96	304	108,7	438,66	465,57	368,15
7	Изгибающие моменты в главных балках перекрытия посередине пролета M_z , кНм	262,69	266,84	194,23	250,13	267,36	262,84
8	Перемещения всего здания, мм	45,57	48,46	47,38	69,26	99,16	91,43

Применение ПУ-вкладыша при действии среднечастотных землетрясений в рег. Умбрия и г. Грива привело к снижению до 43% максимальных перемещений здания по сравнению с другим типом рассмотренных связей. Однако для землетрясения в рег. Умбрия наблюдается рост до 11% изгибающих моментов во внутренних и наружных колоннах, до 57% возросли усилия в главных балках по сравнению с нагельным соединением. Минимальные значения изгибающих моментов, продольных усилий в колоннах, изгибающих моментов в балках перекрытия для землетрясения в г. Грива достигнуты с применением ПУ-вкладыша. Наблюдается рост поперечных усилий до 44% по сравнению с нагельным соединением и до 14% по сравнению с жестким.

Таблица 5.3 - Максимальные усилия и перемещения в элементах конструкции тестируемых зданий при действии низкочастотного землетрясения при различном типе связей

№ п/п	Наименование конструкции	г. Цзи-Цзи, Тайвань			гор. св. Ильи, Аляска		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель	Вкладыш	Жестк.	Нагель
1	2	4	5	6	7	8	9
1	Изгибающие моменты в наружных колоннах у заделки M_y , кНм	2465,21	1978,42	1675,47	1893,4	1490,37	1457,76
2	Изгибающие моменты во внутренних колоннах у заделки M_y , кНм	1412,31	1733,89	949,42	1299,22	1317,79	824,11
3	Продольные силы в наружных колоннах N , кН	14400,3	14685,22	11369,1	8833,76	9907,7	8036,36
4	Продольные силы во внутренних колоннах N , кН	5833,68	10105,93	6524,11	5337,78	7237,2	5381,52
5	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_z , кН	239,77	263,74	164,53	245,57	255,28	167,94
6	Усилия в главных балках перекрытия посередине пролета Q_y , кН	1068,27	1195,43	400,72	1048,79	1430,17	524,32
7	Изгибающие моменты в главных балках перекрытия посередине пролета M_z , кНм	304,95	331,87	299,91	278,89	282,5	297,08
8	Перемещения всего здания, мм	739,81	755,2	557,7	425,51	508,87	429,53

Для низкочастотных землетрясений в г. Цзи-Цзи и гор. св. Ильи использование нагельного соединения обеспечило снижение до 26% максимальных перемещений здания по сравнению с жестким типом связей и до 24% по сравнению с ПУ-вкладышем. Нагельное соединение для землетрясения в г. Цзи-Цзи обеспечило наименьшие усилия в элементах, за исключением продольных усилий во внутренних колоннах, по сравнению с ПУ-вкладышем и жестким типом связей: изгибающие моменты в колоннах снизились до 45 %, продольные усилия в наружных колоннах снизились до 37%, усилия в главных балках – до 66%. Продольные усилия во

внутренних колоннах возрастают до 12% по сравнению с другим типом рассмотренных связей.

В таблицах 5.4, 5.5, 5.6 представлены значения коэффициентов использования при действии высокочастотного, среднечастотного и низкочастотного землетрясений в зависимости от различного типов связей («жесткие», нагельные и с применением упруго-деформируемого вкладыша).

Таблица 5.4 – Значения коэффициентов использования для различных конструктивных элементов здания при действии высокочастотного землетрясения при различном типе связей

№ п/п	Наименование конструкции	г. Алмирос, Греция			г. Фриули, Греция		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель	Вкладыш	Жестк.	Нагель
		Коэффициент использования, ед.					
1	2	4	5	6	7	8	9
1	Наружные колонны	1,06	0,87	1,11	2,83	1,58	2,38
2	Внутренние колонны	1,15	1,02	1,18	1,75	1,45	1,54
3	Главные балки перекрытия	1,05	0,96	0,95	1,63	1,49	0,96
4	Связи жесткости	1,24	0,8	0,89	2,71	62,16	13,3

Таблица 5.5 – Значения коэффициентов использования для различных конструктивных элементов здания при действии среднечастотного землетрясения при различном типе связей

№ п/п	Наименование конструкции	рег. Умбрия, Италия			г. Грива, Греция		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель	Вкладыш	Жестк.	Нагель
		Коэффициент использования, ед.					
1	2	4	5	6	7	8	9
1	Наружные колонны	0,91	0,83	0,93	1,35	1,52	1,56
2	Внутренние колонны	1,28	1,07	1,18	1,58	2,01	1,84
3	Главные балки перекрытия	0,96	1,36	0,97	2,53	3,64	1,64
4	Связи жесткости	0,8	0,92	0,78	5,69	40,43	8,27

Для большинства элементов наблюдается превышение коэффициента использования основных несущих элементов многоэтажного здания при землетрясениях различного частотного состава. ПУ-вкладыш обеспечил наименьший коэффициент использования для среднечастотного землетрясения в г. Грива.

Таблица 5.5 – Значения коэффициентов использования для различных конструктивных элементов здания при действии низкочастотного землетрясения при различном типе связей

№ п/п	Наименование конструкции	г. Цзи-Цзи, Тайвань			гор. св. Ильи, Аляска		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель	Вкладыш	Жестк.	Нагель
		Коэффициент использования, ед.					
1	2	4	5	6	7	8	9
1	Наружные колонны	19,77	27,6	18,8	5,88	7,79	3,11
2	Внутренние колонны	4,35	12,3	2,98	3,39	3,03	2,31
3	Главные балки перекрытия	4,74	5,48	1,79	4,83	6,33	2,33
4	Связи жесткости	5,38	5,61	4,13	3,99	4,23	28,57

Нагельное соединение – для низкочастотного в г. Цзи-Цзи. Жесткое – для высокочастотного в г. Алмирос. При проектировании зданий из деревоклееных конструкций рекомендуется принимать коэффициент использования 0,95. Для снижения пиковых усилий и перемещений возможно использование в конструкции многоэтажного здания активных систем, например вязкостных демпферов.

В таблице 5.6 представлены максимальные ускорения перекрытий при действии высокочастотного, среднечастотного и низкочастотного землетрясений в зависимости от различного типа связей (жесткие, нагельные и с применением упруго-деформируемого вкладыша).

Таблица 5.6 – Максимальные значения ускорений перекрытий здания при действии различных землетрясений и типах связей

№ п/п	Наименование региона	Ускорения перекрытия, м/с ²		
		Вкладыш	Жестк.	Нагель
1	2	3	4	5
Высокочастотное				
1	г. Алмирос, Греция	2,1	1,4	1,7
2	г. Фриули, Греция	3,0	2,3	3,3
Среднечастотное				
3	рег. Умбрия, Италия	3,1	3,2	3,6
4	г. Грива, Греция	4,9	7,2	6,6
Низкочастотное				
5	г. Цзи-Цзи, Тайвань	4,7	6,6	6,5
6	гор. св. Ильи, Аляска	7,4	10,3	8,8

Использование ПУ-вкладыша привело к снижению до 46% максимальных ускорений перекрытия для среднечастотного и низкочастотных землетрясений. Для

высокочастотного землетрясения минимальные ускорения перекрытий установлены для жесткого типа связей – снижение до 30% по сравнению с другим типом рассмотренных связей.

На рисунке 5.8 представлены максимальные перемещения этажей по высоте здания (с шагом 5 этажей) относительно основания в зависимости от различной частоты землетрясения.

Как видно из графика (рис. 5.8 а, б) включение упруго-деформируемого вкладыша позволило снизить перемещения с отм. +0,000 м. до отм. +30,000 м для высокочастотных землетрясений, при среднечастотном - начиная с 10 этажа (отм. +30,000) (рис. 5.8. в). Характер максимальных перемещений элементов здания при действии низкочастотного землетрясения схож (рис. 5.8 д, е). Однако наблюдается рост перемещений при использовании жесткого сопряжения плит с ригелями перекрытия.

На рисунке 5.9 приведены графики максимальных изгибающих моментов во внутренних колоннах по высоте здания (с шагом 5 этажей) в зависимости от различного частотного состава сейсмического воздействия. Применение ПУ-вкладыша привело к снижению изгибающих моментов (M_u) с отм. +15,000 м до отм. +75,000 м по сравнению с жестким и нагельным сопряжением при действии высокочастотного землетрясения (рис.5.9, а, б). Для жесткого соединения характерны максимальные изгибающие моменты по сравнению с ПУ-вкладышем и нагельным соединением с отм. +0,000 до отм. +75,000 для всех видов землетрясений. Для среднечастотного землетрясения г. Грива, Греция характер распределения изгибающих моментов для нагельного соединения и ПУ-вкладыша схож, однако для последнего наблюдается равномерное снижение изгибающих моментов по высоте здания, для нагельного соединения с отм. +60,000 до отм. +75,000 усилия возрастают (рис. 5.9, в). При действии низкочастотного землетрясения максимальные изгибающие моменты во внутренних колоннах здания зафиксированы для жесткого сопряжения плит с ригелями перекрытия, минимальные – для ПУ-вкладыша (рис.5.9 д, е).

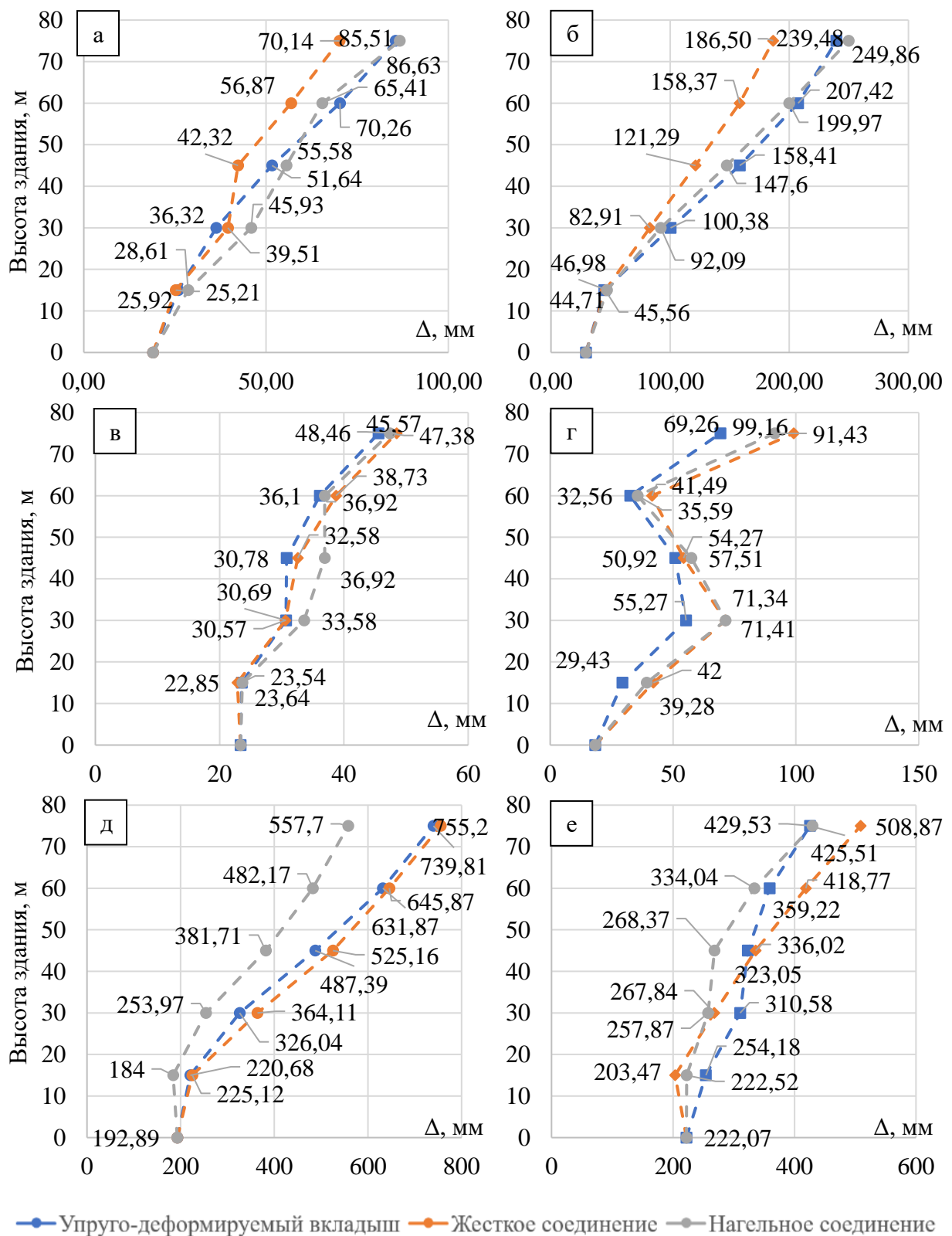


Рисунок 5.8 – Графики максимальных перемещений элементов здания при различной частоте землетрясения: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция, в - рег. Умбрия, Италия, г - г. Грива, Греция, д - г. Цзи-Цзи, Тайвань, е - гор. св. Ильи, Аляска

В Приложении 4 представлены графики максимальных изгибающих моментов в наружных колоннах, продольных сил в наружных и внутренних колоннах, поперечных сил и изгибающих моментов в главных балках перекрытия. Характер развития изгибающих моментов в наружных колоннах при действии высокочастотных, среднечастотных и низкочастотных землетрясений схож. Максимальное значение достигается применением ПУ-вкладыша в конструкции перекрытия для высокочастотных и низкочастотных землетрясений (прил.4, рис.1, 3). Для среднечастотных землетрясений максимальные изгибающие моменты в наружных колоннах развиваются при нагельном соединении (прил.4, рис.2).

Для среднечастотного землетрясения в рег.Умбрия для нагельного соединения наблюдается отличительная от других типов связей снижение продольных усилий (N) в наружных колоннах с отм. +15,000 до отм. +60,000 (прил.4, рис. 5, а). Распределение максимальных продольных усилий (N) во внутренних и наружных колоннах схоже (прил.4, рис. 5-7).

Максимальны поперечные силы (Q_z) в балках перекрытия для высокочастотных и среднечастотных землетрясений развиваются в расчетной схеме с применением ПУ-вкладыша (прил. 4, рис. 10, 12). Для низкочастотных землетрясений – для жесткого соединения. Минимальное значение поперечные силы (Q_z, Q_y) при всех типах землетрясений – для нагельного (прил. 4, рис. 10-12).

Для нагельных соединений наблюдается резкий рост максимальных изгибающих моментов (M_z) в главных балках перекрытия для среднечастотного землетрясения с отм. +30,000 до отм. +45,000, для низкочастотного – до отм. +15,000 (прил. 4, рис. 18, а).

По результатам выполненных численных исследований следует, что тип связей значительно влияет на напряженно-деформированное состояние конструкций здания в зависимости от частотного состава землетрясения. Применение упруго-деформируемого вкладыша позволило снизить максимальные усилия в конструкциях при действии высокочастотных и среднечастотных землетрясениях. Минимальные ускорения перекрытий здания достигнуты при использовании ПУ-вкладыша при среднечастотных и низкочастотных воздействиях.

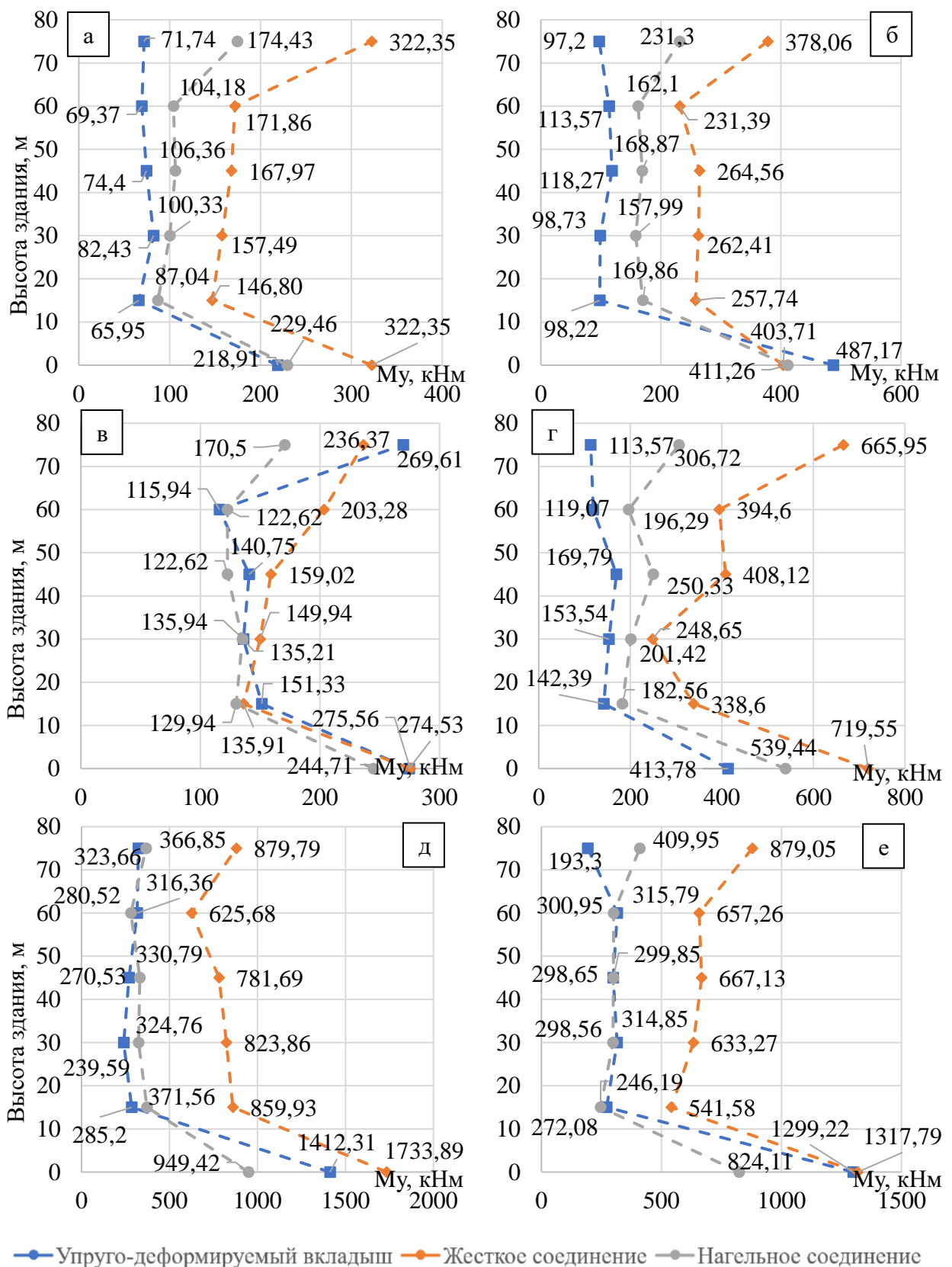


Рисунок 5.9 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_u) во внутренних колоннах при различной частоте землетрясения: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция, в - рег. Умбрия, Италия, г - г. Грива, Греция, д - г. Цзи-Цзи, Тайвань, е - гор. св. Ильи, Аляска

5.5 Рекомендации по применению разработанного узла

Сейсмостойкий узел сопряжения ДПК-плит с деревоклееными и/или деревокомпозитными балками перекрытия предназначен для использования в преимущественно каркасных многоэтажных зданиях. Пространственная жесткость и неизменяемость обеспечивается связями жесткости и горизонтальными дисками перекрытий из ДПК плит. Применение разработанного узла должно соотноситься с собственными частотами зданий и сооружений, частотами землетрясений участка строительства, на воздействие от которых рассчитываются конструкции каркаса всего объекта.

Порядок подбора вкладыша:

1. Определяют инженерно-геологические условия строительства, в том числе выполняют сейсморазведку (СП 408.1325800.2018);

2. Определяют тип и характер действующих нагрузок (СП 20.13330.2016, СП 14.13330.2018);

3. Формируют пространственный каркас многоэтажного здания, в котором пространственная жесткость и неизменяемость системы обеспечивается в том числе за счет связей, диафрагм, лестничных маршей и площадок, плит перекрытий и других элементов жесткости. Сопряжение колонн по длине с ригелями, ригелей с ядром жесткости принимают условно «жесткими», в зависимости от конструкции. Перекрытия из ДПК-плит рекомендуется применять на 2 и более пролета.

4. Выполняют статические и динамические расчеты, учитывая пульсацию ветра, влияние технологического оборудования и т.д. Подбирают основные геометрические размеры основных несущих и ограждающих элементов (СП 64.13330.2017, СП 50.13330.2024);

5. Проводят предварительные расчеты по линейно-спектральной методике с учетом прогнозируемой интенсивности землетрясения (СП 14.13330.2018);

6. Определяют усилия, приходящиеся на нагельные соединения между плитами и ригелями перекрытия. Рекомендуется принимать шаг нагелей из условия расстановки и диаметра ПУ вкладышей, но не более 300–400 мм для исключения хрупкого разрушения древесины (СП 64.13330.2017);

7. Согласно (СП 64.13330.2017) определяют диаметр, корректируют шаг нагелей. Необходимо учитывать расстояния до обреза элементов для исключения прогрессирующего разрушения древесины и всего здания (СП 385.1325800.2018);

8. По результатам инженерных изысканий определяют частотный состав прогнозируемых землетрясений. Проводят модальный анализ проектируемого здания. Выполняют анализ свободных механических колебаний с целью определения собственных частот и форм колебаний конструкции (СП 14.13330.2018);

9. Если по результатам инженерных изысканий прогнозируемое землетрясение относится к низкочастотным (СП 14.13330.2018) не рекомендуется в конструкции вкладыша использовать упруго-деформируемый материал, обеспечивающий большую податливость соединения чем стандартное нагельное. Возможно использование вкладыша из твердых пластиков или полиуретанов с учетом недопущения хрупкого разрушения материала вкладыша при динамической нагрузке;

10. Для высокочастотных и среднечастотных землетрясений принимают диаметра вкладыша D (3) (рисунок 5.14) $3 \div 4$ диаметра нагеля. Шаг нагелей принимают не менее 7 диаметров нагеля. Вкладыш помещается на всю толщину ДПК-плиты перекрытия. Также рекомендуется устанавливать вкладыш в деревоклееный ригель на $1/3$ сечения элемента. Для повышения ремонтпригодности соединения рекомендуется назначать диаметр D вкладыша (3) в ригеле (1) меньше или равным диаметру вкладыша (3) в ДПК-панели (2), но не более $1/3$ ширины сечения ригеля. Установка вкладыша в ригель сопровождается проверкой его несущей способности по ослабленному сечению с учетом [218]. Не рекомендуется располагать вкладыш (3) в середине ригеля (1) в пределах $0,2$ пролета, если несущая способность элемента не подтверждается расчетом.

11. Упруго-деформируемый вкладыш (3) должен изготавливаться в заводских условиях и монтироваться в конструкцию на строительной площадке или изготавливаться непосредственно в ДПК-панели. В последнем случае стальная обойма (8) может не использоваться.

Рекомендуется в качестве упруго-деформируемого материала вкладыша принимать полиуретан (полиуретан СКУ-7Л, твердость по Шору А75-80. $E = 10$

МПа). Коэффициент жесткости соединения при различном диаметре и модуле упругости вкладыша предварительно рекомендуется принимать по таблице 4.2. главы 4.

Нагель рекомендуется выполнять в виде гладких и/или резьбовых шпилек, винтов, глухарей из марки стали С245 с учетом исключения их возможного хрупкого разрушения.

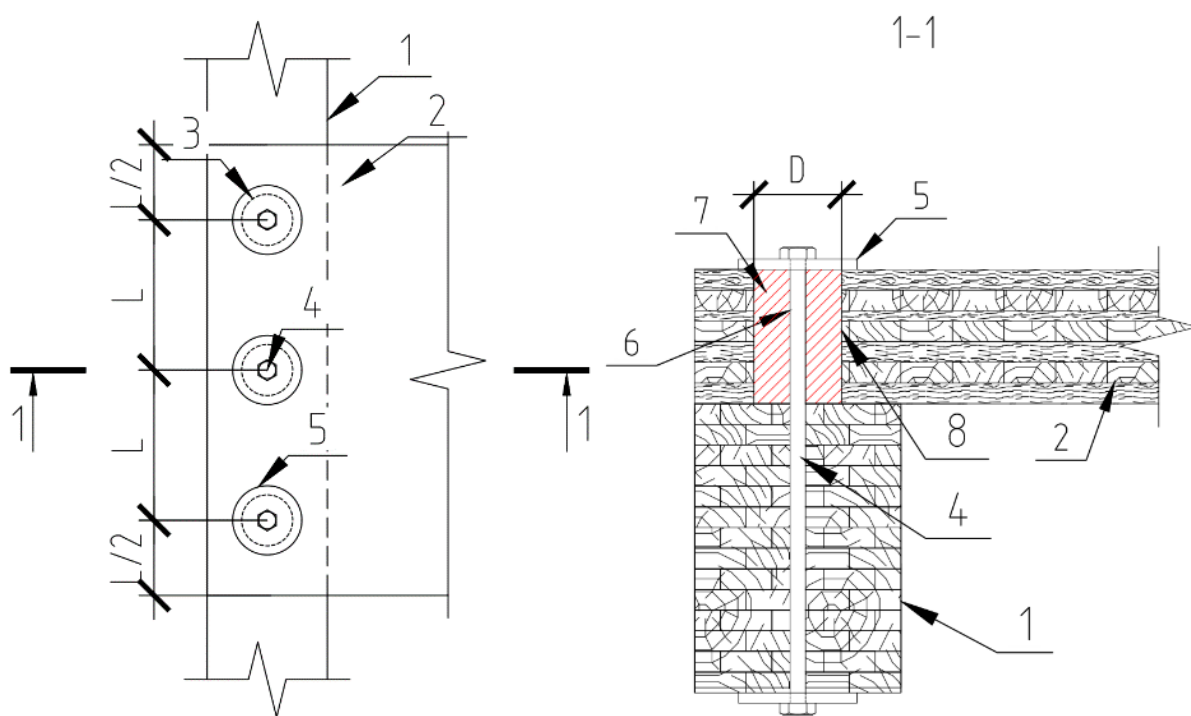


Рисунок 3.37 – Сейсмостойкий узел сопряжения ДПК-плиты с деревокомпозитной балкой перекрытия: 1 – деревокомпозитная балка, 2 – ДПК-панель, 3 – упруго-деформируемый вкладыш, 4 – стальной нагель, 5 – стальная пластина, 6 – стальная втулка, 7 – упруго-деформируемый материал, 8 – стальная обойма

12. Выполняют поверочные расчеты конструкций зданий, сооружений на действие инструментальных записей землетрясений прямым динамическим методом с учетом подобранного ПУ вкладыша в ПК СКАД++ или в других сертифицированных программах. По результатам расчета корректируют характеристики вкладыша, сечения несущих и ограждающих элементов здания;

13. Рекомендуется перед применением подобранного вкладыша в конструкции многоэтажного здания провести его испытания на действие динамической нагрузки.

5.6 Выводы по главе 5

5.6.1 По результатам численных исследований и анализе влияния жесткостных параметров разработанного нового узла с ПУ вкладышем в сравнении с «жестким» и нагельным соединением на напряженно-деформированное состояние элементов конструкций многоэтажного здания на различных отметках при различных типах сейсмического воздействия, установлено следующее:

- подтверждено, что тип связей в узлах соединений пространственного каркаса существенно влияет на изменение внутренних усилий и напряженно-деформированное состояние в элементах конструкций здания в зависимости от частотного состава землетрясения. Включение в работу конструкций многоэтажного здания ПУ-вкладыша при действии высокочастотного землетрясения привело к снижению максимальных изгибающих моментов во внутренних колоннах на 47 %, в главных балках перекрытия на 110% по сравнению с жестким типом связей. При действии среднечастотных землетрясений - к снижению до 43% максимальных перемещений здания по сравнению с другим типом рассмотренных связей. Для низкочастотных землетрясений использование нагельного соединения по сравнению с ПУ-вкладышем и жестким типом связей: изгибающие моменты в колоннах снизились до 45 %, продольные усилия в наружных колоннах снизились до 37%, усилия в главных балках – до 66%. Продольные усилия во внутренних колоннах возрастают до 12% по сравнению с другим типом рассмотренных связей.

- установлено, что наибольший эффект от использования ПУ вкладыша при сопряжении плиты и балки перекрытия наблюдается при действии высокочастотных и среднечастотных землетрясений. При действии низкочастотных землетрясений наблюдается увеличение усилий M , N , Q в конструкциях;

- получены минимальные ускорения перекрытий многоэтажного здания в расчетных схемах с применением упруго-деформируемого ПУ вкладыша при среднечастотных и низкочастотных воздействиях.

5.6.2 Сформулированы практические рекомендации по применению разработанного узла при строительстве многоэтажных каркасных зданий из деревянных клееных конструкций каркаса и ДПК-плит перекрытий в сейсмоопасных регионах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам исследований получены следующие результаты:

1. Выполнен анализ сейсмостойкого строительства зданий и сооружений в России и за рубежом. Рассмотрены основные методы повышения сейсмоустойчивости зданий и сооружений из клееных деревянных конструкций. Установлено, что многоэтажные здания из деревянных клееных конструкций недостаточно исследованы на сейсмическое воздействие. Выбрано наиболее рациональное конструктивное решение многоэтажного здания из клееной древесины для сейсмостойкого строительства;

2. Разработана конструктивная схема многоэтажного здания из клееных деревянных элементов в виде пространственно-регулярной системы, позволяющая учитывать анизотропные свойства материала, жесткость узлов в зависимости от сейсмического воздействия и диссипацию энергии землетрясения в узлах;

3. Установлено, что неучет типа связей между элементами значительно влияет на перераспределение внутренних усилий и напряженно-деформированное состояние в элементах и узловых соединениях здания. Максимальные перемещения элементов здания с упругоподатливыми и шарнирными связями по сравнению с «жестким» сопряжением при сейсмических воздействиях увеличиваются до 40% для шарнирного опирания, до 28 % - для нагельных соединений. Максимальные изгибающие моменты во внутренних колоннах увеличились до 70 % в шарнирной расчетной модели и до 36% в расчетной модели, учитывающей упругую податливость связей.

4. Выполнен патентный поиск и разработано новое конструктивное решение узла сопряжения плит из ДПК и балок перекрытия пространственного каркаса многоэтажного здания из клееных деревянных конструкций с использованием упруго-деформируемых вкладышей (патент на изобретение № 2833987С1), позволяющее повысить сейсмостойкость многоэтажных каркасных зданий за счет изменения жесткости узла и диссипации энергии землетрясения. На другие новые технические решения также получены патенты (№229553U1, № 229881U1, № 231246U1, №231265U1, № 231345U1)

5. Выполнены сравнительные численные и экспериментальные исследования разработанного узла при действии статической и динамической нагрузок по

специальной программе с использованием клееных деревянных элементов, построены графические зависимости. Определена деформативность, несущая способность и коэффициент поглощения соединений. По результатам статических испытаний несущая способность узла нагельного соединения с полиуретановым вкладышем выше до 12% чем без него.

6. Установлено, что при динамическом нагружении в нагельном гнезде без вкладыша наблюдается значительное обмятие древесины, для уменьшения которого с одновременным увеличением несущей способности узла рекомендуется применять нагельные соединения с упруго-деформируемым вкладышем из полиуретана. Применение упруго-деформируемого вкладыша привело к увеличению деформативности узлов до 75 % по сравнению с нагельным и повышению коэффициента поглощения ψ соединения.

7. По результатам выполненных численных исследований напряженно-деформированного состояния элементов каркаса здания с разработанным узловым соединением верифицирована эффективность его применения, что подтверждается повышением несущей способности клееных деревянных конструкций при действии высокочастотных и среднечастотных землетрясений. При этом минимальные ускорения перекрытий здания достигаются при среднечастотных и низкочастотных воздействиях.

8. Сформулированы рекомендации по проектированию сейсмостойких многоэтажных зданий из клееных деревянных элементов с разработанными узлами.

Перспективы дальнейшей разработки:

1. Развитие методики расчета и конструирования уникальных зданий и сооружений высотой 100 и более метров;

2. Экспериментальные исследования различных конструктивных систем зданий и сооружений из клееных деревянных и древокомпозитных материалов на сейсмоплатформе;

3. Разработка и совершенствование узловых соединений для различных конструктивных схем многоэтажных, высотных, уникальных зданий и сооружений, как для нормальных условий, так и в сейсмоопасных зонах;

4. Совершенствование нормативной документации.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 ГОСТ Р 56706–2022. Плиты из перекрестноклееной древесины. Общие технические условия. – М.: Стандартиформ, 2022. – 24 с.
- 2 Стандарт организации. Конструкции из древесины перекрестноклееной. Общие технические требования. – М.: [б. и.], 2022. – 34 с.
- 3 Defying Gravity: University Of British Columbia's Free-Floating Timber Staircase First Of Its Kind. — Текст : электронный // Think wood : [сайт]. — URL: <https://www.thinkwood.com/construction-projects/ubc-earth-sciences-building> (дата обращения: 29.05.2025).
- 4 Jennifer, Hahn Shigeru Ban's timber-skeleton Tamedia building left engineers "incredulous" / Hahn Jennifer. — Текст : электронный // dezeen : [сайт]. — URL: <https://www.dezeen.com/2023/03/17/tamedia-office-building-shigeru-ban-timber-revolution/> (дата обращения: 29.05.2025).
- 5 Brock Commons Tallwood House. — Текст : электронный // Naturally: wood : [сайт]. — URL: <https://www.naturallywood.com/projects/brock-commons-tallwood-house/> (дата обращения: 29.05.2025).
- 6 Abrahamsen, R. Mjøstårnet - Construction of an 81 m tall timber building / R. Abrahamsen. — Текст : непосредственный // 23. Internationales Holzbau-Forum IHF. — Holzbau : Garmisch-Partenkirchen, 2017. — С. 1-12.
- 7 Деревянные небоскребы: новый экотренд, который изменит мир. — Текст : электронный // Inmyroom : [сайт]. — URL: <https://www.inmyroom.ru/life/posts/31507-derevyannye-neboskreby-novyj-ehkotrend-kotoryj-izmenit-mir> (дата обращения: 29.05.2025).
- 8 Особенности поведения древесины перекрёстно-клееной (ДПК/CLT) при статических и динамических нагрузках, моделирующих сейсмические воздействия / А. А. Бубис, И. Р. Гизятуллин, А. Н. Хворова, И. Ю. Петров. — Текст : непосредственный // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2022. — № 2. — С. 62-80.
- 9 Seismic behaviour of wood-concrete frame shear-wall system and comparison with code provision / L. Pozza, R. Scotta, A. Polastri, A. Ceccotti. — Текст :

непосредственный // Proceedings of Meeting 45 of the Working Commission W18-Timber Structures. — Växjö : Timber Scientific Publ., 2013. — С. 1-13.

10 Mirra, M. A set of calculation tools supporting the design, modelling and application of plywood-based seismic retrofitting interventions on timber floors in existing buildings / M. Mirra. — Текст : непосредственный // Structures. — 2024. — № 63. — С. 1-16.

11 Mirra, M. Application of timber-based techniques for seismic retrofit and architectural restoration of a wooden roof in a stone masonry church / M. Mirra, A. Gerardini, G. Ravenshorst. — Текст : непосредственный // ScienceDirect. Procedia Structural Integrity. — 2023. — № 44. — С. 1856-1863.

12 Кириков, Б. А. История сейсмостойкости древних сооружений / Б. А. Кириков. — Munich : A. Jochim Vela Verlag, 2020. — 193 с. — Текст : непосредственный.

13 Бирбраер, А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А. Н. Бирбраер. — СПб : Наука, 1998. — 255 с. — Текст : непосредственный.

14 Сеницын, С. Б. Теория сейсмостойкости: Курс лекций / С. Б. Сеницын. — Москва : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2014. — 88 с. — Текст : непосредственный.

15 Каррыев, Б. Вот пришло землетрясение. Факты, причины, гипотезы и последствия / Б. Каррыев. — Москва : Издательские решения, 2017. — 869 с. — Текст : непосредственный.

16 СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах = Seismic building design code : свод правил : введ. 2018-11-25 / Минстрой России. — М. : Стандартинформ, 2018. — 122 с.

17 Изменение к СП 14.13330.2018. Отменено изменение. — Текст : электронный // Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии : [сайт]. — URL: <https://protect.gost.ru/document.aspx?control=7&baseC=101&page=1&month=-1&year=-1&search=&RegNum=54&DocOnPageCount=100&id=240898> (дата обращения: 29.05.2025) .

18 Уточнение исходной сейсмичности и сейсмическое районирование участков транспортных сооружений: методическое пособие / Министерство

строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве». — Москва, 2018. — 215 с.

19 Мкртычев, О. В. Философия многоуровневого проектирования в свете обеспечения сейсмостойкости сооружений / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили, Р. И. Держинский. — Текст : непосредственный // Геология и геофизика Юга России. — 2016. — № 1. — С. 71-78.

20 Рогожин, Е. А. Эндогенные опасности Большого Кавказа / Е. А. Рогожин, А. Н. Овсяченко, А. И. Лутиков [и др.]. — Москва : Федеральное государственное бюджетное учреждение науки Институт физики Земли РАН, 2014. — 249 с. — Текст : непосредственный.

21 Аптикаев, Ф. Ф. Новые строительные нормы: шаг вперед, два шага назад / Ф. Ф. Аптикаев. — Текст : непосредственный // Геология и геофизика Юга России. — 2020. — № 2. — С. 71-81.

22 Аптикаев, Ф. Ф. О вероятности превышения воздействий в строительных нормах / Ф. Ф. Аптикаев. — Текст : непосредственный // Геология и геофизика Юга России. — 2021. — № 3. — С. 55-62.

23 Шаторная, А. М. Российские и зарубежные нормы сейсмического проектирования зданий и сооружений / А. М. Шаторная, В. А. Тарасов, О. В. Жувак [и др.]. — Текст : непосредственный // AlfaBuild. — 2018. — № 4(6). — С. 92-114.

24 Гусев, А. А. О принципах картирования сейсмоопасных регионов Российской Федерации и нормирования сейсмических нагрузок в терминах сейсмических ускорений (часть 1) / А. А. Гусев. — Текст : непосредственный // Инженерные изыскания. — 2011. — № 10. — С. 20-29.

25 Акбиев, Р. Т. К вопросу о разработке современных карт общего сейсмического зонирования территории Российской Федерации / Р. Т. Акбиев, В. Б. Заалишвили. — Текст : непосредственный // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. — 2021. — № 4(53). — С. 19-30.

26 Шестоперов, Г. С. О некоторых недостатках карт общего сейсмического районирования территории России / Г. С. Шестоперов, В. Г. Шестоперов. — Текст : непосредственный // Транспортное строительство. — 2008. — № 3. — С. 22-23.

27 СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования = High rise buildings and complexes. Design rules : свод правил : введ. 2017-07-01. — М. : Стандартинформ, 2017. — 95 с.

28 Градостроительный кодекс Российской Федерации : федер. закон от 29.12.2004 № 190-ФЗ : принят Гос. Думой 22 дек. 2004 г. : одобр. Советом Федерации 24 дек. 2004 г. — М. : Проспект, 2023. — 192 с.

29 СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия = Loads and influences : свод правил : актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : введ. 2017-01-01 / Минстрой России. — М. : Стандартинформ, 2017. — 165 с.

30 Эксперты обсудили перспективы развития системы параметрического нормирования в строительстве. — Текст : электронный // Минстрой России : [сайт]. — URL: <https://minstroyrf.gov.ru/press/eksperty-obsudili-perspektivy-razvitiya-sistemy-parametricheskogo-normirovaniya-v-stroitelstve/> (дата обращения: 29.05.2025).

31 Баранов, А. О. Конструктивные решения высотных зданий / А. О. Баранов. — Текст : непосредственный // AlfaBuild. — 2018. — № 3(5). — С. 33-51.

32 Современное высотное строительство: монография / гл. ред. Н.М. Щукина; ГУП «ИТЦ Москомархитектуры». — М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. — 440 с.

33 Веселова, Е. А. Конструктивные системы жилых высотных зданий: монография / Е. А. Веселова, С. В. Комшин. — Новгород : ННГАСУ, 2022. — 141 с. — Текст : непосредственный.

34 Руководство по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий / Центральный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования жилища. — М.: Стройиздат, 1982. — 215 с.

35 Николаев, В. М. Современные строительные конструкции. Основы архитектурного проектирования высотных зданий и сооружений: методические указания к курсовому проектированию / В. М. Николаев, С. В. Тимофеева. — Оренбург : ОГУ, 2010. — 67 с. — Текст : непосредственный.

36 Козлов, М. В. Конструктивные схемы высотных зданий / М. В. Козлов, Е. Л. Безбородов. — Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. — 2011. — № 1-2. — С. 153-160.

37 Закиева, Н. И. Практика применения оболочковой конструктивной системы при строительстве высотных зданий / Н. И. Закиева, А. Д. Шахиев, Е. Ю. Евлахова. — Текст : непосредственный // Инженерный вестник Дона. — 2019. — № 1(52). — С. 103.

38 Мкртычев, О. В. Расчет уникального высотного здания на землетрясения в нелинейной динамической постановке / О. В. Мкртычев, М. И. Андреев. — Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. — 2016. — № 6. — С. 25-33.

39 Сейсмостойкие многоэтажные здания с железобетонным каркасом / Я. М. Айзенберг, Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин [и др.]. — Москва : Ассоциация строительных вузов, 2012. — 264 с. — Текст : непосредственный.

40 Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов [и др.]. — Москва : Высшая школа, 2002. — 528 с. — Текст : непосредственный.

41 Свитлик, И. В. Сейсмостойкость высотных зданий ствольно-подвесной системы в районах высокой сейсмической активности : специальность 2.1.1 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Свитлик Илья Владимирович ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2024. — 214 с. — Текст : непосредственный.

42 Лабудин, Б. В. Совершенствование клееных деревянных конструкций с пространственно-регулярной структурой : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Лабудин Борис Васильевич ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2007. — 310 с. — Текст : непосредственный.

Лабудин Б.В. Совершенствование клееных деревянных конструкций с пространственно-регулярной структурой. Дисс. док. техн. наук. Архангельск: АГТУ, 2007. 267 с.

43 Карельский, А. В. Технология изготовления составных деревянных конструкций с металлическими зубчатыми пластинами : специальность 05.21.05 «Древесиноведение, технология и оборудование деревопереработки» : диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук / Карельский Александр Викторович ; Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова. — Архангельск, 2015. — 138 с. — Текст : непосредственный.

44 Большаков, В. В. Развитие деревянных конструкций в СССР : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Большаков Владимир Владимирович ; М-во высш. и сред. спец. образования РСФСР. Моск. ордена Труд. Красного Знамени инж.-строит. ин-т им. В. В. Куйбышева. — Москва, 1960. — 54 с. — Текст : непосредственный.

45 Заполь, М. Ю. Деревянные конструкции в покрытиях больших пролетов / М. Ю. Заполь. — Текст : непосредственный // Деревянные конструкции в современном строительстве: материалы всесоюзного совещания в Иркутске. — Москва : изд. литературы по строительству, 1972. — С. 89-92.

46 Конструкции из дерева и пластмасс : Учеб. для студентов, обучающихся по специальности 290300 "Промышл. и гражд. стр-во" направления 653500 - "Стр-во" / Д. К. Арленинов, Ю. Н. Буслаев, В. П. Игнатьев [и др.]. — Москва : АСВ, 2002. — 276 с. — Текст : непосредственный.

47 Brock Commons Tallwood House construction overview. — Текст : электронный // The University of British Columbia : [сайт]. — URL: <https://livinglabs.ubc.ca/sites/default/files/2022-08/Construction%20Overview%20Case%20Study%20%5B2017%5D.pdf> (дата обращения: 29.05.2025).

48 Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений : учебник для строительных специальностей вузов / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лащеников, Н. Н. Шапошников. — Москва : Стройиздат, 1984. — 413 с. — Текст : непосредственный.

49 Немчинов, Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях / Ю. И. Немчинов. — Киев : Физматлит, 2008. — 480 с. — Текст : непосредственный.

50 Уздин, А. М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А. М. Уздин, Т. А. Сандович, С. А. Аль-Насер-Мохомад. — С. Петербург : ВНИИГ им. Б.Е. Веднеева, 1993. — 176 с. — Текст : непосредственный.

- 51 Куликов, А. Н. Расчет сооружений на сейсмические воздействия и ветровую нагрузку с пульсационной составляющей : учеб. пособие / А. Н. Куликов. — Волгоград : ВолгГАСУ, 2008. — 91 с. — Текст : непосредственный.
- 52 Рутман, Ю. Л. Динамика сооружений: сейсмостойкость, сейсмозащита, ветровые нагрузки: монография / Ю. Л. Рутман, Н. В. Островская. — СПб : СПбГАСУ, 2019. — 253 с. — Текст : непосредственный.
- 53 Bentley Tutorial manual 3D / Bentley. — PLAXIS 3D 2024.2. — : , 2024. — 185 с. — Текст : непосредственный.
- 54 Фролов, Д. Обзор возможностей Ansys Mechanical для решения инженерных задач / Д. Фролов. — Текст : непосредственный // Сапр и графика. — 2010. — № 11. — С. 46-49.
- 55 Симбиркин, В. Н. Учет указаний СП 14.13330.2018 при реализации расчета сооружений на сейсмические воздействия в программном комплексе STARK ES / В. Н. Симбиркин, Ю. В. Панасенко. — Текст : непосредственный // Вестник НИЦ «Строительство». — 2019. — № 21(2). — С. 103-113.
- 56 CAD master: журнал. – 2002. – № 5 (15). – 82 с.
- 57 Данилов, С. П. Использование программы Nastran при оценке сейсмических воздействий / С. П. Данилов. — Текст : электронный // Pandia : [сайт]. — URL: <https://pandia.ru/text/78/430/14947.php> (дата обращения: 29.05.2025).
- 58 Galan, S. Number of earthquakes with a magnitude of 5 and higher worldwide from 2000 to 2024 / S. Galan. — Текст : электронный // Statista : [сайт]. — URL: <https://www.statista.com/statistics/263105/development-of-the-number-of-earthquakes-worldwide-since-2000/> (дата обращения: 29.05.2025).
- 59 Землетрясение в Турции и Сирии (2023). — Текст : электронный // Википедия : [сайт]. — URL: [https://ru.wikipedia.org/wiki/Землетрясение_в_Турции_и_Сирии_\(2023\)](https://ru.wikipedia.org/wiki/Землетрясение_в_Турции_и_Сирии_(2023)) (дата обращения: 29.05.2025).
- 60 Масляев, А. В. Особенности возведения крупнопанельных зданий в сейсмоопасных районах TARK ES / А. В. Масляев. — Текст : непосредственный // Жилищное строительство. — 2016. — № 3. — С. 64.

61 Белаш, Т. А. Сейсмостойкие конструкции крупнопанельных зданий / Т. А. Белаш, Д. В. Зенченко. — Текст : непосредственный // Academia. Архитектура и строительство. — 2019. — № 3. — С. 130-137.

62 Об учете демпфирования. — Текст : электронный // SCAD Office help : [сайт]. — URL: https://scadsoft.com/help/SCAD/Theory/ru/Theory1049_rtf/damping_accounting.htm (дата обращения: 29.05.2025).

63 SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++ / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, А. А. Маляренко [и др.]. — Москва : СКАД СОФТ, 2015. — 848 с. — Текст : непосредственный.

64 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings : европейский стандарт / European Committee for Standardization ; Brussels : CEN, 2004. — 231 с.

65 Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples / P. Bisch, E. Carvalho, H. Degee [и др.]. — Luxembourg : Publications Office of the European Union, 2012. — 515 с. — Текст : непосредственный.

66 Behera, B. Geogrid reinforced brick buildings for earthquake disaster mitigations / B. Behera, R. P. Nanda. — Текст : непосредственный // Case Studies in Construction Materials. — 2022. — № 16. — С. 1-13.

67 Hafner, I. Review of Methods for Seismic Strengthening of Masonry Piers and Walls / I. Hafner, T. Kišiček, M. Gams. — Текст : непосредственный // Buildings. — 2023. — № 13. — С. 1-15.

68 Nayak, S. Improving Seismic Performance of Masonry Structures with Openings by Polypropylene Bands and L-Shaped Reinforcing Bars / S. Nayak, S. C. Dutta. — Текст : непосредственный // Journal of Performance of Constructed Facilities. — 2015. — № 30(2). — С. 1-12.

69 Jagadish, K. Improving Seismic Resistance of Masonry Building Using Containment Reinforcement_KSJ_KSN_SR / K. Jagadish. — Текст : непосредственный // Journal of Structural Engineering. — 2008. — № 34(6). — С. 1-27.

70 Nayak, S. Failure of masonry structures in earthquake: A few simple cost effective techniques as possible solutions / S. Nayak, S. C. Dutta. — Текст : непосредственный // Engineering Structures. — 2016. — № 106. — С. 53-67.

71 Analysis of Unreinforced Masonry Concrete Walls Strengthened with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars / T. Li, N. Galati, J. G. Tumialan, A. Nanni. — Текст : непосредственный // ACI Structural Journal. — 2005. — № 102(4). — С. 569-577.

72 Arya, A. S. Simple Retrofitting Details for Improving Earthquake Resistance of Brick Masonry Buildings in NCT of Delhi and the NCR / A. S. Arya. — Текст : электронный // Humanitarian Library : [сайт]. — URL: <https://www.humanitarianlibrary.org/resource/simple-retrofitting-details-improving-earthquake-resistance-brick-masonry-buildings-nct-0> (дата обращения: 29.05.2025).

73 In-plane shear behaviour by diagonal compression testing of brick masonry walls strengthened with basalt and steel textile reinforced mortars / L. Garcia-Ramondaa, L. Pela, P. Roca, G. Camata. — Текст : непосредственный // Construction and Building Materials. — 2020. — № 240. — С. 1-43.

74 Mahmood, H. Diagonal compression testing of FRP-retrofitted unreinforced clay brick masonry wallettes / H. Mahmood, J. M. Ingham. — Текст : непосредственный // Journal of Composites for Construction. — 2011. — № 15(5). — С. 810-820.

75 In-plane behaviour of clay brick masonry wallettes retrofitted with single-sided fabric-reinforced cementitious matrix and deep mounted carbon fibre strips / Ö. S. Türkmen, T. De B, S. Wijte, A. Vermeltoort. — Текст : непосредственный // Bulletin of Earthquake Engineering. — 2020. — № 18. — С. 1-41.

76 Triantafillou, T. Strengthening of Masonry Structures Using Epoxy-Bonded FRP Laminates / T. Triantafillou. — Текст : непосредственный // Journal of Composites for Construction. — 1998. — № 2. — С. 1-10.

77 Rodriguez, M. Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance / M. Rodriguez, R. Park. — Текст : непосредственный // Earthquake Spectra. — 1991. — № 3. — С. 439-459.

78 A new method for strengthening of precast industrial structures / H. Kaplan, S. Yilmaz, C. Nihat [и др.]. — Текст : непосредственный // Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi. — 2009. — № 24(4). — С. 659-665.

79 Developing retrofit solutions for the residential building stocks in Istanbul / H. Sucuoglu, R. Jury, A. Ozmen [и др.]. — Текст : непосредственный // Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. — San Francisco : , 2006. — С. 1-12.

80 Kanellopoulos, A. P. Earthquake resistant design and strengthening of reinforced concrete buildings / A. P. Kanellopoulos. — Cubus : Ellinoelvetiki pliroforikis LTD, 2007. — 296 с. — Текст : непосредственный.

81 Masri, A. Seismic Design and Testing of an RC Slab-Column Frame Strengthened by Steel Bracing / A. Masri. — Текст : непосредственный // Earthquake Spectra. — 1996. — № 12(4). — С. 645-666.

82 Kalliontzis, D. Seismic behavior of unbonded post-tensioned precast concrete members with thin rubber layers at the jointed connection / D. Kalliontzis, S. Sritharan. — Текст : непосредственный // PCI Journal. — 2021. — № 66(1). — С. 60-76.

83 Experimental program on design and application of external retrofit walls for low ductility RC frames / S. Yılmaz, Y. S. Tama, H. Kaplan [и др.]. — Текст : непосредственный // Conference: 4th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering. — Italy : Isprira, 2011. — С. 1-10.

84 Park, R. Improving the Resistance of Structures to Earthquakes / R. Park. — Текст : непосредственный // Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. — 2001. — № 34(1). — С. 1-39.

85 Seismic strengthening of RC structures with exterior shear walls / H. Kaplan, S. Yılmaz, N. Cetinkaya, E. Atimtay. — Текст : непосредственный // Sadhana. — 2011. — № 36(1). — С. 17-34.

86 Kurama, Y. C. Simplified Seismic Design Approach for Friction-Damped Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls / Y. C. Kurama. — Текст : непосредственный // ACI Structural Journal. — 2001. — № 98(5). — С. 705-716.

87 Hamed, S. H. Seismic Performance Improvement of Bundled Tube Systems in Reinforced Concrete Tall Buildings with Tuned Liquid Column Dampers / S. H. Hamed. — Текст : электронный // ResearchGate : [сайт]. — URL: https://www.researchgate.net/publication/347911478_Seismic_Performance_Improvement_of_Bundled_Tube_Systems_in_Reinforced_Concrete_Tall_Buildings_with_Tuned_Liquid_Column_Dampers (дата обращения: 29.05.2025).

88 Kaplan, H. Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Buildings / H. Kaplan, S. Yılmaz. — Текст : непосредственный // Earthquake-Resistant Structures - Design, Assessment and Rehabilitation. — : IntechOpen, 2012. — С. 407-428.

89 Dynamic behavior of rocking and hybrid cantilever walls in a precast concrete building / A. Belleri, M. J. Schoettler, J. I. Restrepo, R. B. Fleischman. — Текст : непосредственный // ACI Structural Journal. — 2014. — № 111(3). — С. 661-671.

90 Earthquake-resistant reinforced concrete building construction. Proceedings of a Workshop Held at The University of California Berkeley. — California : Berkley, 1977. — 132 с. — Текст : непосредственный.

91 Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building / M. J. Priestley, S. Sritharan, R. Conley, S. Pampanin. — Текст : непосредственный // PCI Journal. — 1999. — № 11. — С. 42-67.

92 Design of earthquake-resistant buildings by using reinforced concrete or steel flexible corner joints / R. A. Waheeb. — Текст : электронный // Researchgate : [сайт]. — URL: https://www.researchgate.net/publication/369863323_Design_of_earthquake-resistant_buildings_by_using_reinforced_concrete_or_steel_flexible_corner_joints (дата обращения: 29.05.2025).

93 Kyrkos, M. T. Improved earthquake resistant design of torsionally stiff asymmetric steel buildings / M. T. Kyrkos, S. A. Anagnostopoulos. — Текст : непосредственный // Earthquakes and Structures. — 2011. — № 2. — С. 127-147.

94 Earthquake Resistant Steel Structures. ArcelorMittal Europe - Long Products Sections and Merchant Bars. — Luxembourg : ArcelorMittal, 2017. — 128 с. — Текст : непосредственный.

95 Nazarimofrad, E. Seismic performance of steel braced frames with self-centering buckling-restrained brace utilizing superelastic shape memory alloys / E. Nazarimofrad, A. Shokrgozar. — Текст : непосредственный // The Structural Design of Tall and Special Buildings. — 2019. — № 28(2). — С. 1-11.

96 Vibration-Reduction Strategy for High-Rise Braced Frame Using Viscoelastic-Yielding Compounded BRB / X. Zhou, T. Sun, B. Sun [и др.]. — Текст : непосредственный // MDPI Buildings. — 2022. — № 12(8). — С. 1-23.

97 Enhancing the Seismic Resilience of Steel Moment Resisting Frame with a New Precast Self-Centering Rocking Shear Wall System / Z. Zhai, W. Guo, Y. Liu [и др.]. — Текст : непосредственный // MDPI Buildings. — 2022. — № 12(11). — С. 1-22.

98 Kalliontzis, D. Unbonded Post-tensioned Precast Concrete Walls With Rocking Connections: Modeling Approaches and Impact Damping / D. Kalliontzis, M.

Nazari. — Текст : непосредственный // *Frontiers in Built Environment*. — 2021. — № 7. — С. 1-19.

99 A non-dimensional parametric approach for the design of PT tendons and mild steel dissipaters in precast rocking walls / V. Mpampatsikos, A. Belleri, R. Nascimbene, M. E. Bressanelli. — Текст : непосредственный // *Engineering Structures*. — 2020. — № 212(6). — С. 1-37.

100 Khademi, M. Case studies on the seismic resilience of reinforced concrete shear wall buildings and steel dual concentrically braced buildings / M. Khademi, M. Tehranizadeh, A. Shirkhani. — Текст : непосредственный // *Structures*. — 2023. — № 58(10). — С. 45-51.

101 Azizov, T. Improved technique for the earthquake proof suspension building / T. Azizov, N. Jurkowska. — Текст : непосредственный // *Journal of Measurements in Engineering*. — 2018. — № 6(4). — С. 196-202.

102 Kontoni, N. Enhancing the earthquake resistance of RC and steel high-rise buildings by bracings, shear walls and TMDs considering SSI / N. Kontoni, A. A. Farghaly. — Текст : непосредственный // *Journal of Civil Engineering*. — 2023. — № 24(7). — С. 1-14.

103 Сейсмостойкость зданий и сооружений : Учебное пособие для студентов специальностей 270102 "Промышленное и гражданское строительство" и и 270105 "Городское строительство и хозяйство". — Ангарск : Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Ангарская государственная техническая академия», 2009. — 107 с. — Текст : непосредственный.

104 Саркисов, Д. Ю. Сейсмостойкость зданий и сооружений: учебное пособие / Д. Ю. Саркисов. — Томск : Изд-во Том. гос. архит.-строит. ун-та, 2021. — 364 с. — Текст : непосредственный.

105 Немчинов, Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях / Ю. И. Немчинов. — Киев : Академия Инженерных Наук, 2008. — 480 с. — Текст : непосредственный.

106 Нестерова,, О. П. Подбор параметров и оценка эффективности динамических гасителей колебаний (ДГК) сильно демпфированных систем : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание

ученой степени кандидата технических наук / Нестерова, Ольга Павловна ; С.-Петербург. гос. архитектур.-строит. ун-т. — Санкт-Петербург, 2019. — 140 с. — Текст : непосредственный.

107 Пособие по проектированию зданий с системами сейсмоизоляции и системами динамического регулирования сейсмической реакции. Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве» / А. А. Бубис, Л. Н. Смирнова, И. Р. Гизятуллин, Б. В. Гусев. — Москва : НИЦ Строительство, 2020. — 105 с. — Текст : непосредственный.

108 Проект нормативного документа: Здания сейсмостойкие и сейсмоизолированные. Правила проектирования : проект / Министерство регионального развития Российской Федерации. — Москва, 2013. — Текст : непосредственный.

109 Белаш, Т. А. Использование сейсмоизоляции под комплексами рядом стоящих зданий / Т. А. Белаш, А. В. Астафьева. — Текст : непосредственный // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2019. — № 3. — С. 17-21.

110 Харланов, В. Л. Основы сейсмостойкого строительства: учебное пособие / В. Л. Харланов. — Волгоград : ВолгГАСУ, 2016. — 145 с. — Текст : непосредственный.

111 Абакаров, А. Д. Системы специальной сейсмозащиты зданий и сооружений. Учебное пособие для студентов бакалавриата направлений подготовки 08.03.01 «Строительство», 07.03.01 «Архитектура» и специальности 08.05.01 «Уникальные здания и сооружения» / А. Д. Абакаров, Х. М. Омаров, Р. Г. Гасанов. — Махачкала. — Махачкала : ДГТУ, 2020. — 132 с. — Текст : непосредственный.

112 Магомедов, Р. М. Сейсмостойкое строительство. Учебное пособие для студентов направления подготовки 08.03..01 Строительство - профиля "Промышленное и гражданское строительство" / Р. М. Магомедов, Д. А. Айламматова. — Махачкала : ДГУНХ, 2019. — 110 с. — Текст : непосредственный.

113 Айзенберг, Я. М. Сейсmobезопасность сооружений и поселений. Инновационные решения. / Я. М. Айзенберг, В. И. Смирнов. — Текст : непосредственный // Градостроительство. — 2013. — № 1(23). — С. 57-64.

114 Островская, Н. В. Метод расчета и оптимизации параметров пластических демпферов в системах сейсмоизоляции : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Островская Надежда Владимировна ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2016. — 127 с. — Текст : непосредственный.

115 Никонова, Н. В. Развитие методов расчета и математических моделей сейсмозащитных устройств и сейсмического воздействия для оценки сейсмостойкости зданий и сооружений : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Никонова Наталия Вячеславовна ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2017. — 162 с. — Текст : непосредственный.

116 Чылбак, А. А. Расчет и рациональное проектирование сейсмоизоляции существующих и строящихся зданий : в условиях Республики Тыва : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Чылбак Алдынай Александровна ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2009. — 143 с. — Текст : непосредственный.

117 Давыдова, Г. В. Статистический метод расчета систем сейсмоизоляции зданий и сооружений : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Давыдова Галина Вячеславовна ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2010. — 157 с. — Текст : непосредственный.

118 Бондарев, Д. Е. Метод расчёта сейсмоизолированных зданий на ротационные воздействия, вызванные землетрясением : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Бондарев Дмитрий Евгеньевич ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2019. — 202 с. — Текст : непосредственный.

119 Прокопович, С. В. Моделирование воздействий для оценки сейсмостойкости сооружений : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Прокопович Сергей Владимирович ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2021. — 137 с. — Текст : непосредственный.

120 Талантов, И. С. Спектрально-численный метод динамического расчета физически нелинейных стержневых систем с выключающимися элементами : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Талантов Иван Сергеевич ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2016. — 162 с. — Текст : непосредственный.

121 Шивуа, А. Д. Энергетический метод расчета сейсмостойкости зданий и сооружений : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Шивуа Аондовасе Джон ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2016. — 118 с. — Текст : непосредственный.

122 Иванов, А. Ю. Оптимизация сейсмостойких конструктивных решений : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Иванов Андрей Юрьевич ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет — Санкт-Петербург, 2020. — 175 с. — Текст : непосредственный.

123 Яковлев, А. Д. Сейсмостойкость зданий и сооружений в цунамиопасных районах : специальность 2.1.1. «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Яковлев Антон Дмитриевич ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2021. — 175 с. — Текст : непосредственный.

124 Травин, С. М. Сейсмостойкость эксплуатируемых строительных конструкций отдельно стоящих хранилищ отработавшего ядерного топлива : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Травин,

Сергей Михайлович ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2021. — 153 с. — Текст : непосредственный.

125 Альдреби, З. А. Повышение сейсмостойкости архитектурных памятников Сирии с учетом повреждений, полученных в результате военных действий : специальность 2.1.1. «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Альдреби Зиад Ахмад ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2022. — 204 с. — Текст : непосредственный.

126 Смирнов, А. А. Особенности расчета зданий сложной макроструктуры на ветровые и сейсмические нагрузки и их рациональное проектирование : диссертация ... кандидата технических наук : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Смирнов Антон Александрович ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2008. — 167 с. — Текст : непосредственный.

127 Сахаров, О. А. Обоснование уровня расчетного сейсмического воздействия при оценке сейсмостойкости зданий и сооружений, эксплуатируемых в особых условиях : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Сахаров Олег Александрович ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2011. — 208 с. — Текст : непосредственный.

128 Симборт, С. Э. Определение коэффициента редукции с учетом динамических характеристик сейсмических воздействий : специальность 05.23.17 «Строительная механика» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Симборт Себальос Энрике Херардо ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. — Санкт-Петербург, 2012. — 168 с. — Текст : непосредственный.

129 Белаш, Т. А. Исследование влияния рядом стоящих зданий с различными конструктивными схемами на их сейсмостойкость. Общетеchnические

задачи и пути их решения / Т. А. Белаш. — Текст : непосредственный // Proceedings of Petersburg Transport University. — 2015. — № 3. — С. 112-118.

130 Белаш, Т. А. Деревянные конструкции в сейсмостойком строительстве зданий и сооружений : (отечественный и зарубежный опыт) / Т. А. Белаш, Ж. В. Иванова. — Текст : непосредственный // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2015. — № 3. — С. 57-60.

131 Белаш, Т. А. Деревянные здания каркасного типа с эффективными конструкциями узловых соединений для сейсмически активных районов / Т. А. Белаш, Ж. В. Иванова. — Текст : непосредственный // Инженерно-строительный журнал. — 2019. — № 8(92). — С. 84-95.

132 Белаш, Т. А. Об использовании мелкосборных деревянных элементов в сейсмостойком строительстве / Т. А. Белаш. — Текст : непосредственный // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2022. — № 3. — С. 55-62.

133 Contribution of Plasterboard Finishes to Structural Performance of Multi-storey Light Wood Frame Buildings / A. Asizla, Y. H. Chui, G. Doudak [и др.]. — Текст : непосредственный // Procedia Engineering. — 2011. — № 14. — С. 1572-1581.

134 Giuriani, E. Wooden Roof Box Structure for the Anti-Seismic Strengthening of Historic Buildings / E. Giuriani, A. Marini. — Текст : непосредственный // International Journal of Architectural Heritage. — 2008. — № 2(3). — С. 226-246.

135 Light Steel-Timber Frame with Composite and Plaster Bracing Panels / R. Scotta, D. Trutalli, L. Fiorin [и др.]. — Текст : непосредственный // MDPI Materials. — 2015. — № 8(11). — С. 54-70.

136 Cyclical behavior of timber mortise-tenon joints strengthened with shape memory alloy: experiments and moment-rotation model / Q. Xie, L. Zhang, W. Zhou [и др.]. — Текст : непосредственный // International Journal of Architectural Heritage. — 2018. — № 13(4). — С. 1-14.

137 Construction time and cost for post-tensioned timber buildings / T. Smith, M. Fragiaco, S. Pampanin, A. H. Buchanan. — Текст : непосредственный // Construction Materials 162(4):141-149. — 2009. — № 162. — С. 141-149.

138 A Dissipative Connector for CLT Buildings: Concept, Design and Testing / R. Scotta, L. Marchi, D. Trutalli, L. Pozza. — Текст : непосредственный // MDPI Materials. — 2016. — № 9(3). — С. 139-156.

139 Иванов, В. А. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко. — Киев : Вища Инжутов, И. С. Конструкции из дерева и пластмасс / И. С. Инжутов, В. И. Жаданов, И. П. Пинайкин. — Оренбург : ИПК ГОУ ОГУ, 2009. — 292 с. — Текст : непосредственный.школа. Головное изд-во, 1983. — 279 с. — Текст : непосредственный.

140 Инжутов, И. С. Конструкции из дерева и пластмасс / И. С. Инжутов, В. И. Жаданов, И. П. Пинайкин. — Оренбург : ИПК ГОУ ОГУ, 2009. — 292 с. — Текст : непосредственный.

141 Карлсен, Г. Г. Деревянные конструкции / Г. Г. Карлсен. — 3-е изд. — Москва : Госстройиздат, 1961. — 643 с. — Текст : непосредственный.

142 Хрулев, В. М. Долговечность клееной древесины / В. М. Хрулев. — Москва : Стройиздат, 1957. — 240 с. — Текст : непосредственный.

143 Губенко, А. Б. Клееные деревянные конструкции в строительстве / А. Б. Губенко. — Москва : Госстройиздат, 1957. — 240 с. — Текст : непосредственный.

144 Цепяев О кратковременном и длительном модуле упругости древесины хвойных пород / Цепяев, А. В. — Текст : непосредственный // Актуальные проблемы строи-тельного и дорожного комплексов: Материалы междунар. науч. практич. конф. Ч. 2. — Йошка-Ола : , 2004. — С. 87-94.

145 ГОСТ 33124-2014. Брус многослойный клееный из шпона : межгосударственный стандарт : введен 2015-07-01. — М. : Стандартиформ, 2015. — 15 с.

146 ГОСТ 32567-2013. Плиты древесные с ориентированной стружкой. Технические условия : межгосударственный стандарт : введен 2014-07-01. — М. : Стандартиформ, 2013. — 21 с.

147 ГОСТ 10632-2014. Плиты древесно-стружечные. Технические условия : межгосударственный стандарт : введен 2015-07-01. — М. : Стандартиформ, 2014. — 28 с.

148 Buddhist Monuments in the Horyu-ji Area. — Текст : электронный // UNESCO : [сайт]. — URL: <https://whc.unesco.org/en/list/660> (дата обращения: 29.05.2025).

149 Shatzman, N. Liao Architecture / N. Shatzman. — Гонолулу : University of Hawaii Press, 1997. — 528 с. — Текст : непосредственный.

150 Preserving history. Sustaining our future. — Текст : электронный // Butler Square : [сайт]. — URL: <https://www.butlersquare.com/the-building> (дата обращения: 29.05.2025).

151 Emmitt, S. Barry's Advanced Construction of Buildings / S. Emmitt, C. A. Gorse. — Third edition. — New York : John Wiley&Sons, Ltd, 2014. — 584 с. — Текст : непосредственный.

152 Lehmann, S. Sustainable Construction for Urban Infill Development Using Engineered Massive Wood Panel Systems / S. Lehmann. — Текст : непосредственный // MDPI Sustainability. — 2012. — № 4(10). — С. 2707-2742.

153 Bowyer, J. Modern Tall Wood Buildings: Opportunities for Innovation / J. Bowyer. — Текст : электронный // ResearchGate : [сайт]. — URL: https://www.researchgate.net/publication/312136949_Modern_Tall_Wood_Buildings_Opportunities_for_Innovation (дата обращения: 29.05.2025).

154 Durlinger, B. Life Cycle Assessment of a cross laminated timber building / B. Durlinger, E. Crossin. — Australia : Forest and Wood Products, 2013. — 113 с. — Текст : непосредственный.

155 Tupenaite, L. Multiple criteria assessment of modern timber buildings Case Study / L. Tupenaite, L. Kanapeckiene. — Текст : непосредственный // Circular Economy in Wooden Construction. — 2022. — № 10. — С. 1-23.

156 Ilgin, H. E. Tall wooden buildings: potentials, benefits, challenges, and prospects / H. E. Ilgin, M. Karjalainen. — Текст : непосредственный // PUUSTA FROM WOOD. — 2022. — № 3. — С. 58-65.

157 Green, M. Tall Wood Buildings: Design, Construction and Performance / M. Green, J. Taggart. — Berlin : Production Katja Jaeger, 2017. — 176 с. — Текст : непосредственный.

158 T3 Becomes the First Modern Tall Wood Building in the U.S. Blaine Brownell. — Текст : электронный // Architect : [сайт]. — URL:

https://www.architectmagazine.com/technology/t3-becomes-the-first-modern-tall-wood-building-in-the-u-s_o (дата обращения: 29.05.2025).

159 The Peter Hall Performing Arts Centre, The Perse School. — Текст : электронный // Charcoalblue : [сайт]. — URL: <https://www.charcoalblue.com/projects/the-peter-hall-performing-arts-centre-the-perse-school> (дата обращения: 29.05.2025).

160 Pelgulinna State Secondary School. — Текст : электронный // Arch daily : [сайт]. — URL: <https://www.archdaily.com/1021260/pelgulinna-state-secondary-school-arhitekt-must> (дата обращения: 05.09.2025).

161 Вешняков, А. В. Повышение эксплуатационной надежности и снижение материалоемкости деревянных пространственных конструкций : специальность 11.00.11 «Охрана окружающей среды и рациональное использование природных ресурсов» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Вешняков Александр Викторович ; Архангельский государственный технический университет. — Архангельск, 1999. — 188 с. — Текст : непосредственный.

162 Многоквартирный жилой дом. — Текст : электронный // CLT Development : [сайт]. — URL: <https://CLTdevelopment.ru/catalog/mnogokvartirnyi-dom-CLT-baikalsk> (дата обращения: 29.05.2025).

163 Ruocco, G. Timber Buildings Deconstruction as a Design Solution toward Near Zero CO₂e Emissions / G. Ruocco, R. Melella. — Текст : непосредственный // MDPI Buildings. — 2023. — № 13(1). — С. 1-24.

164 On the possibility of using timber structures in the construction of high-rise buildings in seismic areas / A. Chernykh, T. Belash, V. Tsyganovkin, A. Kovalevskiy. — Текст : непосредственный // Architecture and Engineering. — 2023. — № 8. — С. 60-70.

165 Belash, T. A. Timber frame buildings with efficient junction designs for earthquake-prone areas / T. A. Belash, V. I. Zh. — Текст : непосредственный // Magazine of Civil Engineering. — 2019. — № 8(92). — С. 84-95.

166 Иванов, В. Ф. Деревянные конструкции / В. Ф. Иванов. — Ленинград : гос.изд. литературы по строительству и архитектуры, 1956. — 317 с. — Текст : непосредственный.

167 Калугин, А. В. Деревянные конструкции. Учебн. пособие (конспект лекций) / А. В. Калугин. — Москва : Издательство АСВ, 2003. — 224 с. — Текст : непосредственный.

168 Маклейн, Т. Проектирование деревянных ферм с соединениями на металлических коннекторных пластинах в США / Т. Маклейн. — Текст : непосредственный // Проектирование и изготовление деревянных конструкций с соединениями на металлических нагельных пластинах и нагельных группах: Сб. докл. к Междун. конф. 1-3 сент.. — Киров : , 1992. — С. 35-51.

169 Котлов, В. Г. Пространственные конструкции из деревянных ферм с узловыми соединениями на металлических зубчатых пластинах : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Котлов Виталий Геннадьевич ; Казанский инженерно-строительный институт. — Казань, 1992. — 214 с. — Текст : непосредственный.

170 Литце, Х. Использование нагельных пластин в строительстве в Европе / Х. Литце. — Текст : непосредственный // Проектирование и изготовление деревянных конструкций с соединениями на металлических нагельных пластинах и нагельных группах: Сб. докл. к Междун. конф. 1-3 сент.. — Киров : , 1992. — С. 52-63.

171 Ветрюк, И. М. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для вузов по специальности "Пром. и гражд. стр-во" / И. М. Ветрюк. — 2-е изд. — Минск : Вышэйш. шк., 1973. — 333 с. — Текст : непосредственный.

172 Попов, Е. В. Совершенствование конструкции и технологии изготовления древокомпозитных плитно-ребристых изделий для домостроения : специальность 05.21.05 «Древесиноведение, технология и оборудование деревопереработки» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Попов Егор Вячеславович ; Северный (Арктический) федеральный университет им. М.В. Ломоносова. — Архангельск, 2016. — 175 с. — Текст : непосредственный.

173 Орлов, А. О. Совершенствование узловых соединений элементов деревянных конструкций : специальность 05.21.05 «Древесиноведение, технология и оборудование деревопереработки» : диссертация на соискание ученой степени

кандидата технических наук / Орлов Александр Олегович ; Северный (Арктический) федеральный университет им. М.В. Ломоносова. — Архангельск, 2019. — 137 с. — Текст : непосредственный.

174 Расчёт сжато-изогнутых составных деревянных стоек с нелинейно-податливыми связями сдвига / Е. В. Попов, Д. В. Гетман, Б. В. Лабудин [и др.]. — Текст : непосредственный // Вестник Поволжского государственного технологического университета. — 2022. — № 21. — С. 55-70.

175 Bhat, J. A. Buckling behavior of cross lami-nated poplar timber columns using various perfor-mance improvement techniques / J. A. Bhat. — Текст : непосредственный // Materials Today: Proceedings. — 2021. — № 44. — С. 2792-2796.

176 Расчет составных изгибаемых деревянных элементов по деформациям с учетом нелинейной работы связей сдвига / Е. В. Попов, В. В. Сопилов, Б. В. Лабудин [и др.]. — Текст : непосредственный // Строительная механика и расчет сооружений. — 2022. — № 4. — С. 36-42.

177 ГОСТ Р 58558-2019. Конструкции деревянные. Вклеенные стержни : национальный стандарт Российской Федерации / Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии. — М. : Стандартинформ, 2020. — 16 с. — (Серия стандартов по строительству). — Текст : непосредственный. — Введ. 2020-03-01.

178 Лукьянов, Е. И. Прочность и деформативность вклеенных анкеров в соединениях деревянных конструкций : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Лукьянов Евгений Иванович ; ЦНИИСК им. Кучеренко. — Москва, 1992. — 260 с. — Текст : непосредственный.

179 Руднев, И. В. Узловые соединения деревянных элементов на вклеенных стальных пластинах : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Руднев Игорь Владимирович ; Пенз. гос. ун-т архитектуры и стр-ва. — Оренбург, 2015. — 176 с. — Текст : непосредственный.

180 Узловое соединение стержней деревянных несущих конструкций : пат. SU1807185A1 / Лабудин Б.В., Попов В.Д., Яковлев В.В., Вешняков А.В. ; опубл. 1993-04-07, МПК E04B 1/38.

181 Соединения элементов деревянных конструкций на шпонках и шайбах / В. И. Римшин, Б. В. Лабудин, В. И. Мелехов [и др.]. — Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. — 2016. — № 9. — С. 35-50.

182 Арискин, Максим Васильевич. Совершенствование клеиметаллических соединений деревянных конструкций с применением стальных шайб : диссертация ... кандидата технических наук : 05.23.01 / Арискин Максим Васильевич; [Место защиты: Пенз. гос. ун-т архитектуры и стр-ва]. - Пенза, 2011. - 190 с. : ил.

183 Ишмаева, Д. Д. Жёсткие узловые соединения на клеенных стальных шайбах в балочных структурах из клеёных деревянных элементов : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Ишмаева Дарья Дмитриевна ; Пенз. гос. ун-т архитектуры и стр-ва. — Пенза, 2014. — 171 с. — Текст : непосредственный.

184 Вклеенные кольцевые шпонки в соединениях деревянных конструкций / В. М. Вдовин, В. Н. Карпов, М. С. Галахов [и др.]. — Пенза : Изд-во ПГУАС, 2011. — 171 с. — Текст : непосредственный.

185 Шмидт, А. Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры : Учеб. пособие для студентов вузов, обучающихся по направлению "Строительство" / А. Б. Шмидт, П. А. Дмитриев. — Москва : Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2002. — 291 с. — Текст : непосредственный.

186 Михайленко, О. А. Работа узловых сопряжений деревянных конструкций при передаче усилий на торцы клееных элементов : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Михайленко Олег Анатольевич ; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т.. — Новосибирск, 2005. — 183 с. — Текст : непосредственный.

187 Барков, М. С. Совершенствование узловых сопряжений деревянных элементов через упоры переменной жесткости для большепролетных ферм : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Барков Максим Сергеевич ; Том. гос. архитектур.-строит. ун-т. — Красноярск, 2013. — 212 с. — Текст : непосредственный.

188 Karsh, E. Modern timber connections / E. Karsh. — Текст : электронный // Structure : [сайт]. — URL: <https://www.structuremag.org/article/modern-timber-connections/> (дата обращения: 29.05.2025).

189 Timber construction work. — Текст : электронный // SFS : [сайт]. — URL: <https://uk.sfs.com/products/timber-work> (дата обращения: 29.05.2025).

190 Лукин, М. В. К вопросу повышения надежности несущих армированных деревянных конструкций / М. В. Лукин, С. И. Рощина, В. А. Репин. — Текст : непосредственный // еревообрабатывающая промышленность. — 2008. — № 4. — С. 58-59.

191 Турковский, С. Б. Результаты натурных обследований деревянных клееных конструкций / С. Б. Турковский, Ю. А. Варфоломеев. — Текст : непосредственный // Промышленное строительство. — 1984. — № 6. — С. 19-20.

192 Blasß, H. J. Screws with continuous threads in timber connections / H. J. Blasß, I. Wejtka. — Текст : непосредственный // Proceedings PRO 22, Joints in timber structures. — Stuttgart : , 2001. — С. 193-202.

193 Чернова, Т. П. Совершенствование конструкции и технологии сопряжения CLT-панелей с деревоклееными элементами : специальность 05.21.05 «Древесиноведение, технология и оборудование деревопереработки» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Чернова Татьяна Павловна ; Северный (Арктический) федеральный университет им. М.В. Ломоносова. — Архангельск, 2018. — 122 с. — Текст : непосредственный.

194 Чернова, Т. П. Способ соединения элементов составных деревянных конструкций : пат. 2764127 С1 Российская Федерация / Т. П. Чернова, В. В. Филиппов, Б. В. Лабудин, В. И. Мелехов ; Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Северный (Арктический) федеральный университет имени М. В. Ломоносова» // № 2021116300 ; заявл. 04.06.2021 ; опубл. 13.01.2022 ; МПК E04B 1/38.

195 Wood connectors. — Текст : электронный // Sherpa : [сайт]. — URL: <https://www.sherpa-connector.com/en/products/wood-connector/> (дата обращения: 29.05.2025).

196 Bathon, T. Holz-Beton-Verbundsysteme aus Holzbauteilen, Zwischenschichten und Betonbauteilen : пат. EP 1528171 B1 Германия / Т. Bathon // № EP 1528171 B1 ; опубли. 04.05.2005.

197 Effiziente Holz-Stahl-Klebeverbindungen / L. Bathon, O. Bletz-Mühldorfer, F. Diehl [и др.]. — Текст : непосредственный // Entwicklungen und Anwendung. — Holzbautag : Biel, 2011. — С. 1-15.

198 Simple, concealed and adjustable timber fastening system. — Текст : электронный // Timberlinx : [сайт]. — URL: <https://timberlinx.com/> (дата обращения: 29.05.2025).

199 Timber connections / D. Barber, A. Abu, A. Buchanan [и др.]. — Текст : непосредственный // Fire Safe Use of Wood in Buildings. — 2011. — № 15. — С. 277-316.

200 Igor, Gavric : специальность «» : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Igor Gavric ; University of Trieste. — Trieste, 2013. — 303 с. — Текст : непосредственный.

201 Karacabeyli, E. CLT Handbook: Cross-laminated timber, US Edition / E. Karacabeyli, B. Douglas. — Quebec : FPInnovations, 2013. — 572 с. — Текст : непосредственный.

202 Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels? / A. Ceccotti. — Текст : электронный // Academia : [сайт]. — URL: https://www.academia.edu/63131377/Which_seismic_behaviour_factor_for_multi_storey_buildings_made_of_cross_laminated_wooden_panels (дата обращения: 29.05.2025).

203 Ceccotti, A. Seismic behaviour of multistorey cross-laminated timber buildings / A. Ceccotti, C. Sandhaas, M. Yasumura. — Текст : непосредственный // Proceedings of the International Convention of Society of Wood Science and Technology and United Nations Economic Commission for Europe. — Geneva : Timber Committee, 2010. — С. 1-14.

204 SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building / A. Ceccotti, C. Sandhaas, M. Okabe [и др.]. — Текст : непосредственный // Earthquake engineering & Structural dynamics. — 2013. — № 10. — С. 2003-2021.

- 205 Rinaldin, G. Non-linear simulation of shaking-table tests on 3- and 7-storey X-Lam timber buildings / G. Rinaldin, M. Fragiaco. — Текст : непосредственный // Engineering Structures. — 2016. — № 113. — С. 133-148.
- 206 Franch, M. Italian high-tech building in japan to pass the last test / M. Franch. — Текст : непосредственный // Progettosofie. — : IVALSA, 2007. — С. 1-8.
- 207 SOFIE project - test results on the lateral resistance of cross-laminated wooden panels / A. Ceccotti, M. Follesa, M. Lauriola, C. Sandhaas. — Текст : непосредственный // First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. — Geneva : ECEE, 2006. — С. 1-10.
- 208 Ceccotti, A. Earthquake resistance of multi-storey massive timber buildings / A. Ceccotti, C. Sandhaas. — Текст : непосредственный // Forum Holzbau Beaune. — 2012. — № 12. — С. 1-12.
- 209 Gavric, I. Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures / I. Gavric, M. Fragiaco, A. Ceccotti. — Текст : непосредственный // Materials and Structures. — 2014. — № 10. — С. 1-17.
- 210 Ceccotti, A. Seismic performance of X-lam buildings: the Italian SOFIE project / A. Ceccotti, C. Sandhaas, M. Yasumura. — Текст : непосредственный // Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering. — : , 2010. — С. 1-10.
- 211 Design of a “mass-timber” building with different seismic bracing technologies / Fini, G., L. Pozza [и др.]. — Текст : непосредственный // Proceeding of the 17 th Italian Conference on Earthquake Engineering. — : ANIDIS XVII, 2017. — С. 1-10.
- 212 Popovsk, M. Lateral load resistance of cross-laminated wood panels / M. Popovsk, J. Schneider, M. Schweinsteiger. — Текст : непосредственный // WCTE 2010. — : , 2010. — С. 1-10.
- 213 Experimental investigation of massive wooden wall panel systems subjected to seismic excitation / B. Dujic, V. Hristovski, M. Stojmanovska, R. Zarnic. — Текст : непосредственный // First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. — : , 2006. — С. 1-10.

214 Sustersic, I. Influence of the connection behaviour on the seismic resistance of multi-storey crosslam buildings / I. Sustersic, M. Fragiaco, B. Dujic. — Текст : непосредственный // World conference on timber engineering. — : , 2012. — С. 1-9.

215 Sustersic, I. Seismic strengthening of existing URM and RC structures using Xlam timber panels / I. Sustersic, B. Dujic. — Текст : непосредственный // Conference: International conference on Earthquake Engineering. — : , 2013. — С. 1-8.

216 Fellin, M. Application of Cross-Laminated Timber furniture as Earthquake Shelter: A public domain release of the Lifeshell concept / M. Fellin, M. Polidori, A. Ceccotti. — Текст : непосредственный // Interdisciplinary perspectives on the built environment. — : , 2022. — С. 1-13.

217 Лехницкий, С. Н. Теория упругости анизотропного тела / С. Н. Лехницкий. — Изд. 2-е. — Москва : Главная редакция физико-математической литературы издательства «Наука», 1977. — 415 с. — Текст : непосредственный.

218 СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» : свод правил : актуализированная редакция СНиП II-25-80 : утверждён и введён в действие с 28.08.2017 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. — Москва : [б. и.], 2017. — 144 с.

219 ЖК «Соколики». — Текст : электронный // Segezha group : [сайт]. — URL: https://sg-dom.ru/realizovannye-proekty/?ELEMENT_ID=103 (дата обращения: 29.05.2025).

220 Многоквартирный жилой дом по ул. Советская в г. Соколе : рабочая документация. Архитектурно-строительные решения / ООО «Базис». — Москва, 2021. — 58 с.

221 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 : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Дмитриев Петр Андреевич ; Новосиб. инж.-строит. ин-т им. В. В. Куйбышева. — Новосибирск, 1975. — 529 с. — Текст : непосредственный.

222 Попов, Е. В. Экспериментальные исследования влияния жесткости связей на напряженно-деформированное состояние панелей на деревянном каркасе

/ Е. В. Попов, В. В. Филиппов. — Текст : непосредственный // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. — 2016. — № 1. — С. 111-117.

223 Лабудин, Б. В. Компьютерный расчет напряженно-деформированного состояния узлового соединения / Б. В. Лабудин, В. С. Морозов, А. О. Орлов. — Текст : непосредственный // Вестник Поволжского государственного университета. г. Йошкар-Ола. — 2019. — № 3(11). — С. 45-51.

224 Орлов, А. О. Исследование прочности и жесткости коннектора с клеем и нагелем / А. О. Орлов, Б. В. Лабудин, В. С. Морозов. — Текст : непосредственный // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. — 2019. — № 4. — С. 95-101.

225 Карельский, А. В. Испытание на сдвиг элементов деревянных конструкций, соединенных металлическими зубчатыми пластинами / А. В. Карельский, Б. В. Лабудин, В. И. Мелехов. — Текст : непосредственный // Строительство и реконструкция. — 2015. — № 1(57). — С. 11-16.

226 Русланова, А. В. Совершенствование конструкций и технологии изготовления деревокомпозитных панелей : специальность 05.21.05 «Древесиноведение, технология и оборудование деревопереработки» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Русланова Анастасия Владимировна ; Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова. — Архангельск, 2021. — 178 с. — Текст : непосредственный.

227 Стрекалкин, А. А. Разработка конструктивных и технологических решений узловых соединений элементов деревянных конструкций с модификацией локальных контактных зон : специальность 05.21.05 «Древесиноведение, технология и оборудование деревопереработки» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Стрекалкин Артем Андреевич ; Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова. — Архангельск, 2022. — 167 с. — Текст : непосредственный.

228 Дау, Т. Расчет строительных конструкций с помощью программы SCAD / Т. Дау, М. Жильулбе. — Москва : Российский университет дружбы народов (РУДН), 2019. — 32 с. — Текст : непосредственный.

229 ГОСТ 28984-2011. Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения : межгосударственный стандарт : введен 2013-01-01 // Стандартиформ. – Москва, 2013.

230 Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. — Киев : Изд-во. Сталь, 2002. — 600 с. — Текст : непосредственный.

231 Erdogan, D. Tall Timber Architecture: An Opportunity for Green Building as Mjøstårnet / D. Erdogan, H. Beges. — Текст : непосредственный // International Symposium of Architecture, Technology and Innovation ATI2021. — Izmir : , 2021. — С. 16-27.

232 Инженерный расчет ребристых древокомпозитных панелей с упругодеформируемыми связями / Е. В. Попов, Т. В. Тюрикова, Д. А. Поликарпов [и др.]. — Текст : непосредственный // Наука сегодня: теоретические и практические аспекты : материалы международной научно-практической конференции: в 2 частях, Вологда, 28 декабря 2016 года. — Вологда : ООО «Маркер», 2017. — С. 53-57.

233 Учет дефектов изготовления и монтажа при расчете крупноразмерных клефанерных плит / В. И. Жаданов, Д. А. Украинченко, И. С. Инжутов [и др.]. — Текст : непосредственный // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. — 2019. — № 4. — С. 59-68.

234 Ашкенази, Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов / Е. К. Ашкенази. — Москва : Лесная промышленность, 1978. — 224 с. — Текст : непосредственный.

235 Узловое комбинированное соединение древокомпозитных конструкций : пат. на полезную модель 229881 U1 Рос. Федерация : МПК E04B 1/38 / Е.В. Попов, Б.В. Лабудин, Д.А. Столыпин [и др.] ; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования “Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова” – № 2024114143 ; заявл. 24.05.2024 ; опубл. 31.10.2024.

236 Составной древокомпозитный элемент на когтевых шайбах : пат. на полезную модель 229553 U1 Рос. Федерация : МПК E04C 3/14, E04B 1/38 / Е.В. Попов, Б.В. Лабудин, Д.А. Столыпин и др. ; заявитель Федеральное государственное

автономное образовательное учреждение высшего образования “Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова” – № 2024114142 ; заявл. 24.05.2024 ; опубл. 11.10.2024.

237 Крепежный элемент для деревянных конструкций : пат. на полезную модель 231265 U1 Рос. Федерация : МПК E04B 1/38 / Е.В. Попов, Б.В. Лабудин, Д.А. Столыпин и др. ; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования “Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова” – заявл. 24.05.2024 ; опубл. 21.01.2025.

238 ГОСТ 380-2005. Сталь углеродистая обыкновенного качества : межгосударственный стандарт / М-во промышленности и торговли РФ. – Москва : Стандартиформ, 2007. – 12 с. – Текст : непосредственный.

239 ГОСТ 8486-86. Пиломатериалы хвойных пород : межгосударственный стандарт / М-во промышленности и торговли РФ. – Москва : Стандартиформ, 2018. – 16 с. – Текст : непосредственный.

240 Узловое пазогребневое соединение стен из CLT-панелей : патент на полезную модель № 231246 U1 Российская Федерация, МПК E04B 1/38 / Е.В. Попов, Б.В. Лабудин, Д.А. Столыпин [и др.] ; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова» – заявл. 24.05.2024 ; опубл. 20.01.2025.

241 Иванова, Ж. В. Исследование сейсмостойкости каркасных деревянных зданий с учетом нелинейно-упругих и диссипативных свойств материала элементов : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Иванова Жанна Васильевна ; Петерб. гос. ун-т путей сообщ. — Санкт-Петербург, 2000. — 219 с. — Текст : непосредственный.

242 Агапов, В. П. МКЭ в статике, динамике и устойчивости конструкций // Учебное пособие / В. П. Агапов. — Москва : Издательство АСВ, 2000. — 152 с. — Текст : непосредственный.

243 Ньюмарк, Н. Основы сейсмостойкого строительства / Н. Ньюмарк, Э. Розенблюэт. — Москва : Стройиздат, 1980. — 344 с. — Текст : непосредственный.

244 Бондаренко, В. М. Диссипация энергии при силовом деформировании конструкции как фактор повышения живучести сооружений / В. М. Бондаренко. — Текст : непосредственный // Строительная механика и расчет сооружений. — 2008. — № 4. — С. 78-81.

245 Победря, Б. Е. Диссипация энергии в теории вязкоупругости / Б. Е. Победря. — Текст : непосредственный // Вестник Московского университета. — 2003. — № 4. — С. 35-46.

246 Ларионов, Е. А. Устойчивость сжатого стержня с учетом диссипации энергии / Е. А. Ларионов. — Текст : непосредственный // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. — 2015. — № 4. — С. 48-57.

247 Бондаренко В.М., Рицин В.И. Диссипативная теория силового сопротивления железобетона // Москва: Студент, 2015. 110 с.

248 Деревянная балка составного сечения на наклонно вклеенных связях : пат. 2173376 С1 Рос. Федерации / Меркулов А.Т., Турковский С.Б., Гриллер А.А. – № 2000114469/03 ; заявл. 08.06.2000 ; опубли. 10.09.2001. – МПК E04C 3/14.

249 Комбинированная конструкция из CLT-панели и деревокомпозитных ребер : пат. 2756649 С1 Рос. Федерации / Чернова Т.П., Лабудин Б.В., Мелехов В.И. ; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Северный федеральный университет имени М.В. Ломоносова» – № 2021106832 ; заявл. 16.03.2021 ; опубли. 04.10.2021. – МПК E04C 2/10.

250 Masoudnia, R. New Zealand timber design society. Numerical Investigation of Effective Flange Width in the CLT-GLT Composite T-beams / R. Masoudnia. — Текст : электронный // Timber design : [сайт]. — URL: <https://www.timberdesign.org.nz/composites/numerical-investigation-of-effective-flange-width-in-the-clt-glt-composite-t-beams> (дата обращения: 29.05.2025).

251 Сейсмостойкий узел сопряжения CLT-панели с деревокомпозитной балкой перекрытия пространственного каркаса высотного здания : пат. 2833987 С1 Рос. Федерации / Чередниченко В.В., Лабудин Б.В., Карельский А.В., Попов Е.В. ; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова» – заявл. 03.06.2024 ; опубли. 03.02.2025. – МПК E04B 1/38.

252 СП 544.1325800.2025. Конструкции комбинированных каркасов с применением металла, древесины и железобетона. Правила проектирования : свод правил : издание официальное / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. – Москва, 2025. – 24 с. – Введ. 08.04.2025. – Текст : непосредственный.

253 ГОСТ 2590-2006. Прокат сортовой стальной горячекатаный круглый. Сортамент : межгосударственный стандарт : введен впервые : дата введения 2009-07-01. – Москва : Стандартиформ, 2006. – 12 с. – Текст : непосредственный.

254 ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций. — Москва : Стройиздат, 1980. — 40 с. — Текст : непосредственный.

255 Богданович, Н. И. Планирование эксперимента в примерах и расчетах [Текст] : учебное пособие для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки "Стандартизация, сертификация и метрология" по специальности "Стандартизация и сертификация" / Н. И. Богданович. — Архангельск : Северный (Арктический) федеральный ун-т. - Архангельск : Северный (Арктический) федеральный ун-т, 2010. — 126 с. — Текст : непосредственный.

256 Колмогоров, А. Н. Определение центра рассеивания и меры точности по ограниченному числу наблюдений / А. Н. Колмогоров. — Текст : непосредственный // Изв. АН СССР. Сер. матем.. — 1942. — № 6. — С. 3-32.

257 Neyman, J. L'estimation statistique traitce comme unprobleme classique de probabilite / J. Neyman. — Текст : непосредственный // Actualites scientifiques et Idustrielles. — 1938. — № 739. — С. 25-57.

258 Сейсмостойкий узел сопряжения плит перекрытия с деревоклееными элементами каркаса высотного здания: пат. 231345 U1 Рос. Федерации / Попов Е.В., Лабудин Б.В., Чередниченко В.В.; заявитель Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова» – заявл. 26.05.2025 ; опубл. 22.09.2025. – МПК E04C 2/10.

259 Сорокин, Е. С. Динамический расчёт несущих конструкций зданий / Е. С. Сорокин. — Москва : Госстройиздат, 1956. — 337 с. — Текст : непосредственный.

260 Соснин, А. В. К вопросу учёта диссипативных свойств многоэтажных железобетонных каркасных зданий массового строительства при оценке их сейсмостойкости / А. В. Соснин. — Текст : непосредственный // Современная наука и инновации. — 2017. — № 1(17). — С. 114-131.

261 Корчинский, И. Л. Сейсмостойкое строительство зданий / И. Л. Корчинский, Л. А. Бородин, А. Б. Гроссман. — Москва : Высшая школа, 1971. — 320 с. — Текст : непосредственный.

262 PEER Ground Motion Database. — Текст : электронный // PEER Center : [сайт]. — URL: <https://ngawest2.berkeley.edu> (дата обращения: 29.05.2025).



СВИДЕТЕЛЬСТВО О ПОВЕРКЕ СРЕДСТВА ИЗМЕРЕНИЙ

Федеральное бюджетное учреждение «Государственный региональный центр стандартизации,
метрологии и испытаний в Архангельской области и Ненецком автономном округе» (ФБУ

«Архангельский ЦСМ») RA.RU.311492

наименование аккредитованного в соответствии с законодательством Российской Федерации об аккредитации в национальной системе
аккредитации юридического лица или индивидуального предпринимателя, выполняющего поверку

СВИДЕТЕЛЬСТВО О ПОВЕРКЕ № C-БВ/19-05-2023/248280351

Действительно до 18.05.2024

Средство измерений	<u>Прессы гидравлические для испытания строительных материалов; П-125; 2897-72</u> <small>наименование и обозначение типа, модификация (при наличии) средства измерений, регистрационный номер в Федеральном информационном фонде по обеспечению единства измерений, присвоенный при утверждении типа</small>
заводской номер	<u>3398</u> <small>заводской (серийный) номер или буквенно-цифровое обозначение</small>
в составе	<u>-</u>
поверено	<u>в полном объеме</u> <small>наименование единиц, величин, диапазонов измерений, на которые поверено средство измерений или которые исключены из поверки</small>
в соответствии с	<u>ГОСТ 8.136-74*Пресса гидравлические. Методика поверки.*</u> <small>наименование или обозначение документа, на основании которого выполнена поверка</small>
с применением эталонов:	<u>Динамометр электронный переносной, АЦД/1С-2/4И-1</u> <small>регистрационные номера эталонов и (или) наименования и обозначения типов стандартных образцов и (или) средств измерений, заводские номера, обязательные требования к эталонам</small>
при следующих значениях влияющих факторов:	<u>температура окружающего воздуха 21 °С, относительная влажность воздуха 48 %</u> <small>перечень влияющих факторов, при которых проводилась поверка, с указанием их значений</small>
и на основании результатов периодической поверки признано пригодным к применению.	
Постоянный адрес записи сведений о результатах поверки в ФИФ:	<u>https://fgis.gost.ru/fundmetrology/cm/results/248280351</u>
Номер записи сведений о результатах поверки в ФИФ ОЕИ:	<u>248280351</u>
Поверитель	<u>Кривошеин Максим Анатольевич</u> <small>фамилия, инициалы</small>
Знак поверки:	



Начальник отдела
метрологии
должность руководителя или
другого уполномоченного лица

Подпись
подпись

Агапудов Алексей Васильевич
фамилия, инициалы

Дата поверки 19.05.2023

Рисунок 1 – Свидетельство о поверке пресса гидравлического для испытаний строительных материалов – П125



СЕВМАШ

Акционерное общество «Производственное объединение
«Северное машиностроительное предприятие»

164500, Архангельская обл., г. Северодвинск, Архангельское шоссе, д. 58
телефон: +7 (8184) 50-47-17, факс: +7 (8184) 58-02-19, телекс: 276183 GROUM RU, эл. почта: svpr@sevmasht.ru, для телеграмм: «Гранит»

СЕРТИФИКАТ О КАЛИБРОВКЕ № 087474

Дата выдачи «15» января 2025 г. Страница 1 из 2

Средство измерений Силовоспроизводящая машина Servotest-232,
(наименование, тип)
заводской номер 264

принадлежащее АО «ПО «Севмаш», цех № 8(15)
(подразделение общества (наименование юридического (физического) лица)*

Методика калибровки _____
(наименование, номер, кем утверждена)
25.04-0.03.204-2014 "Машины универсальные испытательные. Методика калибровки"

ОТКАЛИБРОВАНО

Действительные значения метрологических характеристик, условия проведения калибровки, неопределенность* (погрешность) оценки метрологических характеристик и сведения об используемых при калибровке эталонах единиц величин приведены на обороте Сертификата о калибровке.

Приложения* к Сертификату о калибровке (протоколы, градуировочные таблицы, отчеты – указывают количество страниц) _____

Начальник ЛТФХИ НИТИЦ

(должность, руководителя и наименование
подразделения метрологической службы
АО «ПО «Севмаш»)

(личная подпись)

Е.В. Кузовлев

(инициалы, фамилия)

Калибровку выполнил

Инж. по метрол. ЛТФХИ НИТИЦ

(должность, работника и наименование
подразделения метрологической службы
АО «ПО «Севмаш»)

(личная подпись)

А.А. Соснин

(инициалы, фамилия)

Отгиск калибровочного клейма



Дата проведения калибровки «15» января 2025 г.

Сертификат о калибровке не может быть воспроизведен полностью или частично без письменного разрешения заместителя начальника НИТИЦ – главного метролога.

*Данная информация указывается при необходимости.

Рисунок 2 – Сертификат о калибровке силовоспроизводящей машины Servotest-232



АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ОБЪЕДИНЕНИЕ
«СЕВЕРНОЕ МАШИНОСТРОИТЕЛЬНОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ»

АО «ПО «Севмаш», Архангельское шоссе, д. 58, г. Северодвинск, Архангельская обл., 164500; телефон: +7 (818-4) 50-47-17, факс: +7 (818-4) 58-02-19, телекс: 276183 GROMRU, эл. почта: smp@sevmash.ru, для телеграмм: «Гранит», ОГПО 07542856, ОГРН 1082902001401, ИНН/КПП 2902059091/997450001

СПРАВКА

о проведении испытаний нагельных соединений на динамическую нагрузку в рамках диссертационной работы «Обеспечение сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий из клееных деревянных конструкций с использованием специальных демпфирующих элементов в узловых соединениях»

Дана настоящая в том, что в июле 2025 г. проведены испытания нагельных соединений элементов деревянных клееных конструкций на динамические нагрузки на оборудовании сектора «Виброакустических и вибромеханических испытаний» Проектно-конструкторского бюро АО «ПО «Севмаш» в рамках экспериментальных исследований диссертационной работы «Обеспечение сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий из клееных деревянных конструкций с использованием специальных демпфирующих элементов в узловых соединениях» Чередниченко Валерием Вадимовичем.

По результатам испытаний можно сделать вывод о наличии перспективы внедрения результатов работы Чередниченко Валерия Вадимовича в производство.

дата выдачи справки: 31 июля 2025 года

Начальник сектора «Виброакустических и вибромеханических испытаний» ПКБ «Севмаш»,
доктор технических наук

В.А. Некрасов



Сертифицировано
Русским Регистром

ф. 81.02.18в

Рисунок 1 – Справка о проведении испытаний нагельных соединений



№ 9-1728 от 24 10 2025 г.
на № _____ от «_» _____ 20__ г.

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Чередниченко Валерия Вадимовича «Обеспечение сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий из клееных деревянных конструкций с использованием специальных демпфирующих элементов в узловых соединениях»

Результаты диссертационного исследования В.В. Чередниченко на тему «Обеспечение сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий из клееных деревянных конструкций с использованием специальных демпфирующих элементов в узловых соединениях» доложены на Всероссийском научно-техническом совете «Металлические и деревянные конструкции» и Международной научно-практической конференции «Сталь. Дерево. Сейсмика» 15-18 октября 2024 г. в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко НИЦ «Строительство» и приняты к использованию при подготовке новой редакции СП 544.1325800.2025 «Конструкции комбинированных каркасов с применением металла, древесины и железобетона. Правила проектирования».

Директор ЦНИИСК
им. В.А. Кучеренко, Д.Т.Я.



Ведяков И.И.

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»:
109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6
тел: +7 (499) 170-1548; +7 (495) 602-0070,
факс: +7 (499) 171-2250
info@stroy.ru | www.stroy.ru

ЦНИИСК ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО
109428, Москва, 2-я Институтская ул. 6,
тел: +7 (499) 171-2650,
факс: +7 (499) 170-1023, +7 (499) 171-2858;
dt@nisk@rambler.ru, tsnisk@rambler.ru | www.tsnisk.ru

ИНН 5042109739, КПП 504201001,
ОГРН 1095042005255
Юридический адрес: 141367, Московская область,
Сергиево-Посадский муниципальный район, городское
поселение Сергиев Посад, пос. Загорское Дамк, д. 6-11

Рисунок 2 – Справка о внедрении результатов работы



ФГАОУ ВО «Северный (Арктический) федеральный университет
имени М.В. Ломоносова»

ВЫСШАЯ ИНЖЕНЕРНАЯ ШКОЛА
КАФЕДРА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ,
АРХИТЕКТУРЫ И ГРАФИКИ

Почтовый адрес: 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, 17, кафедра ИКиА (27.1.14)

Фактический адрес: г. Архангельск, наб. Северной Двины, 22, ауд. 2-318

Тел. (8182) 21-61-23, E-mail: a.karelskij@narfu.ru, Web-site: www.narfu.ru

«10» сентября 2025 г.

Справка

О внедрении результатов научных исследований в учебном процессе

Настоящим подтверждается, что результаты научных исследований и рекомендаций, представленные в диссертационной работе В.В. Чердниченко на тему: «Обеспечение сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий из клееных деревянных конструкций с использованием специальных демпфирующих элементов в узловых соединениях» используется в учебном процессе: для специалистов по направлению подготовки 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» по курсу «Деревянные большепролетные конструкции»

Исполняющий обязанности
заведующего кафедрой ИКиАиГ,
к.т.н., доцент

Карельский А.В.

Рисунок 3 – Справка о внедрении результатов научных исследований в учебном процессе

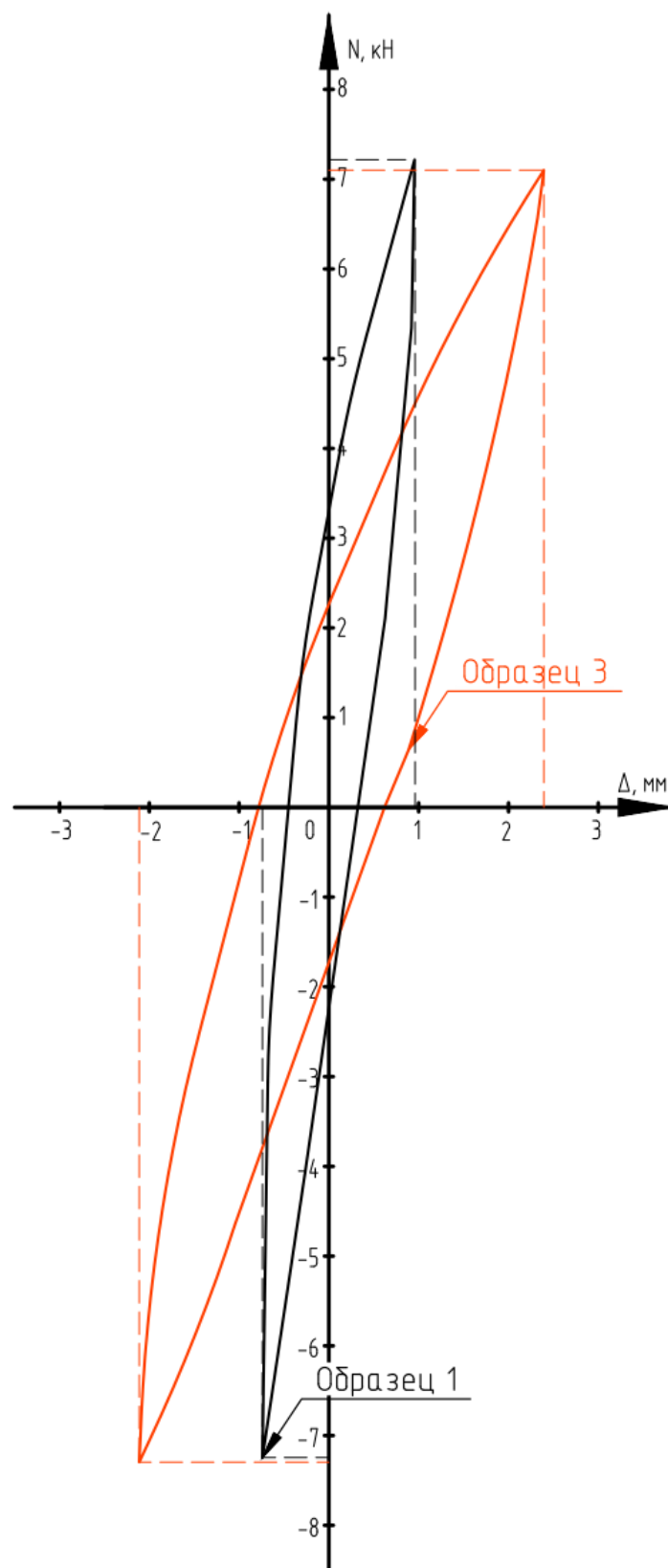


Рисунок 1 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 7,2 кН

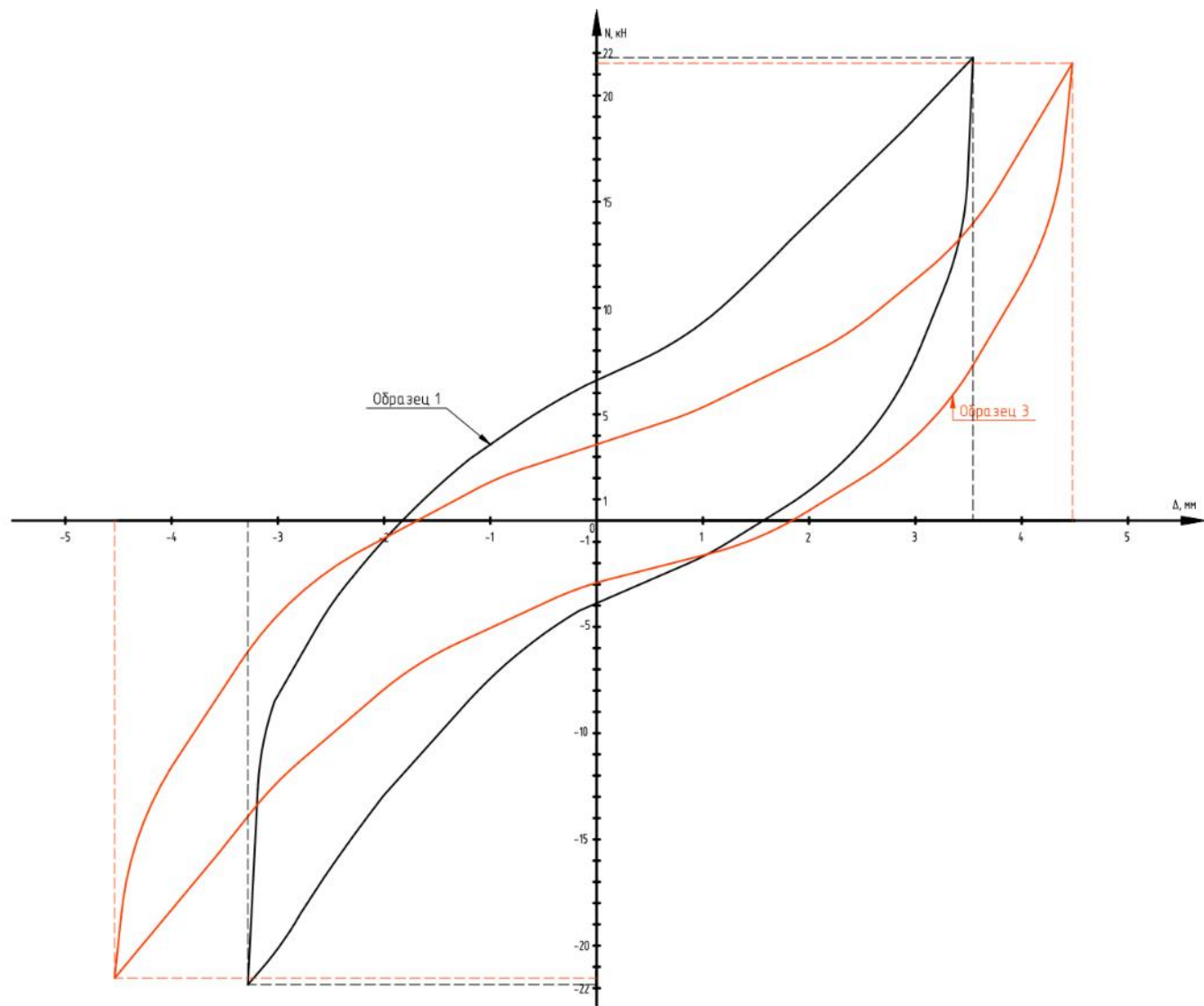


Рисунок 2 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 21,6 кН

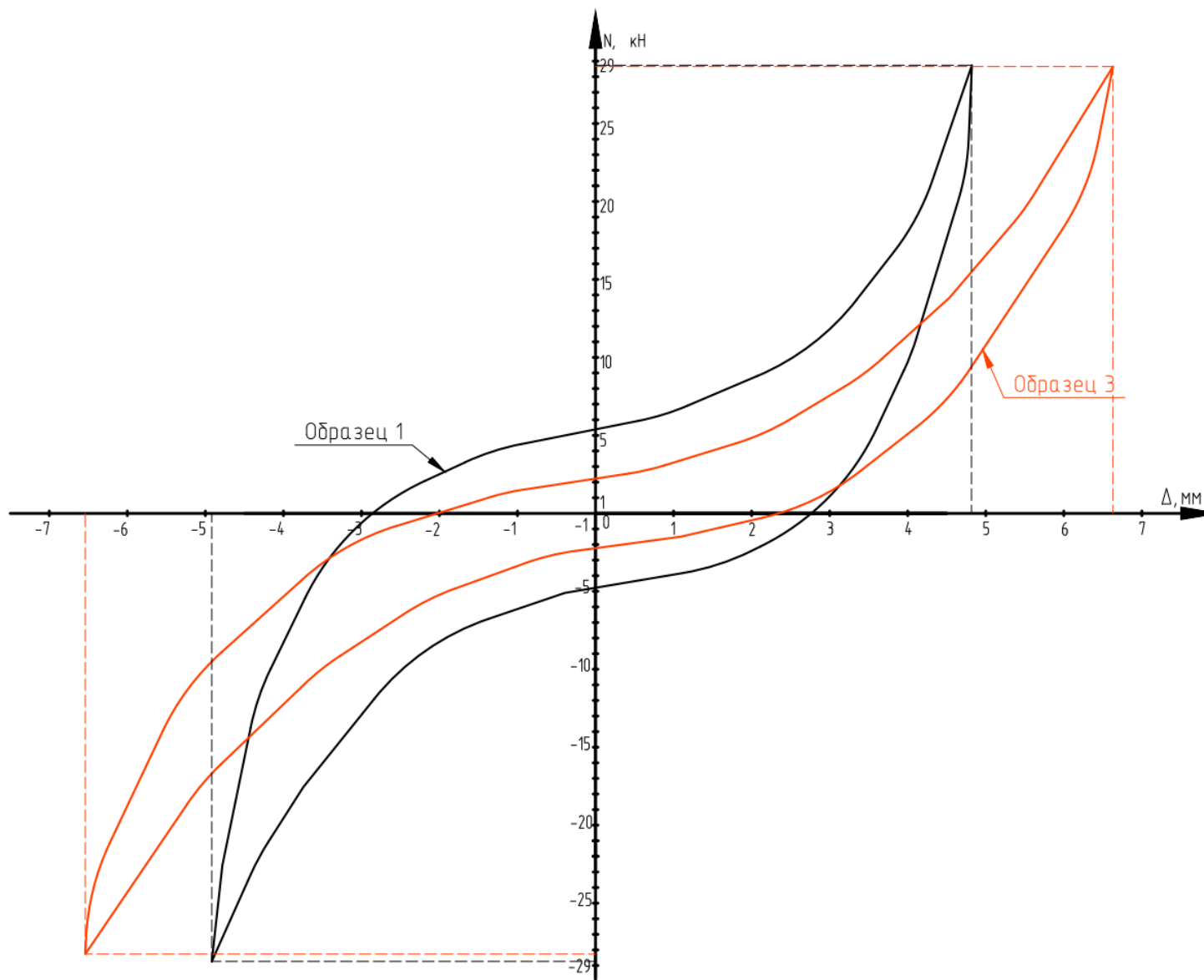


Рисунок 3 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 28,8 кН

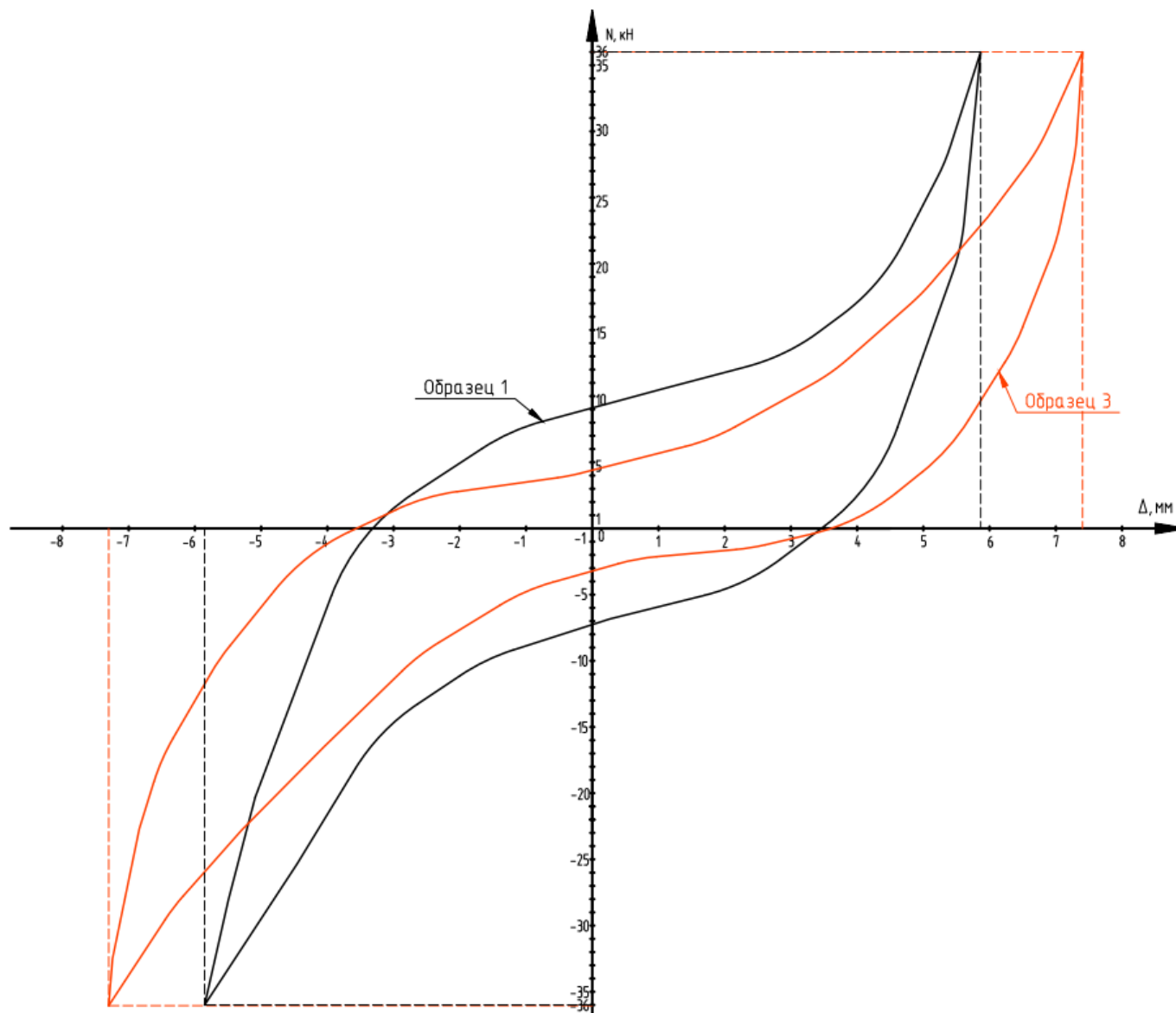


Рисунок 4 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 36,0 кН

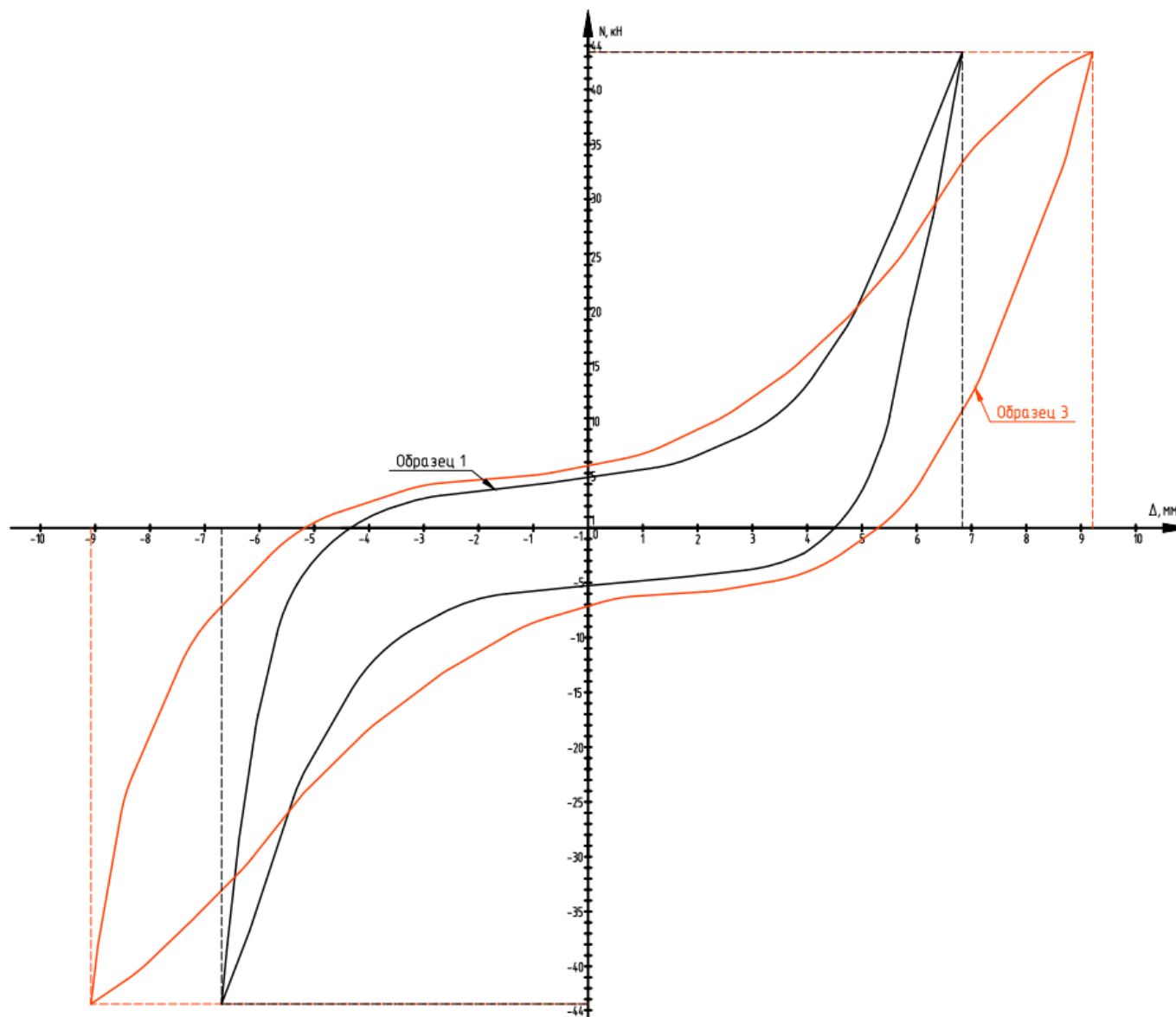


Рисунок 5 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 43,2 кН

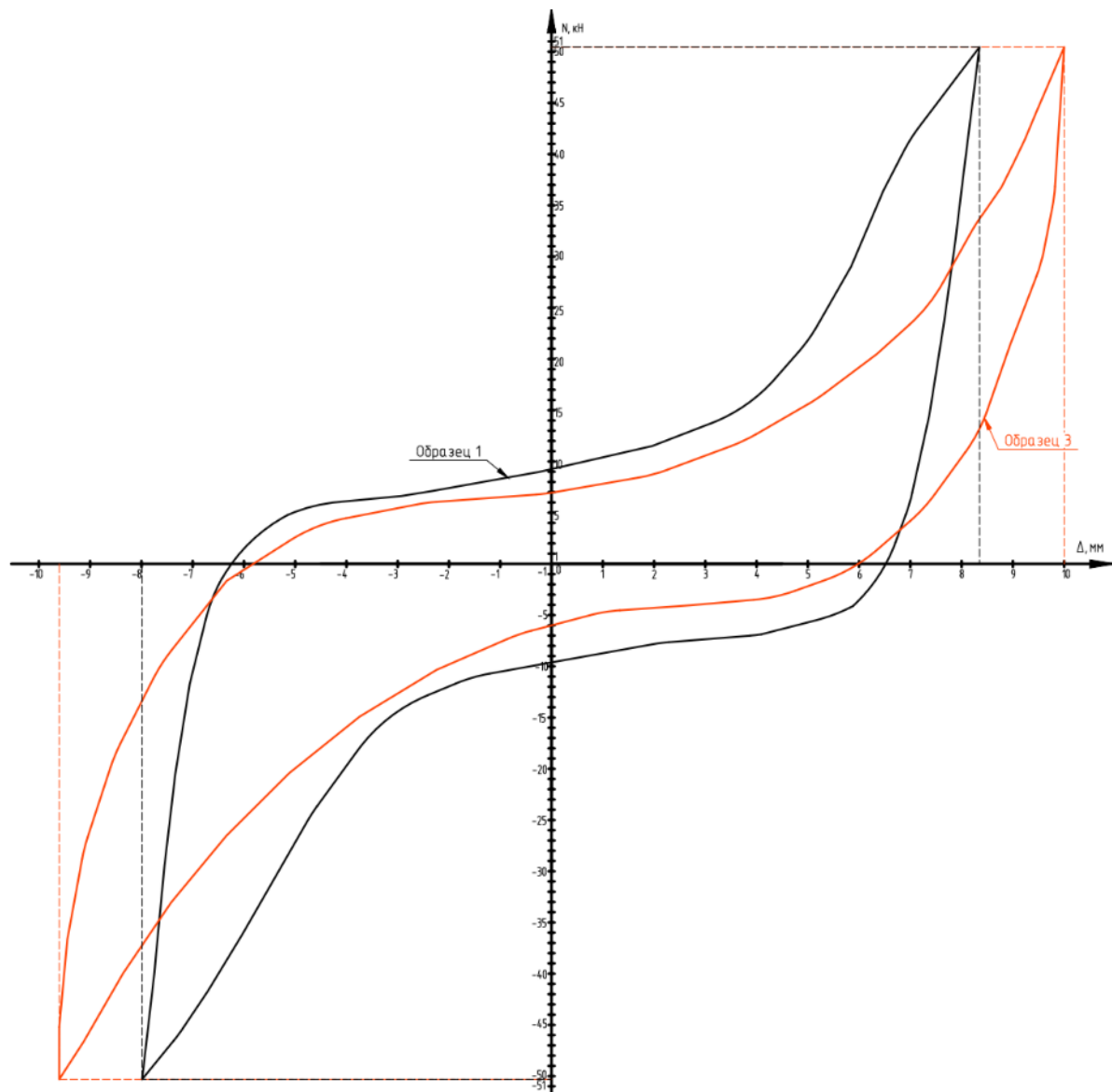


Рисунок 6 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 50,4 кН

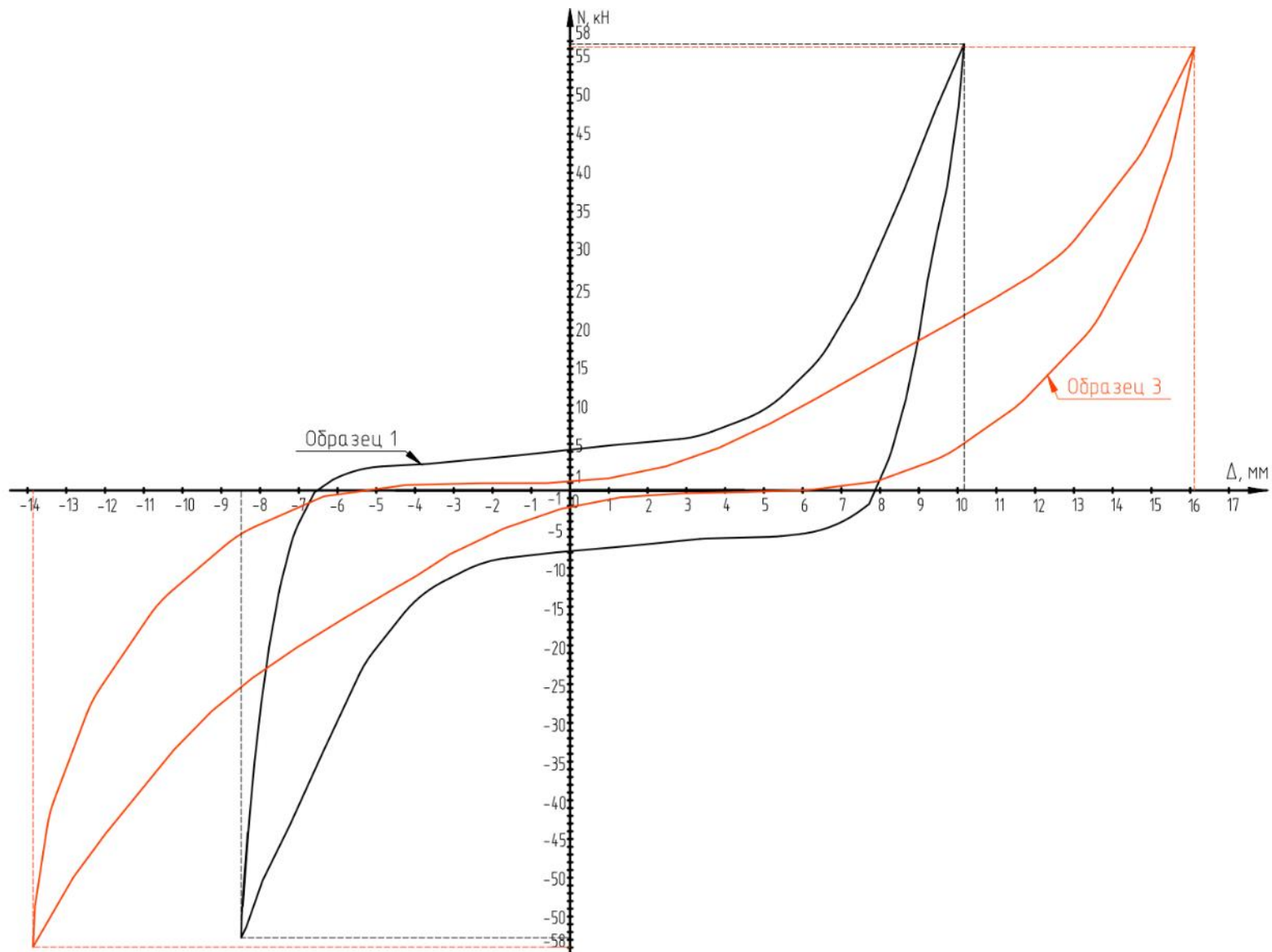


Рисунок 7 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 57,6 кН

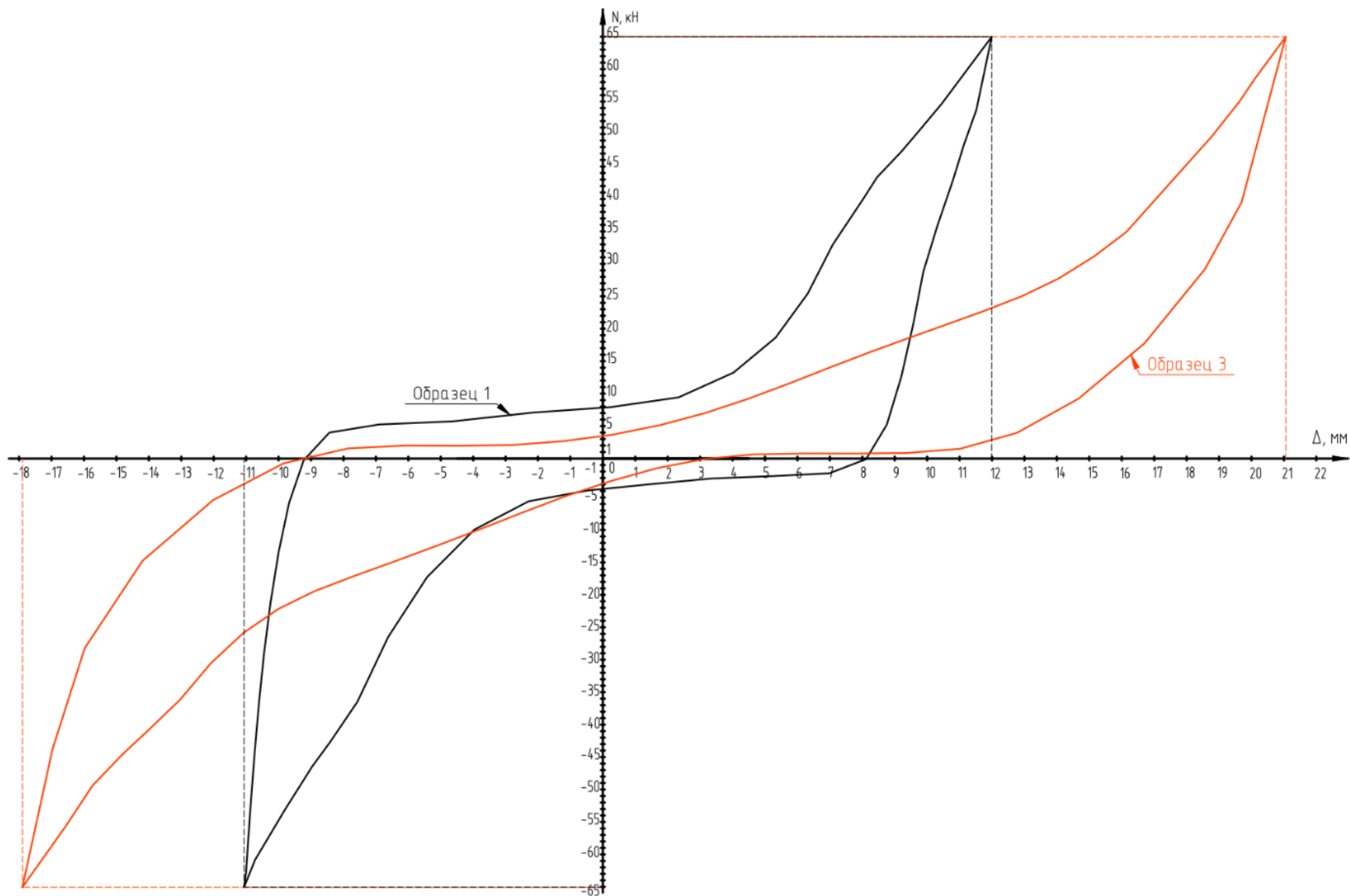


Рисунок 8 – Диаграммы деформирования образцов №1,3 при циклической нагрузке 64,8 кН

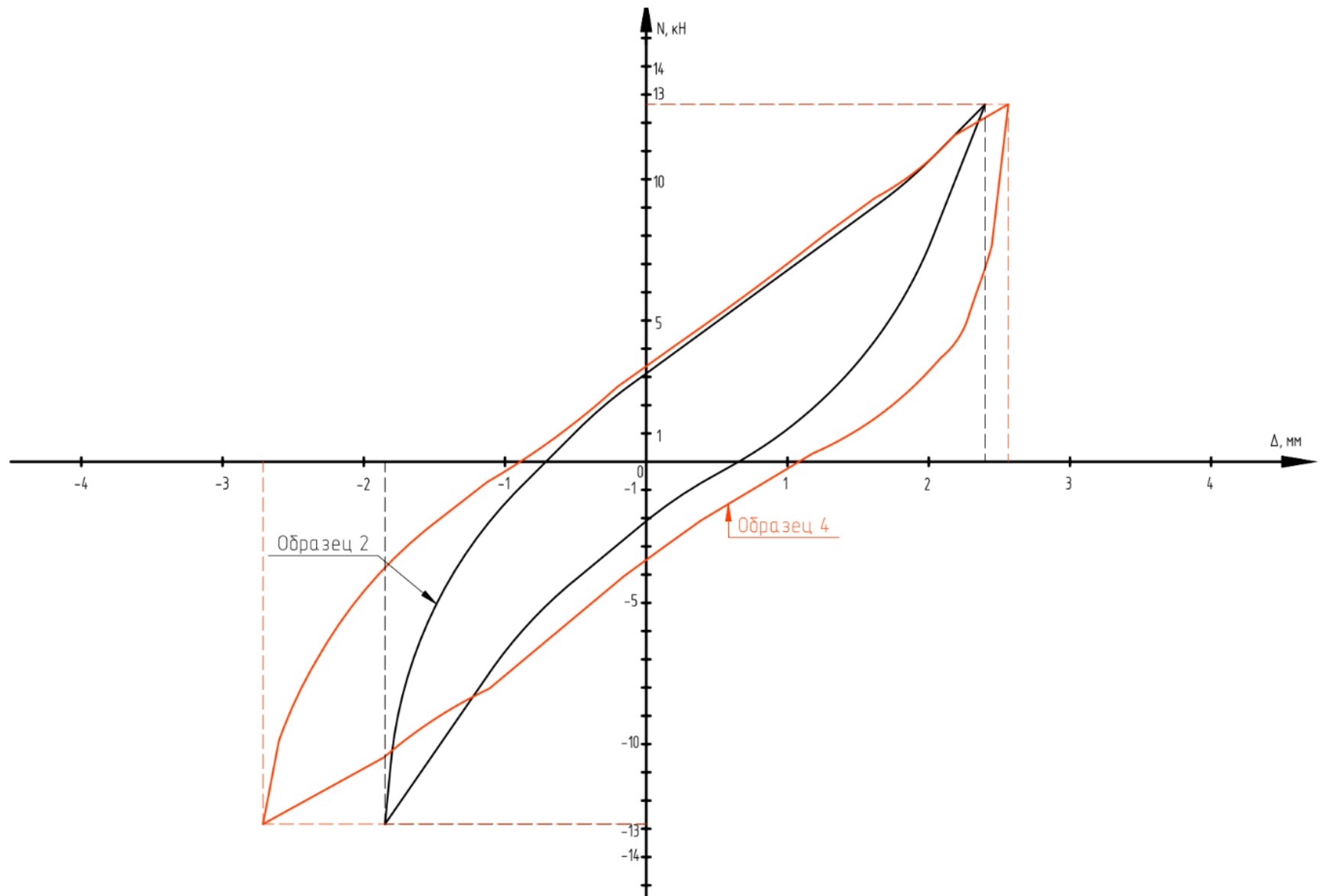


Рисунок 8 – Диаграммы деформирования образцов №2,4 при циклической нагрузке 12,8 кН

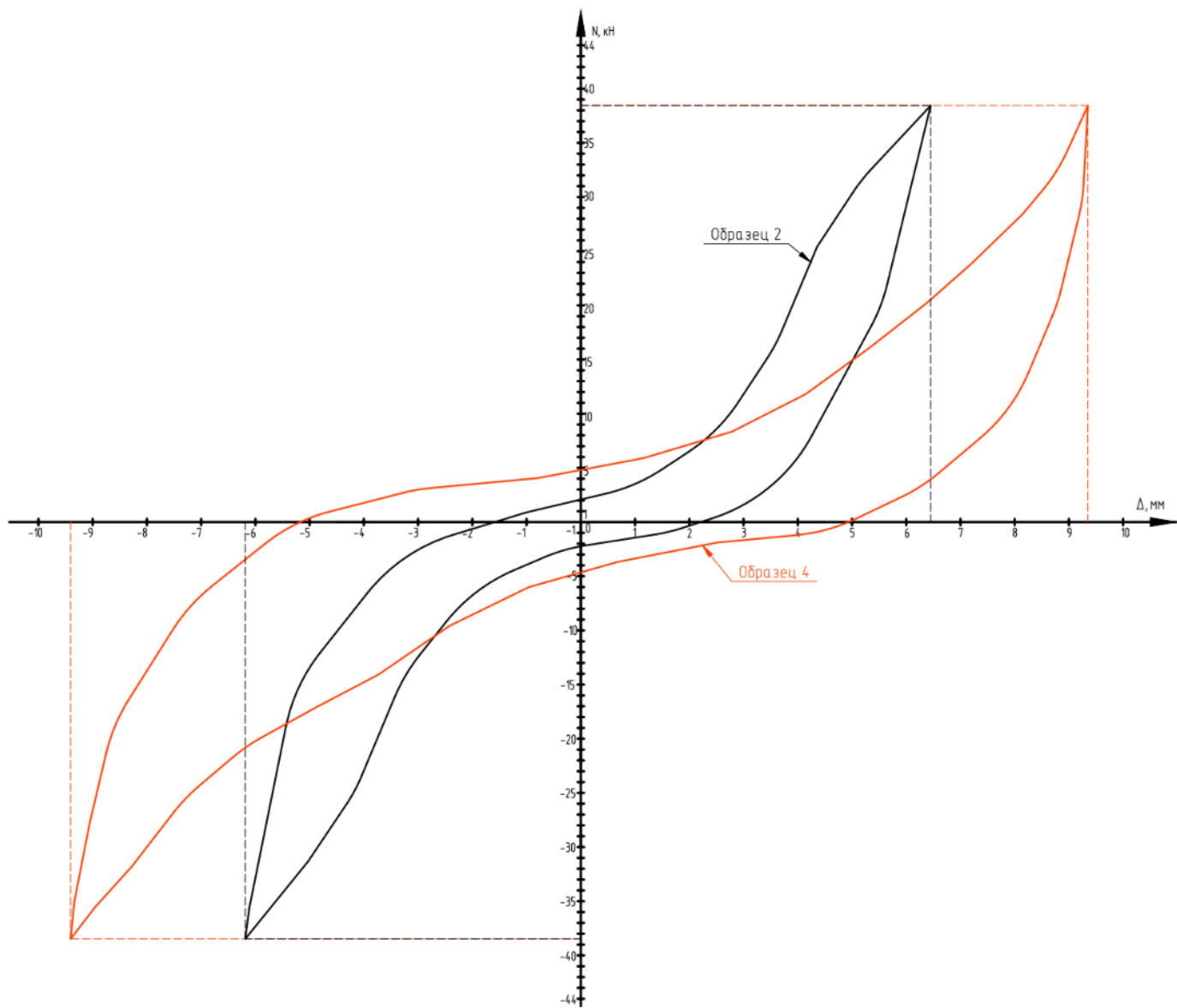


Рисунок 9 – Диаграммы деформирования образцов №2,4 при циклической нагрузке 38,4 кН

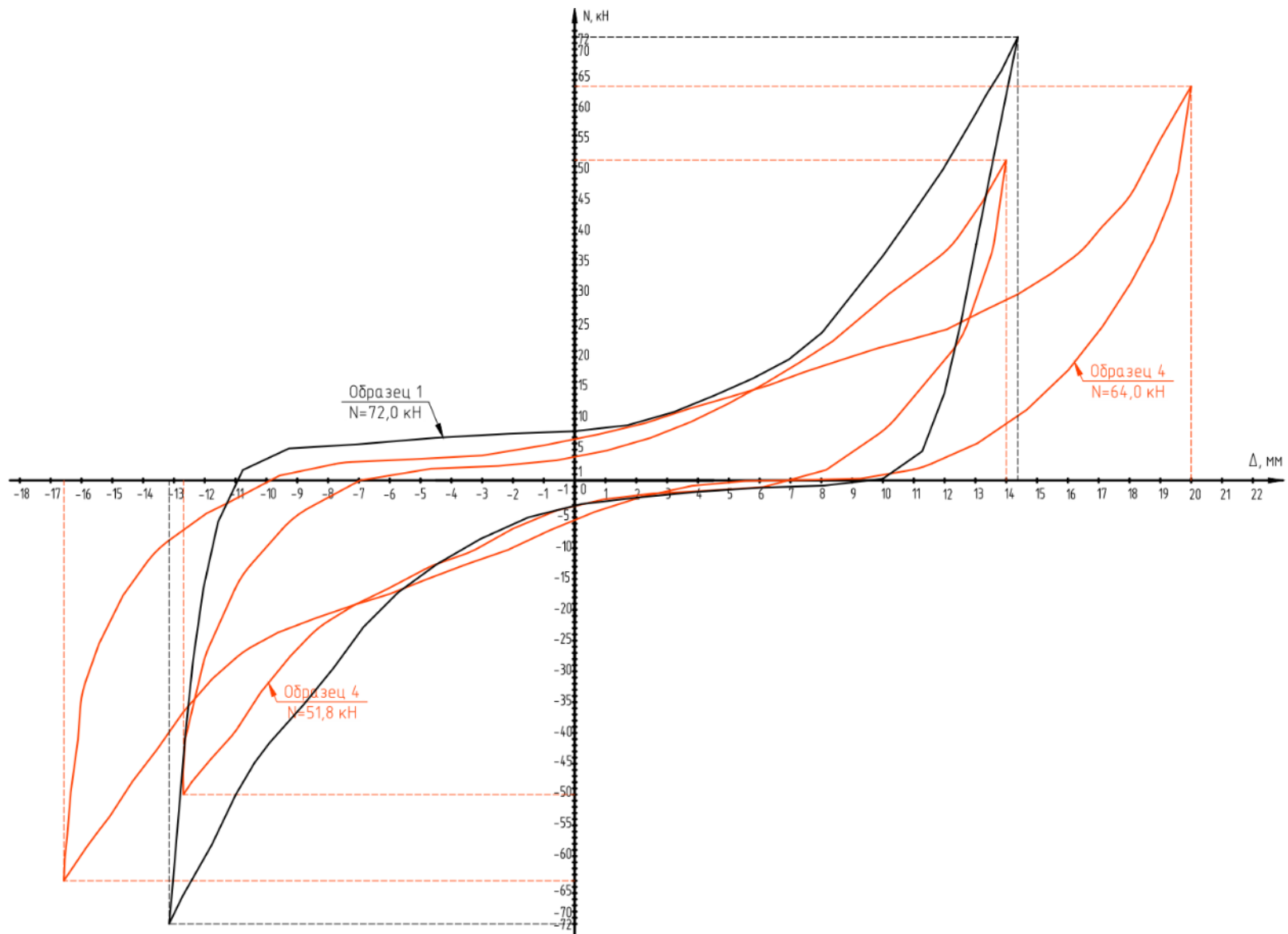
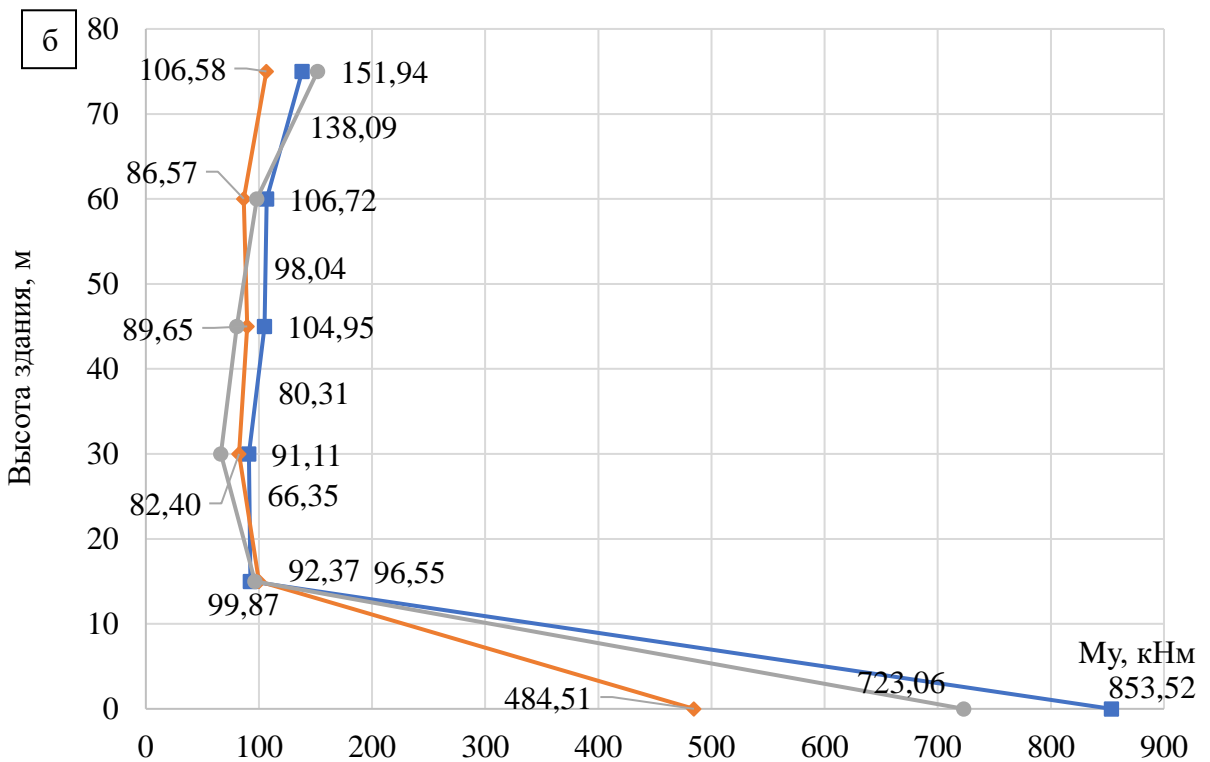
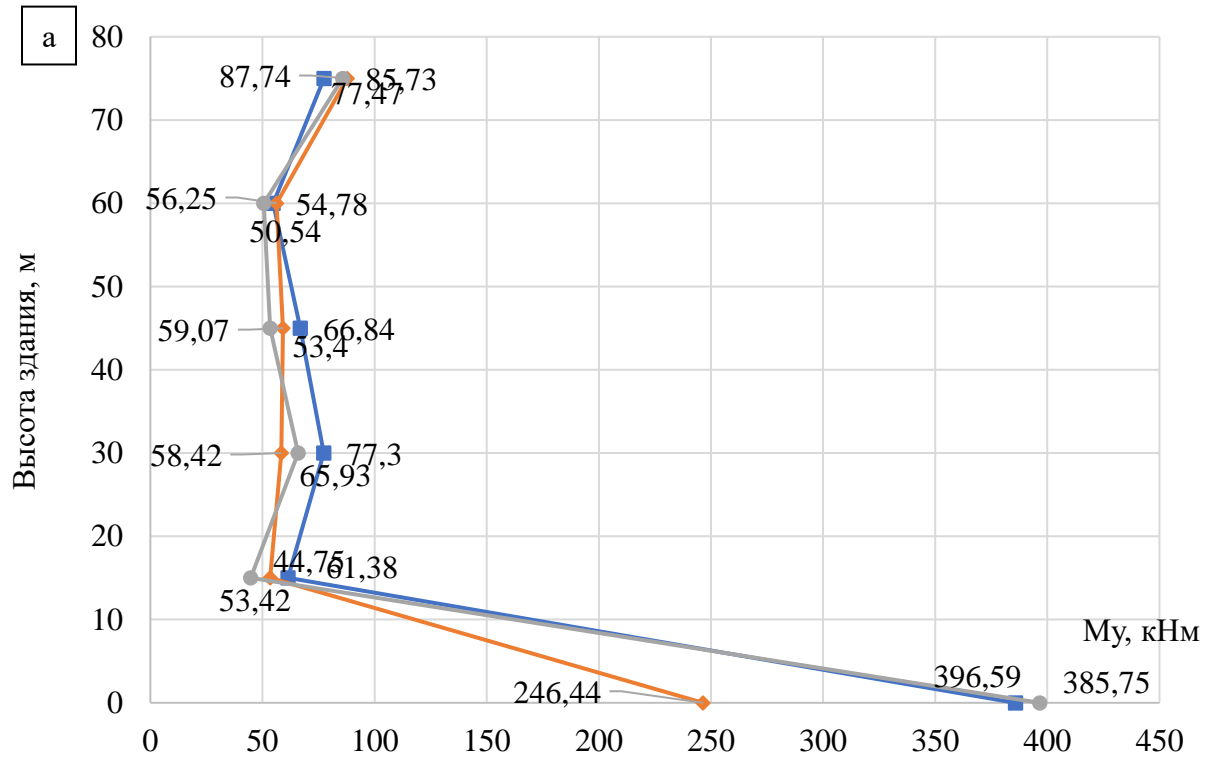


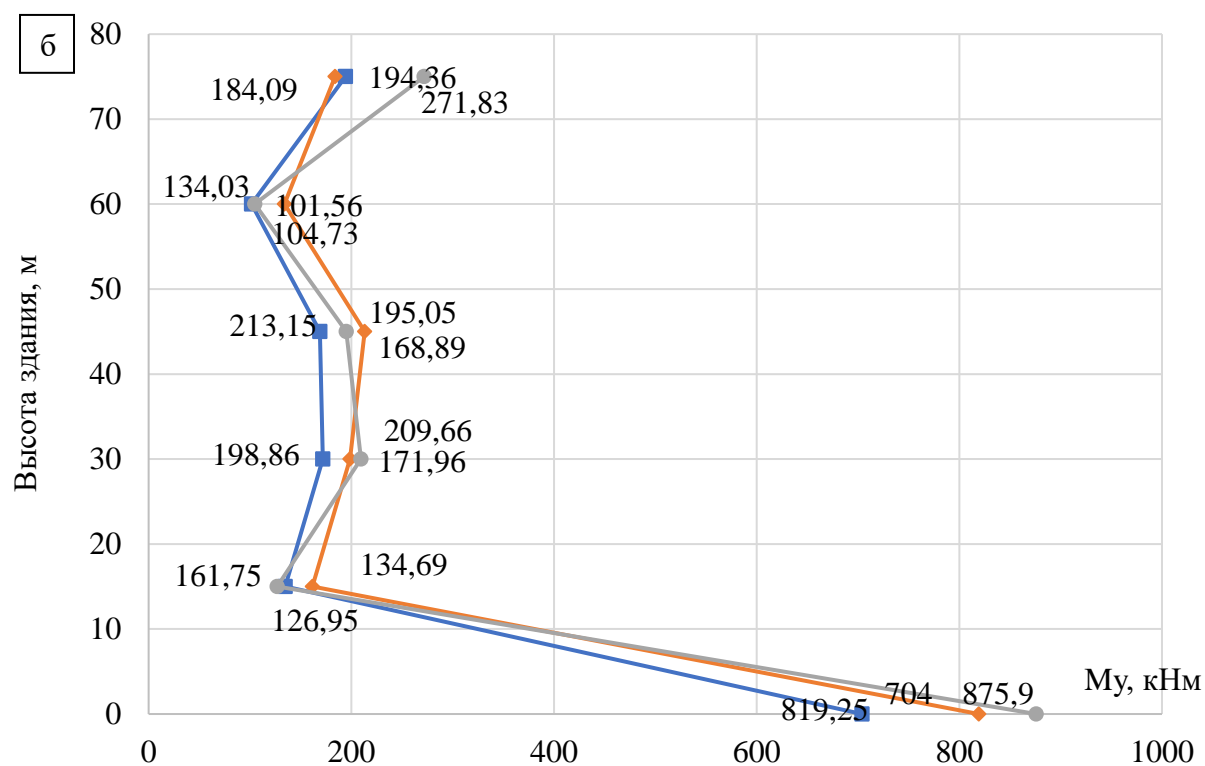
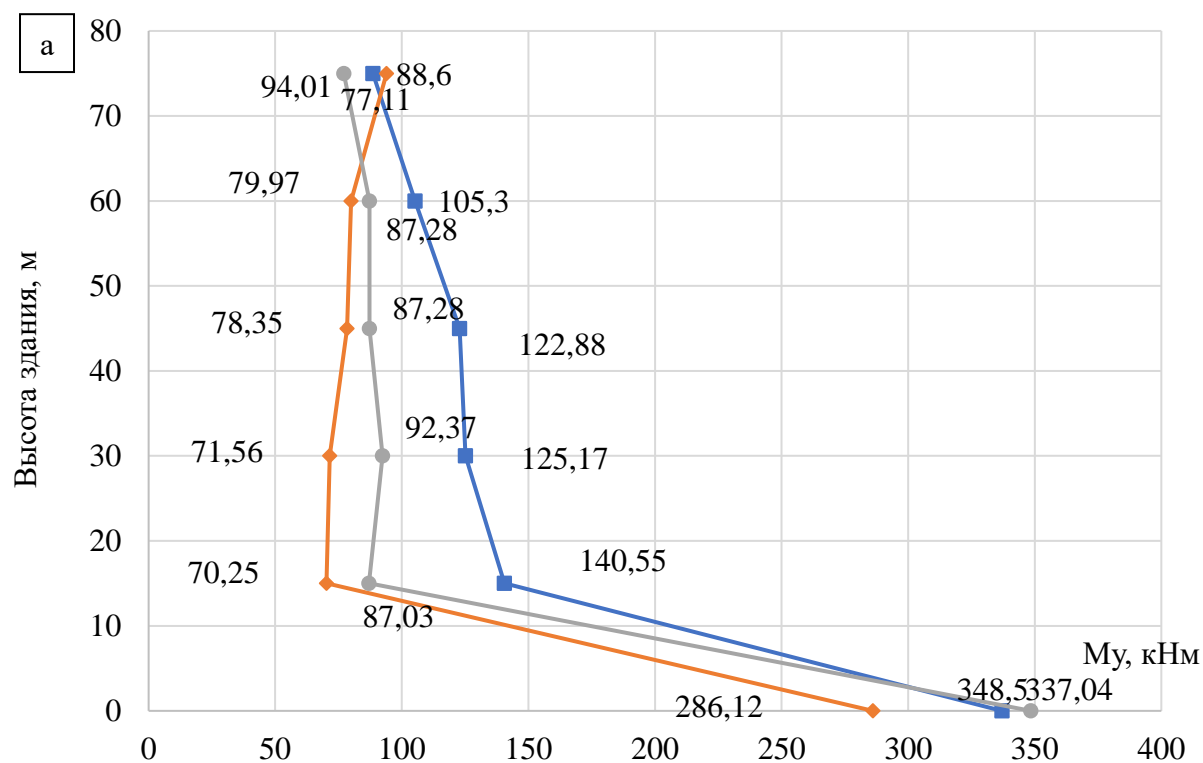
Рисунок 10 – Диаграммы деформирования образцов №1,4 при циклической нагрузке 51,8 кН, 64,0 кН, 72,0 кН



— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

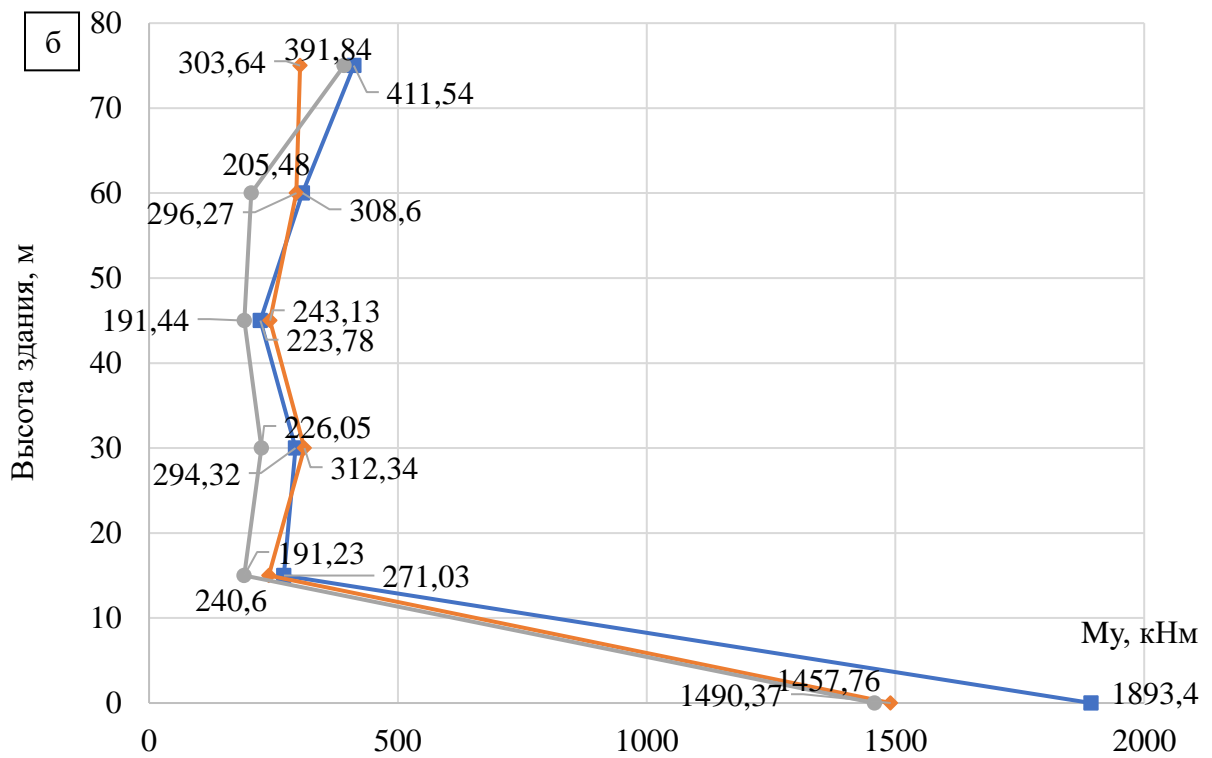
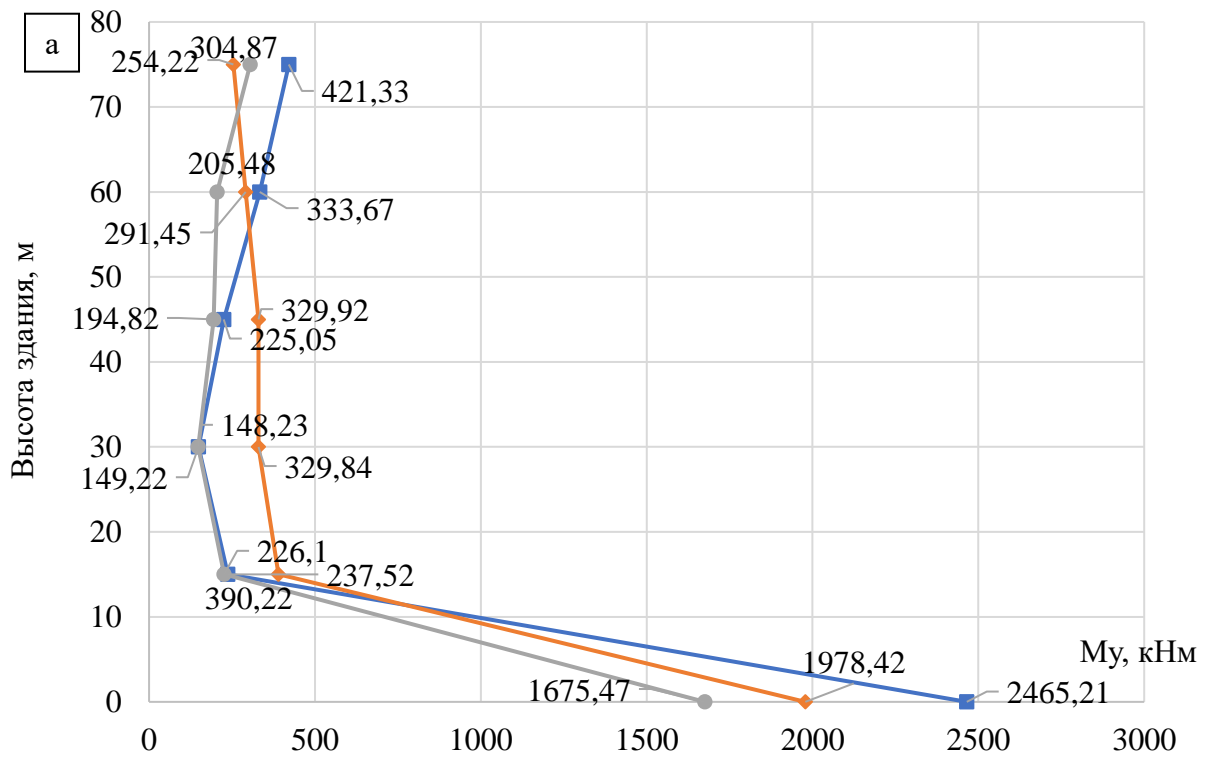
Рисунок 1 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_u) в наружных колоннах при высокочастотном землетрясении: а – г. Алмирос, Греция,

б – г. Фриули, Греция



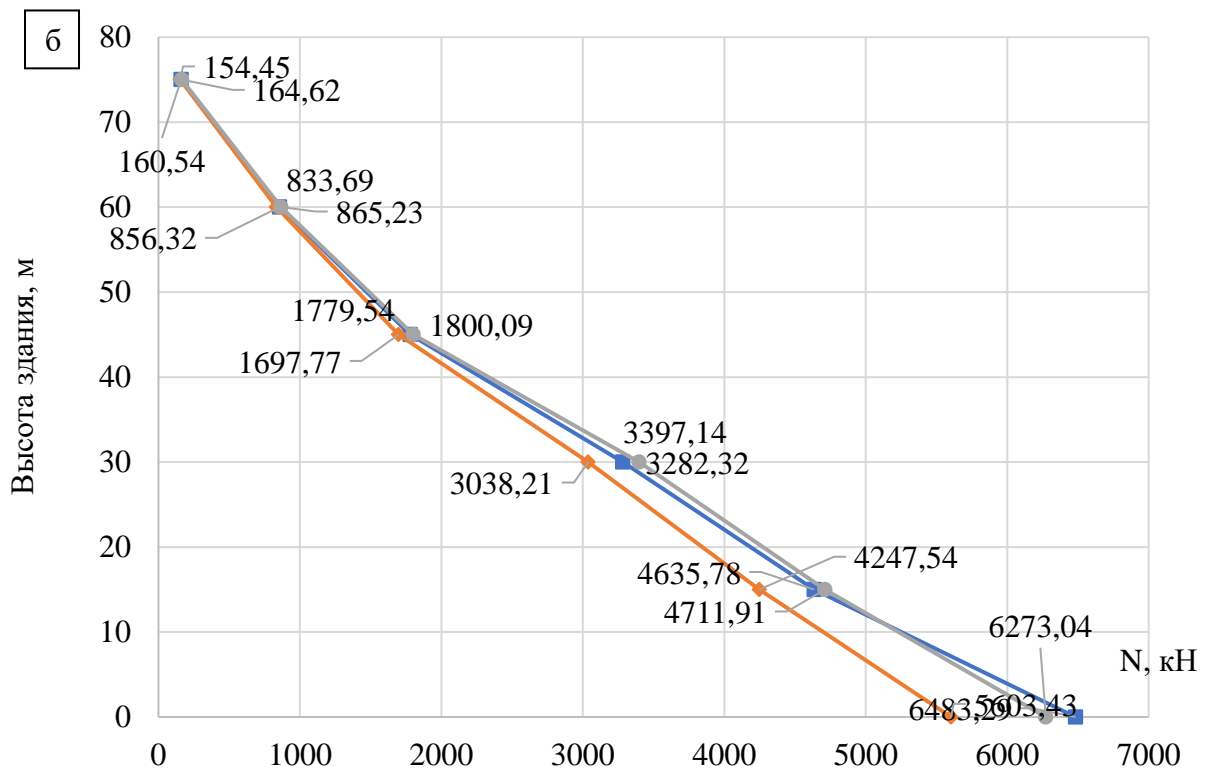
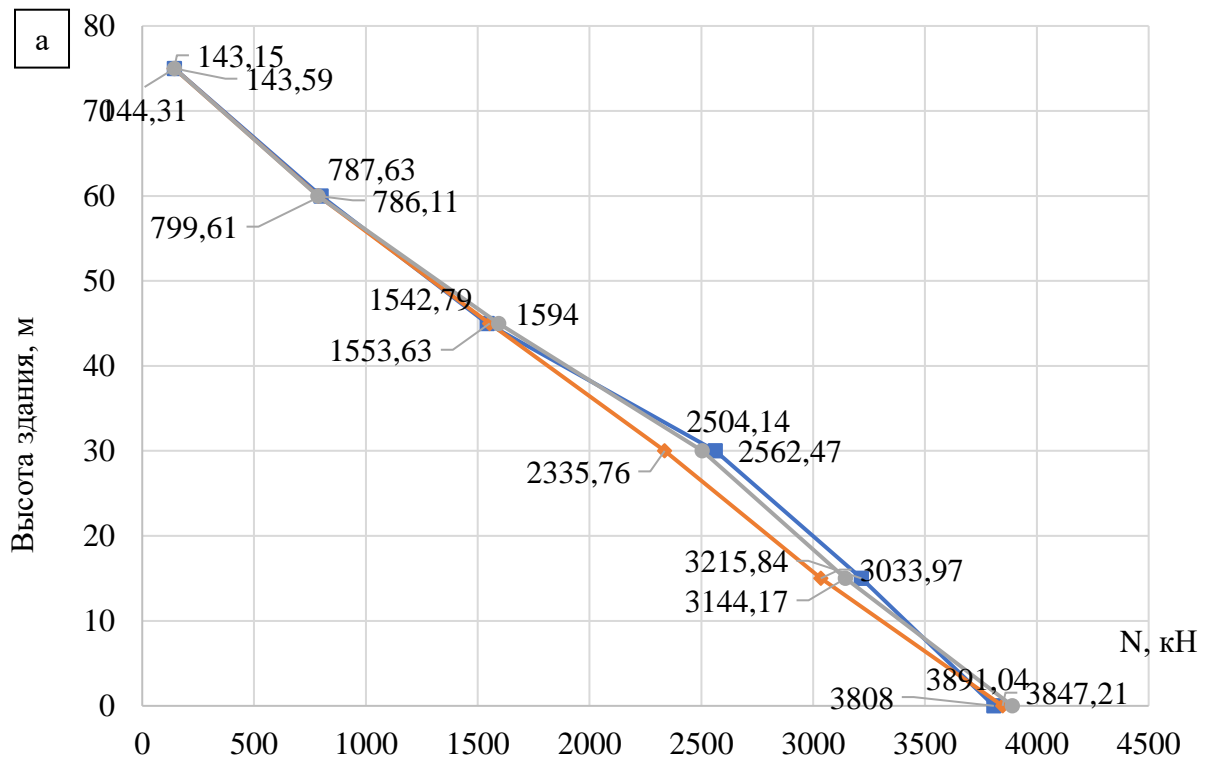
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 2 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_u) в наружных колоннах при среднечастотном землетрясении: а – рег. Умбрия, Италия, б – г. Грива, Греция



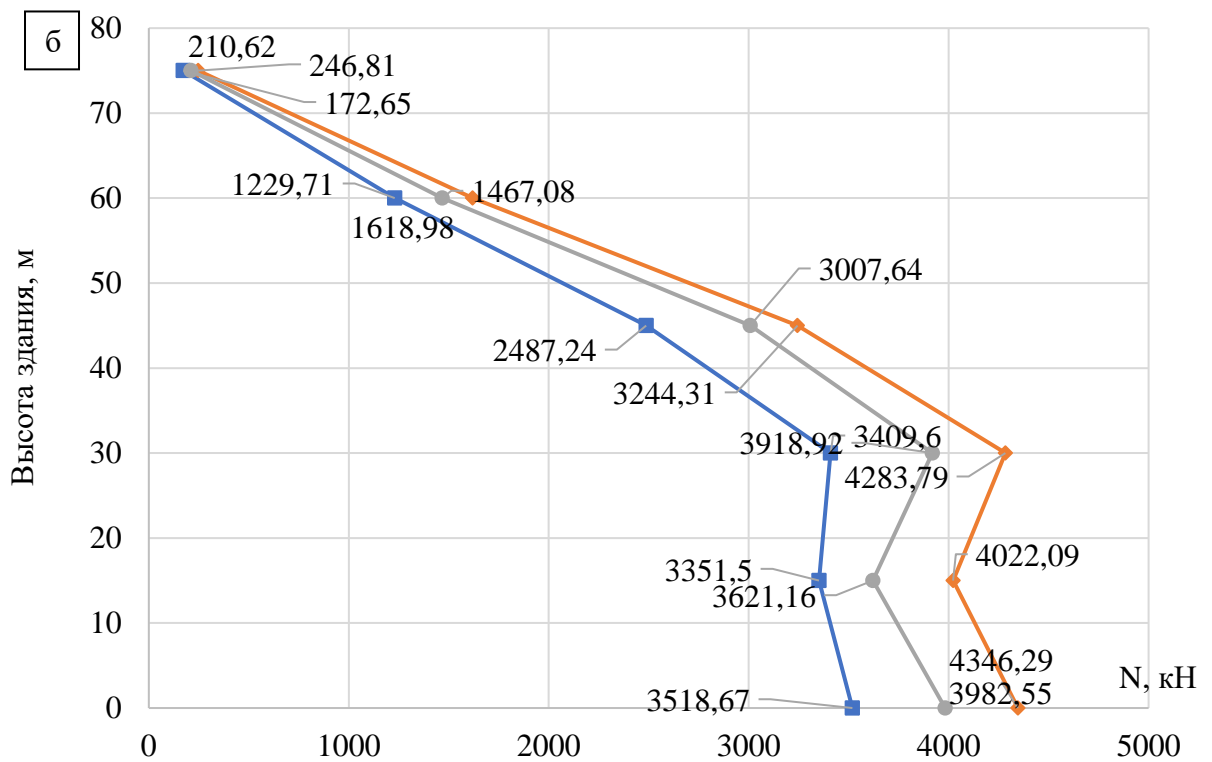
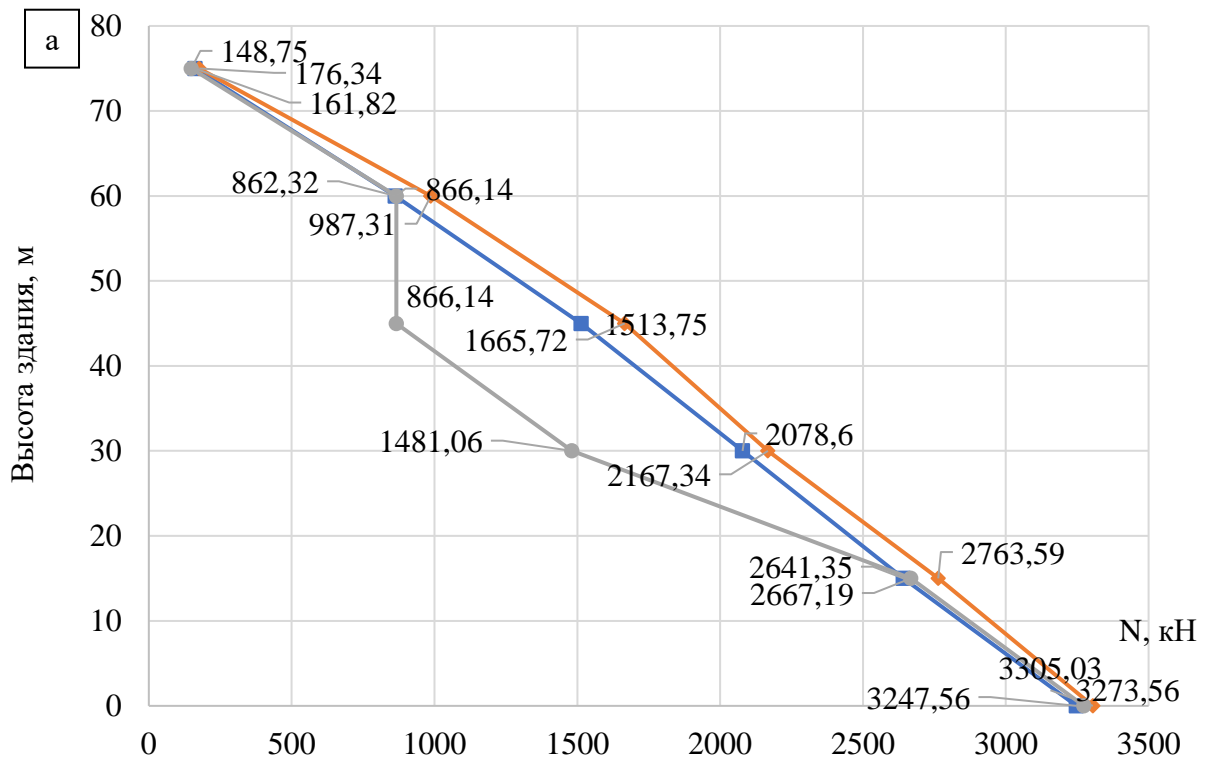
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 3 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_u) в наружных колоннах при низкочастотном землетрясении: а - г. Цзи-Цзи, Тайвань, б - гор. св. Ильи, Аляска



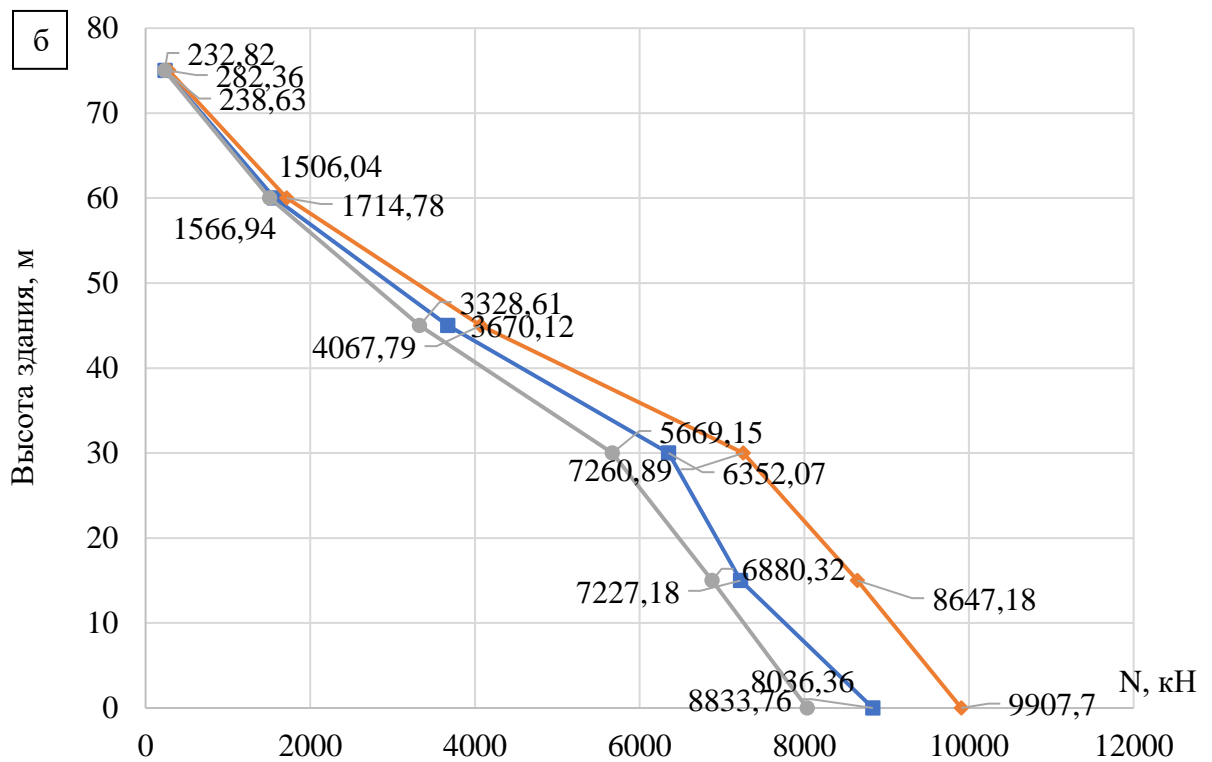
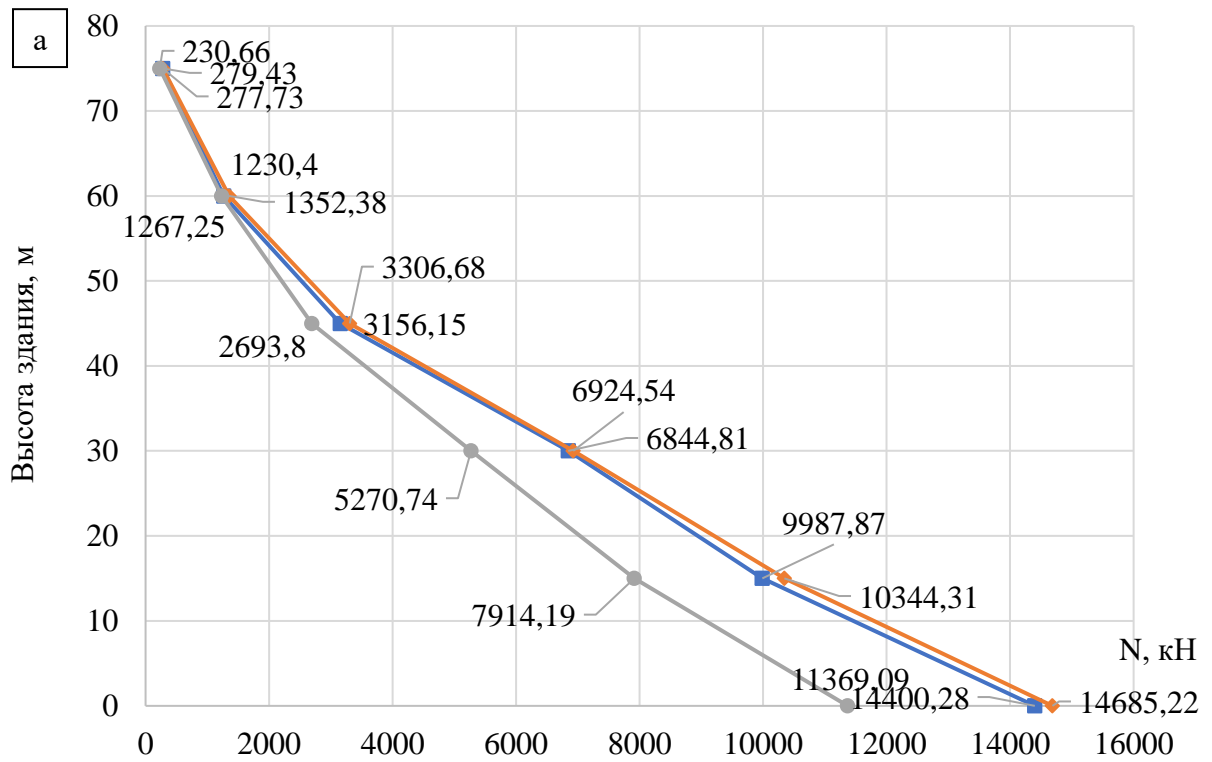
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —●— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 4 – Графики максимальных продольных сил (N) в наружных колоннах при высокочастотном землетрясении: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция



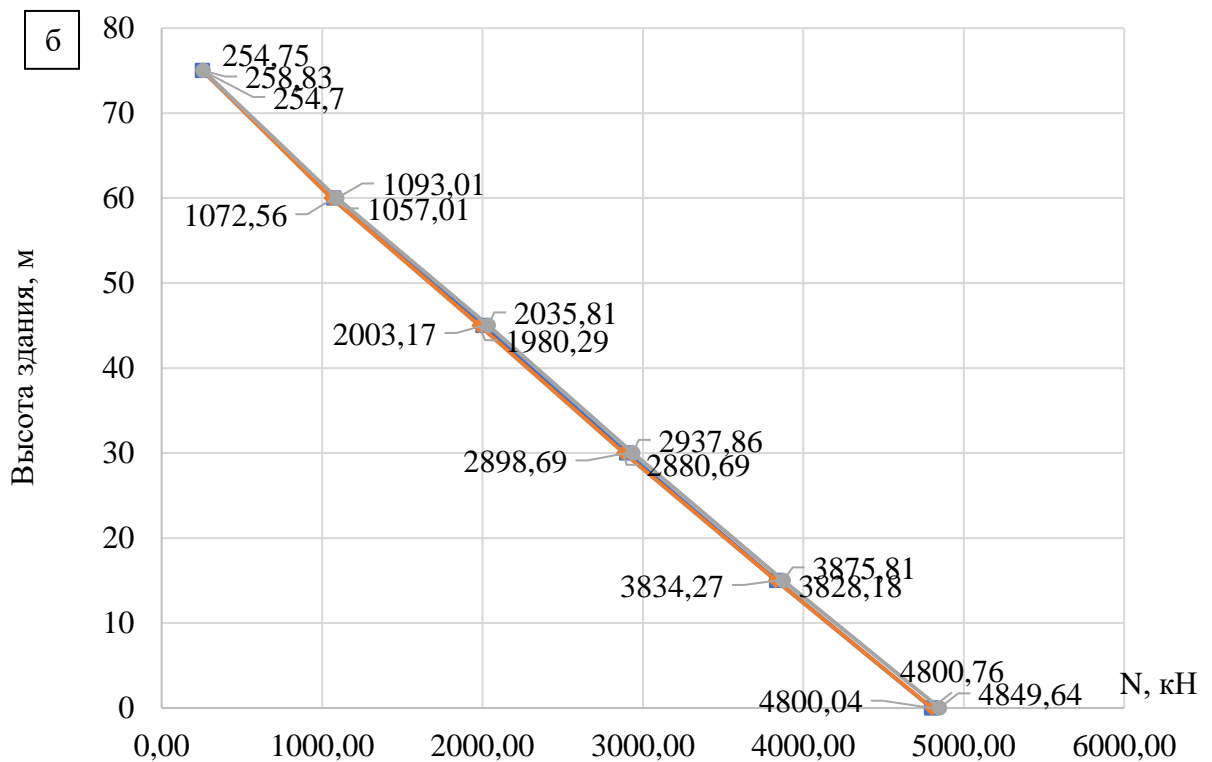
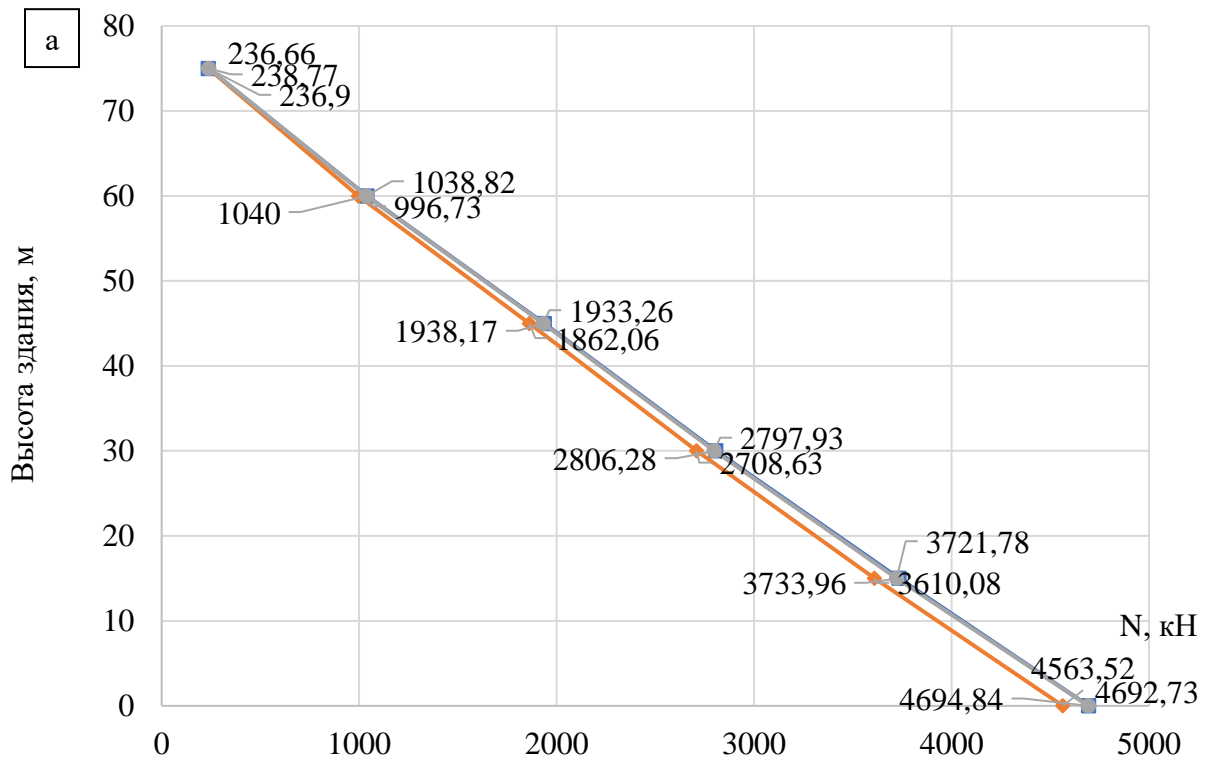
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —●— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 5 – Графики максимальных продольных сил (N) в наружных колоннах при среднечастотном землетрясении: а - рег. Умбрия, Италия, б - г. Грива, Греция



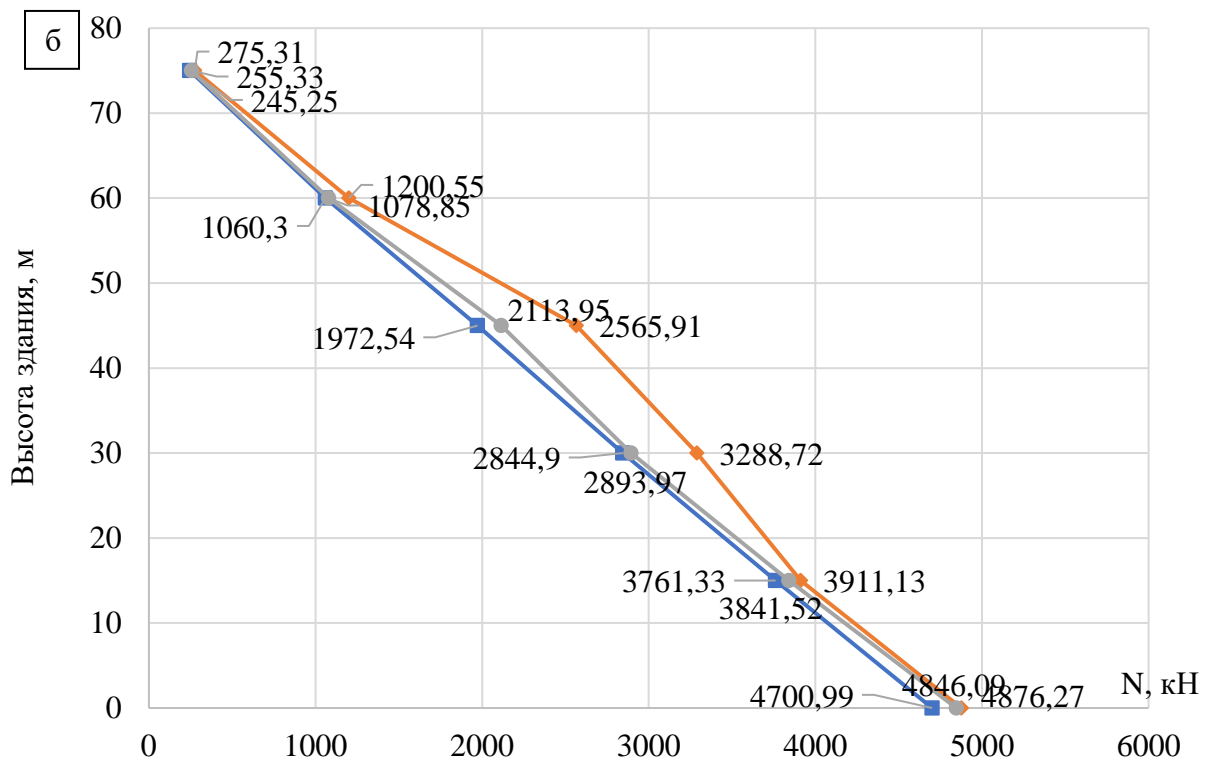
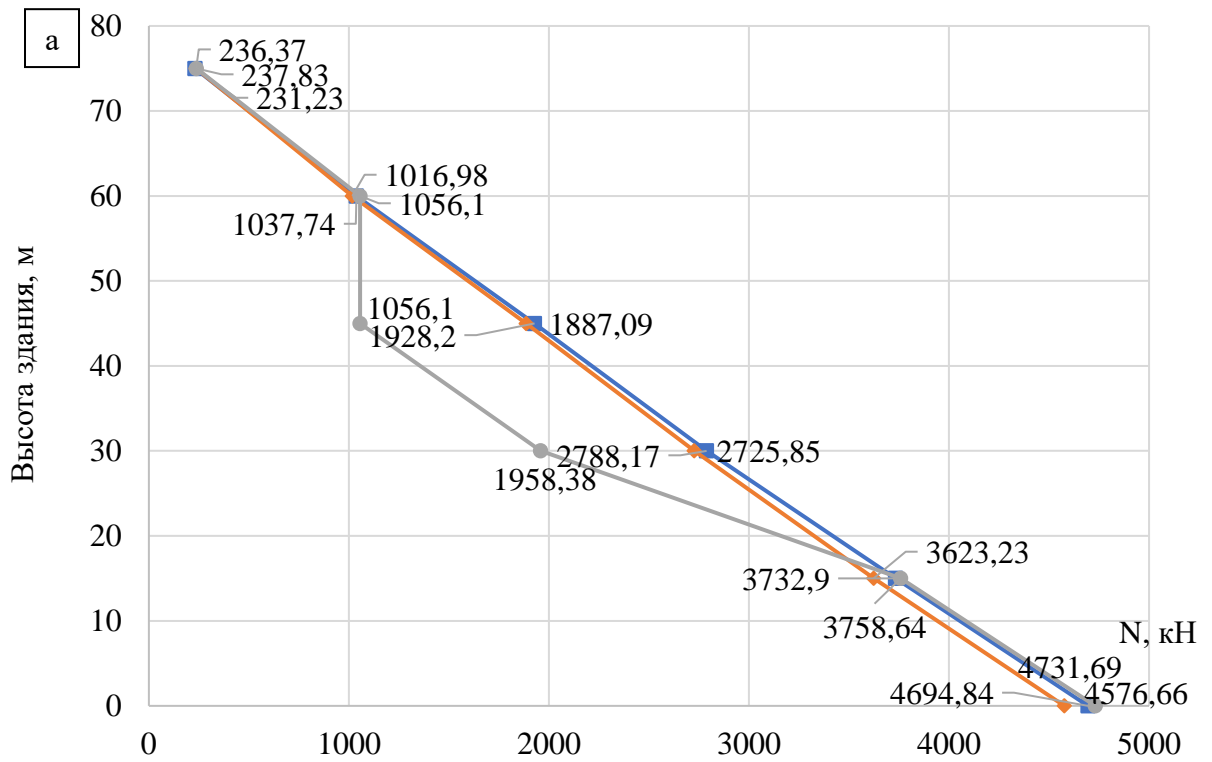
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —◆— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 6— Графики максимальных продольных сил (N) в наружных колоннах при низкочастотном землетрясении: а - г. Цзи-Цзи, Тайвань, б - гор. св. Ильи, Аляска



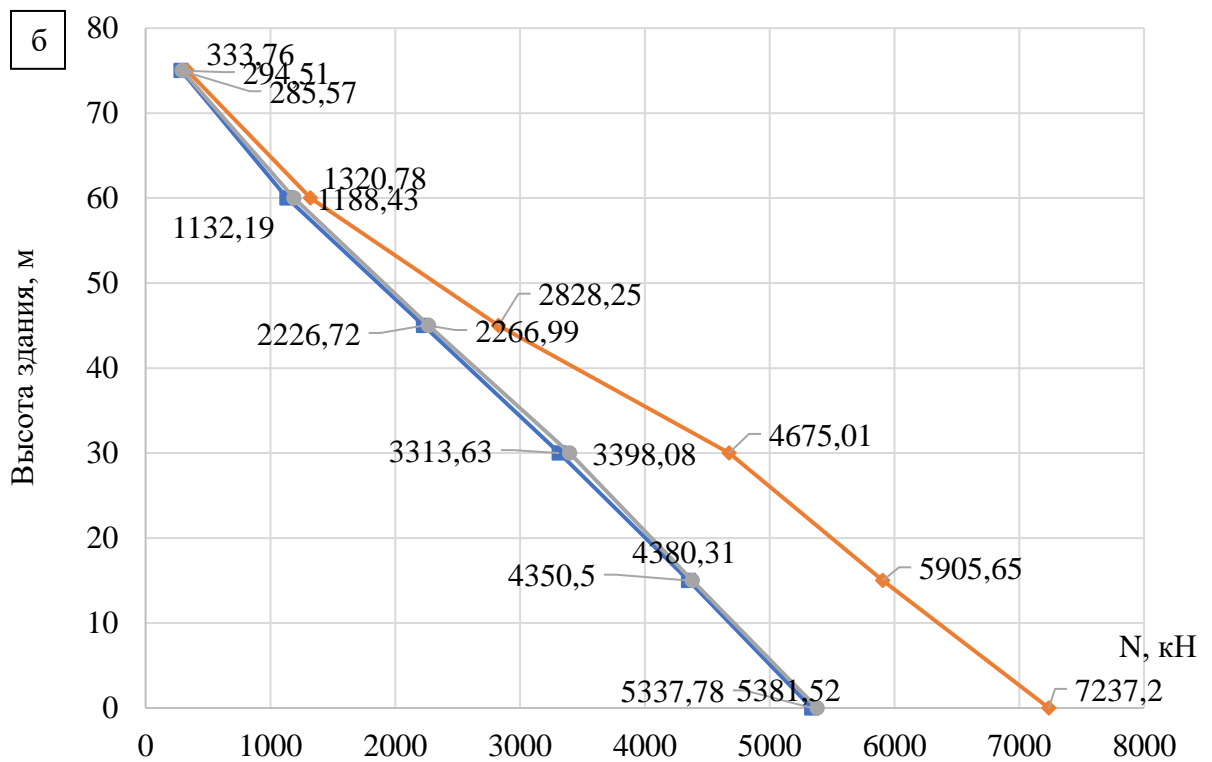
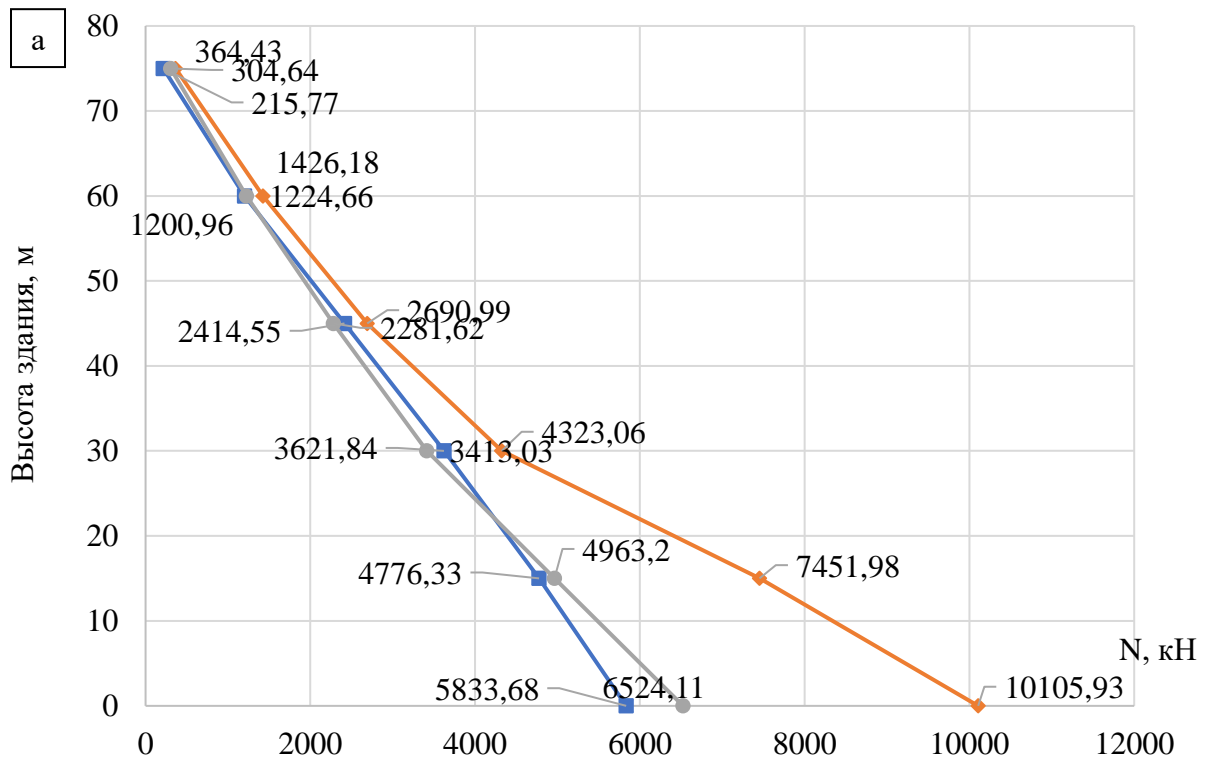
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —◆— Жесткое соединение —■— Нагельное соединение

Рисунок 7 – Графики максимальных продольных сил (N) во внутренних колоннах при высокочастотном землетрясении: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция



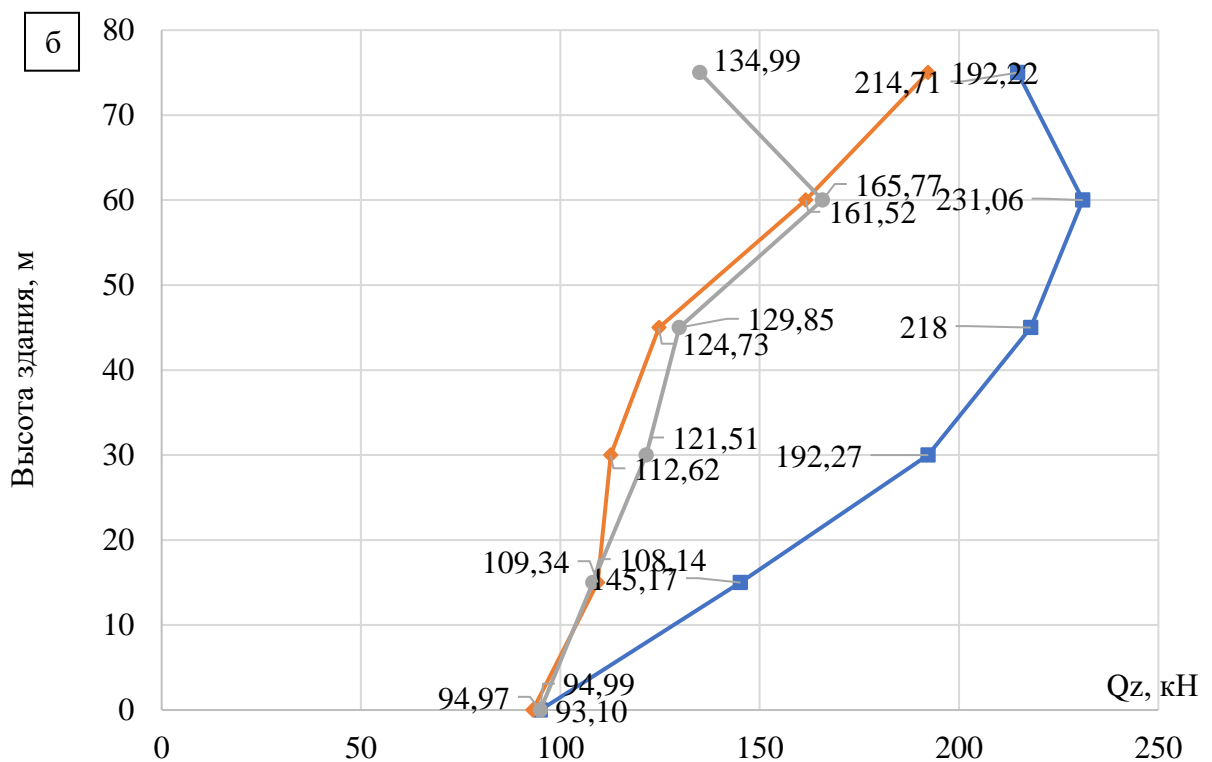
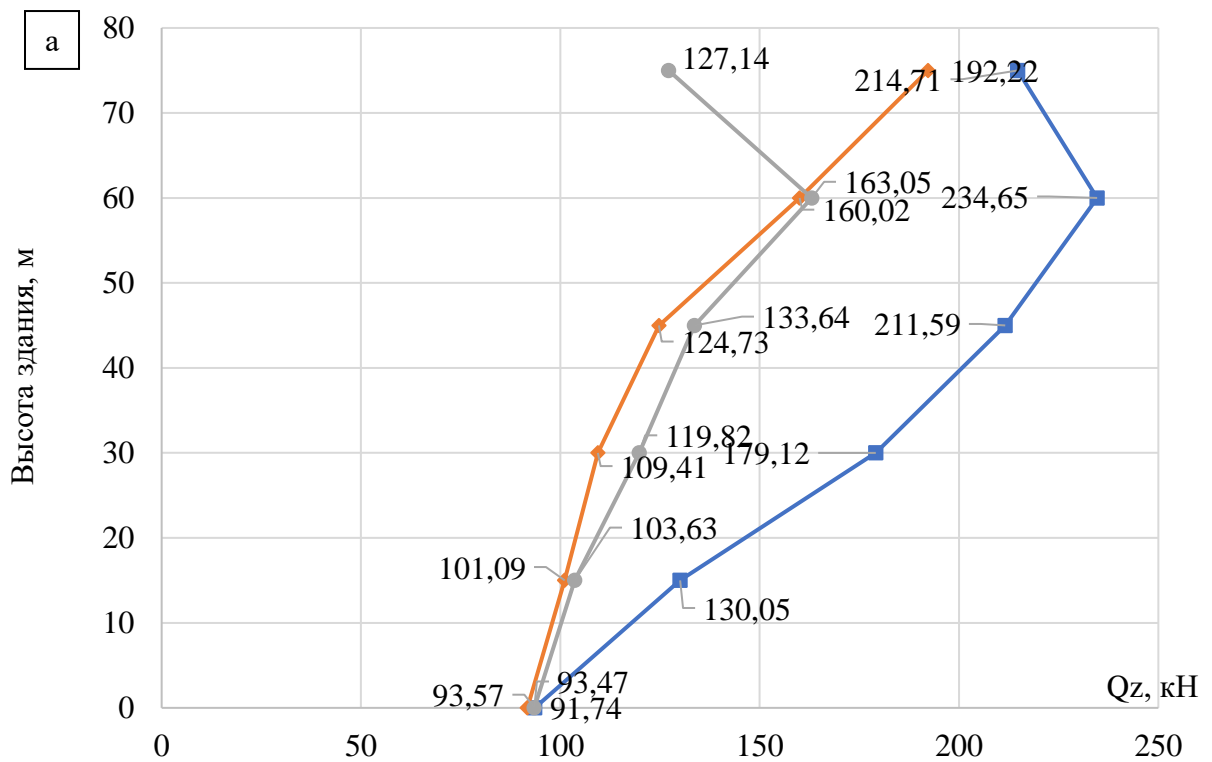
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —●— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 8 – Графики максимальных продольных сил (N) во внутренних колоннах при среднечастотном землетрясении: а - рег. Умбрия, Италия, б - г. Грива, Греция



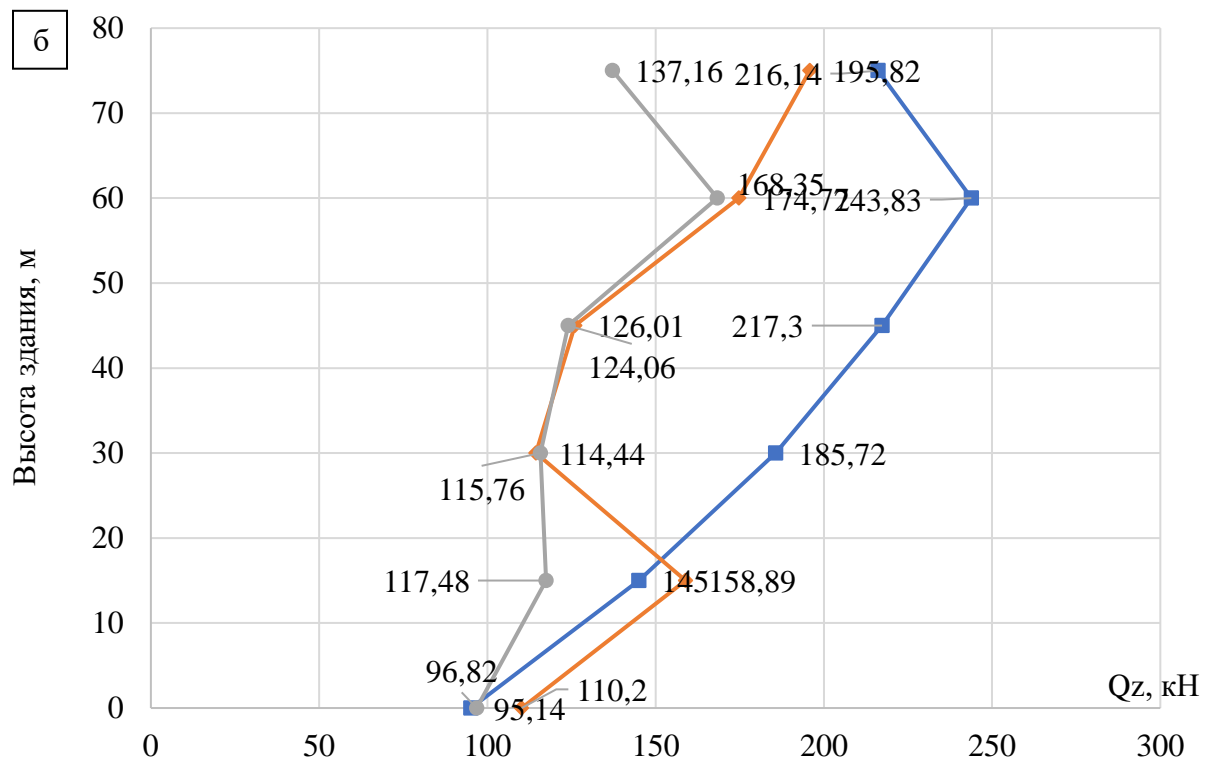
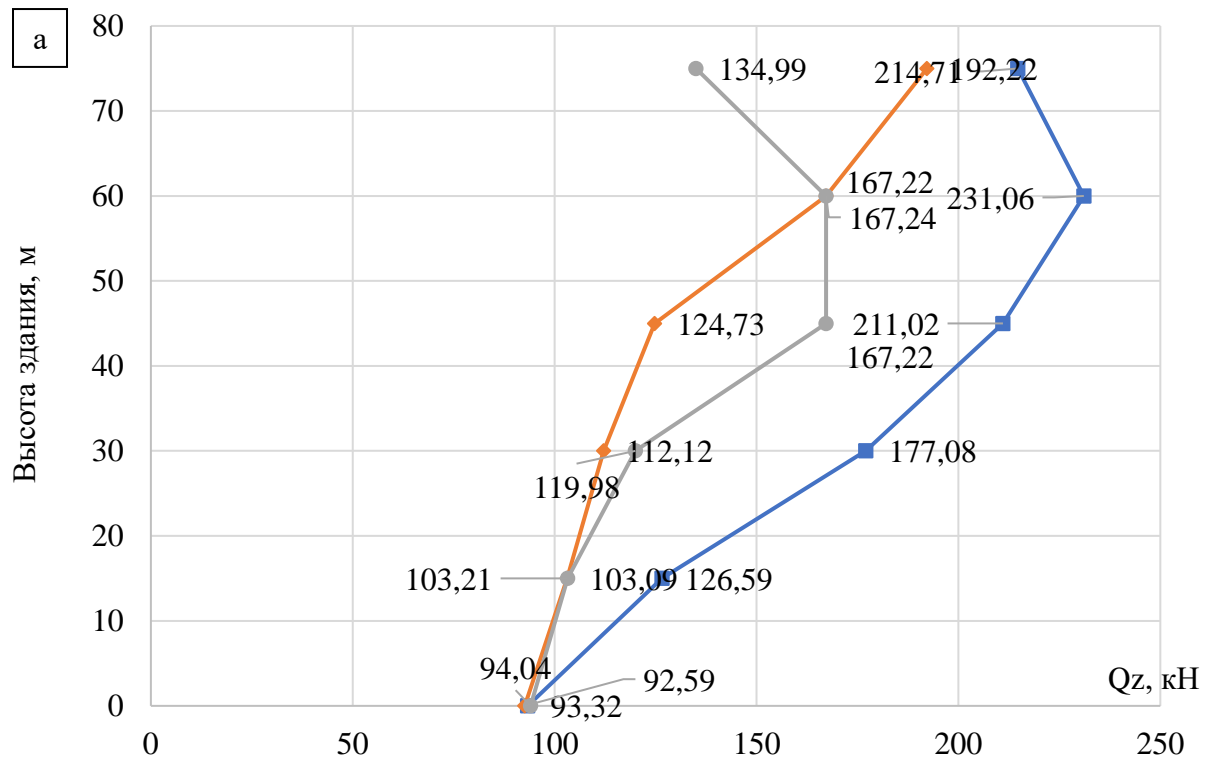
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —◆— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 9 – Графики максимальных продольных сил (N) во внутренних колоннах при низкочастотном землетрясении: а - г. Цзи-Цзи, Тайвань, б - гор. св. Ильи, Аляска



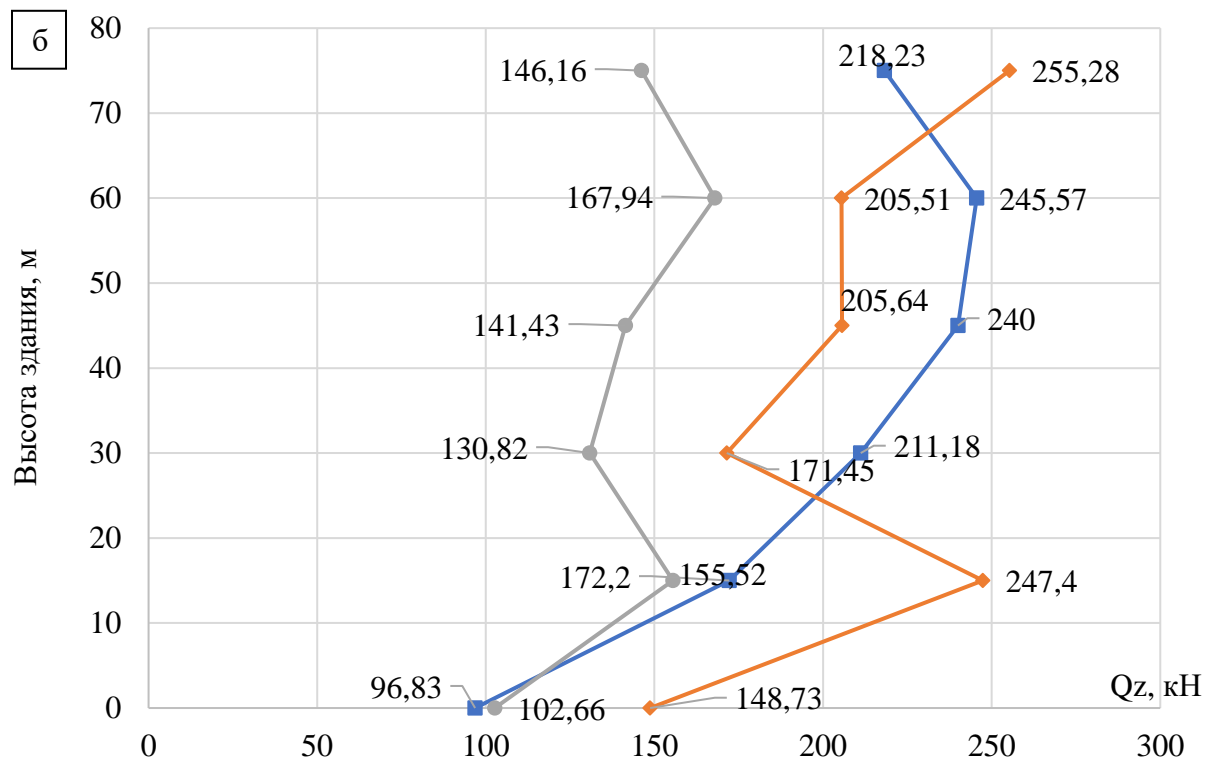
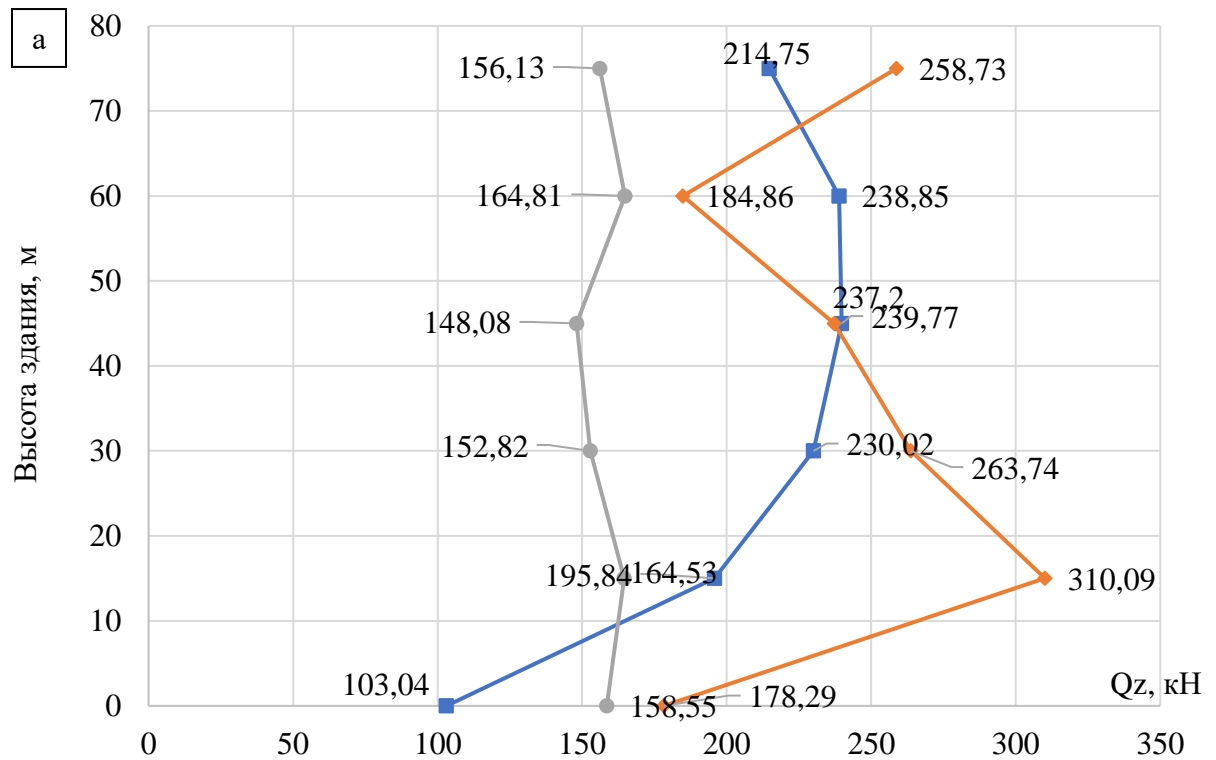
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 10 – Графики максимальных поперечных сил (Q_z) в главных балках перекрытия при высокочастотном землетрясении: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция



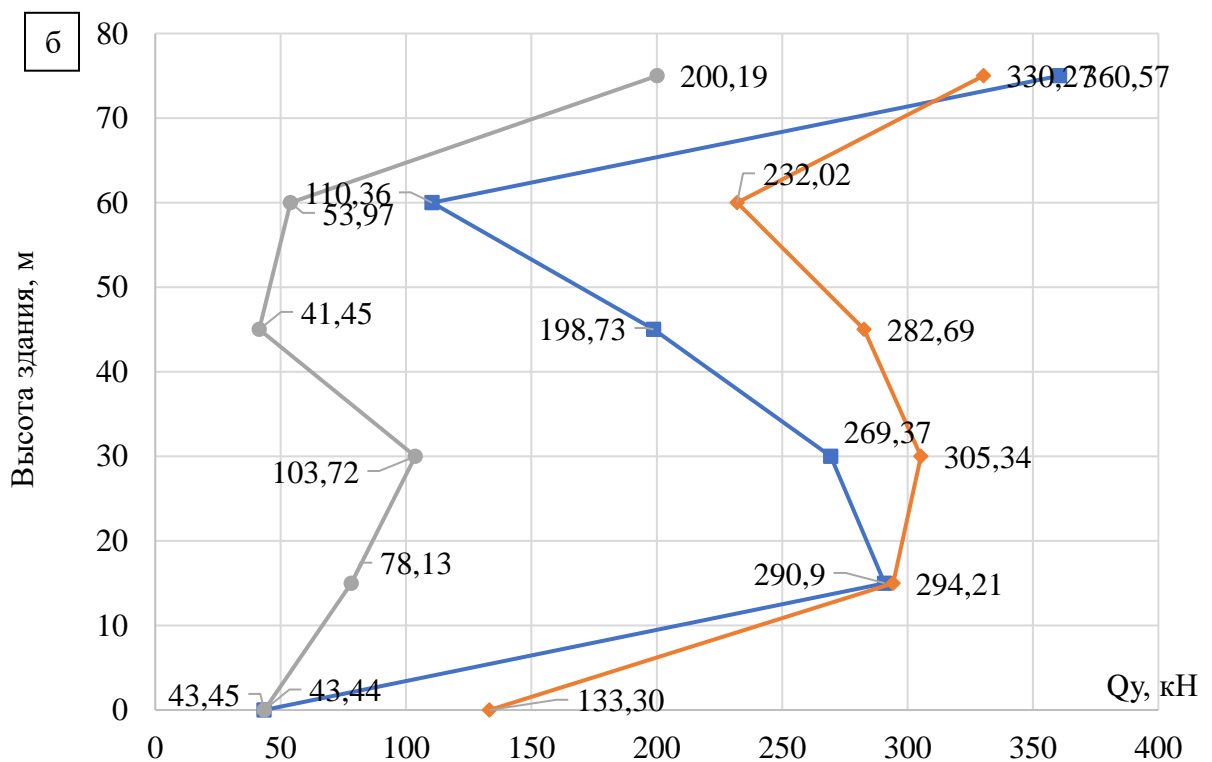
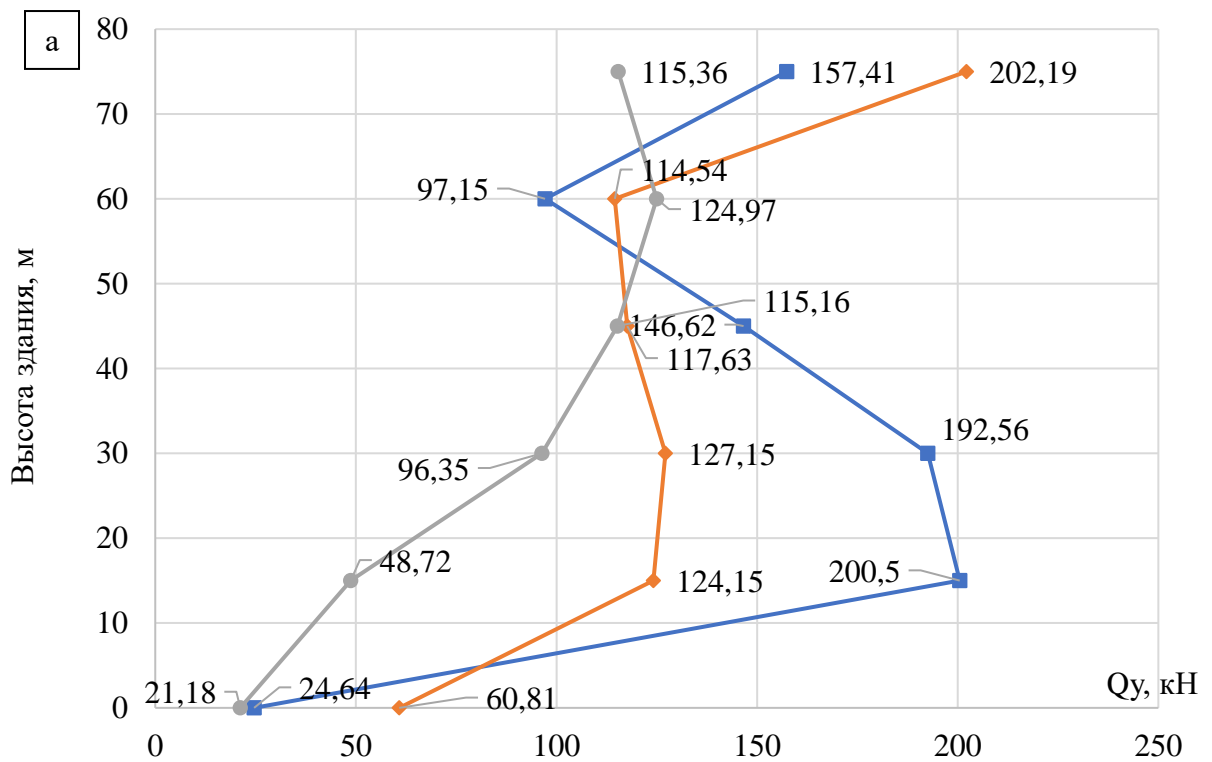
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 11 – Графики максимальных поперечных сил (Q_z) в главных балках перекрытия при среднечастотном землетрясении: а - рег. Умбрия, Италия, б - г. Грива, Греция



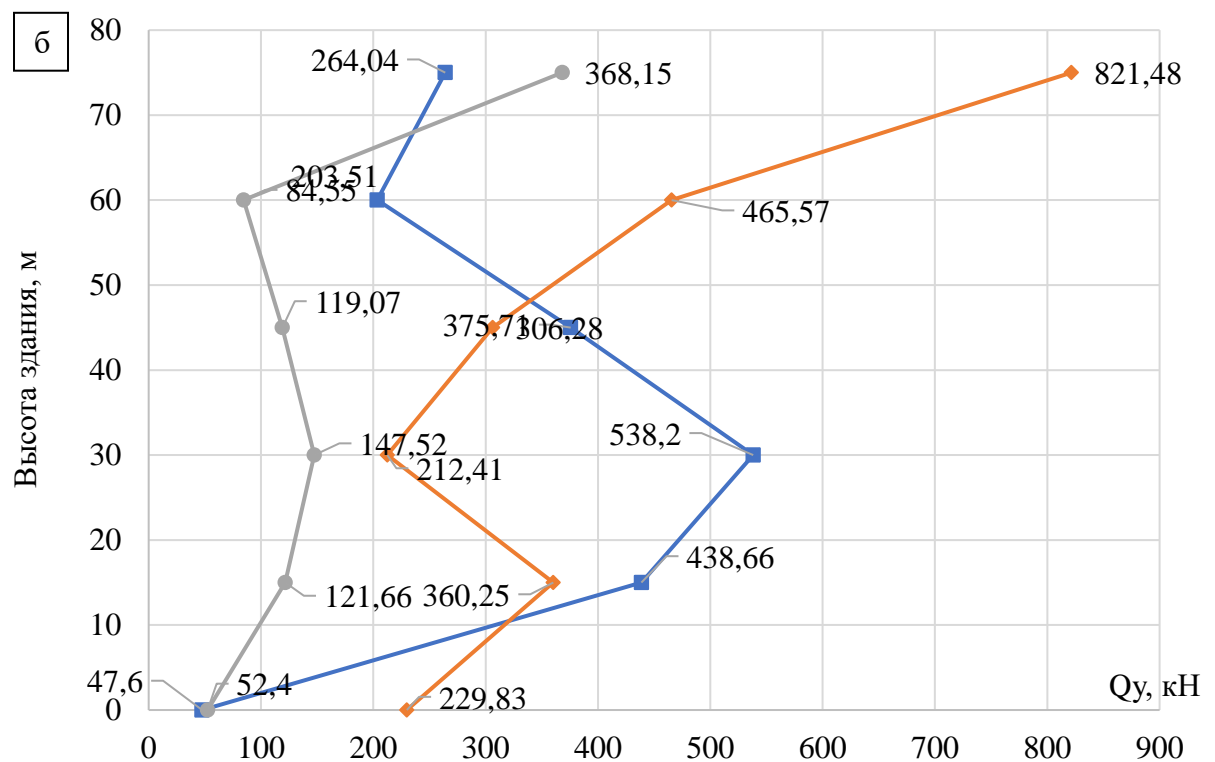
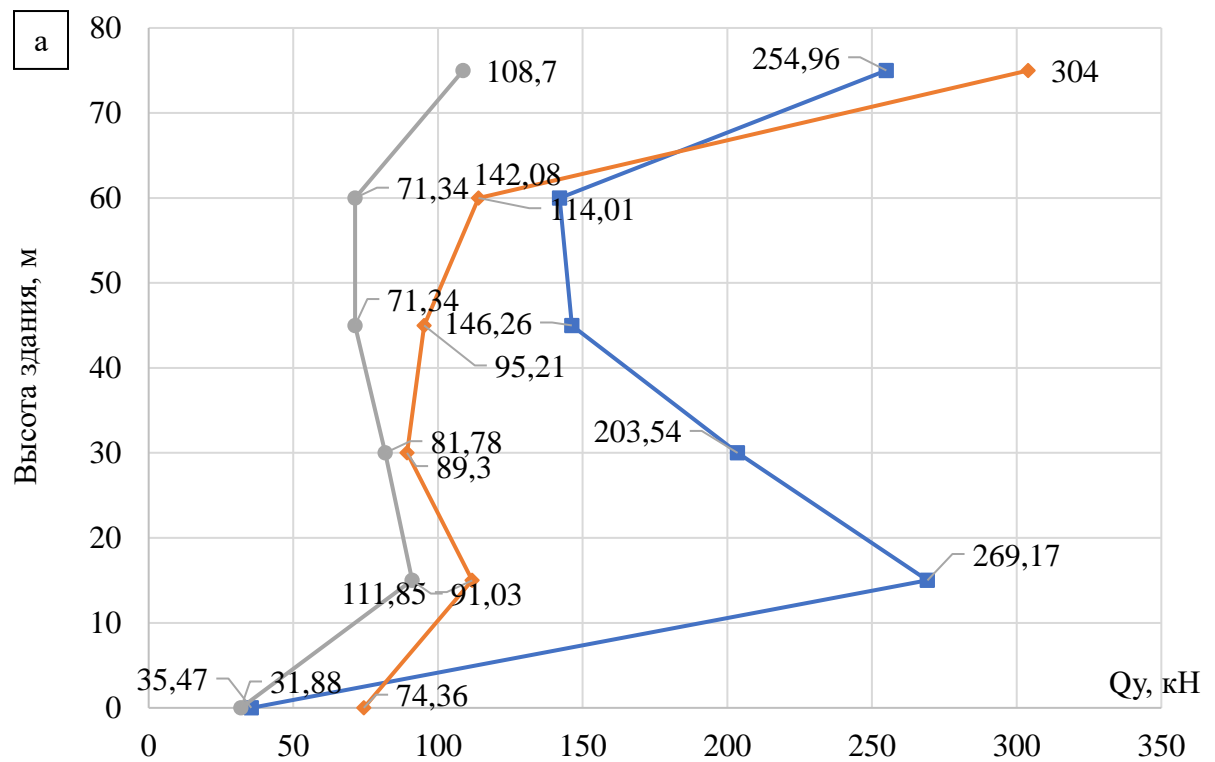
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 12 – Графики максимальных поперечных сил (Q_z) в главных балках перекрытия при низкочастотном землетрясении: а - г. Цзи-Цзи, Тайвань, б - гор. св. Ильи, Аляска



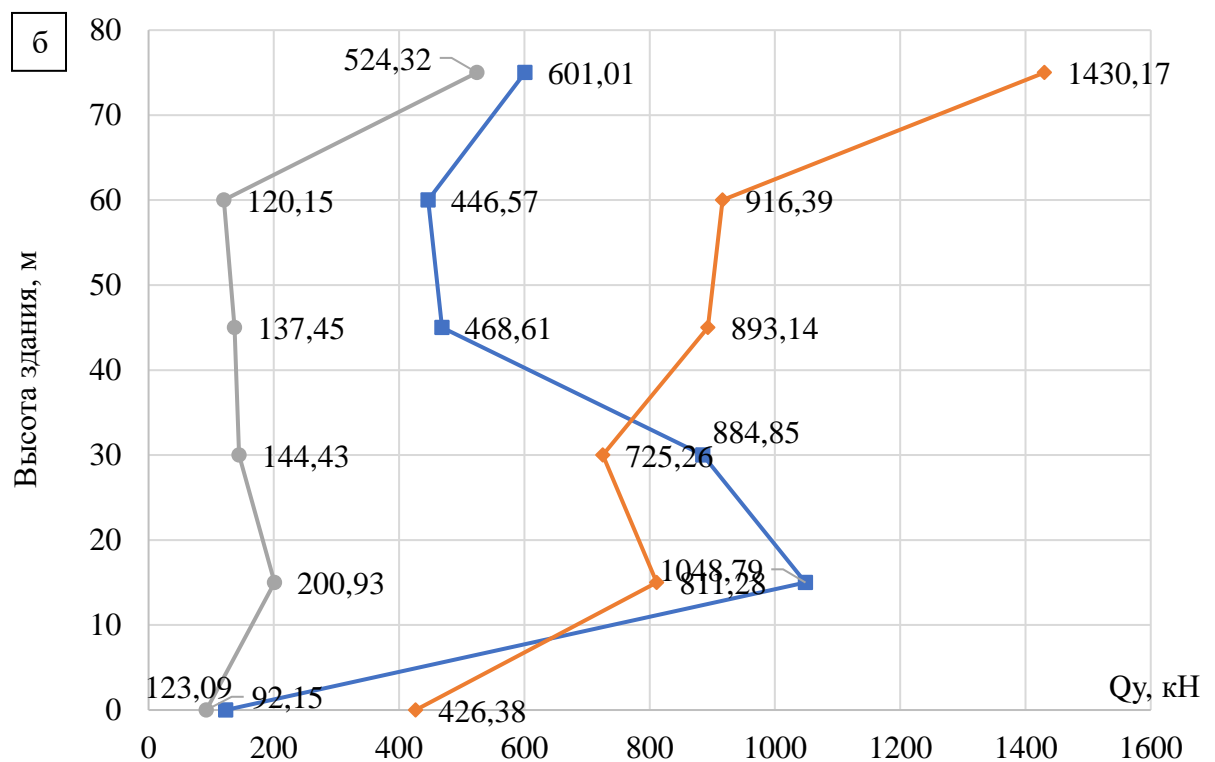
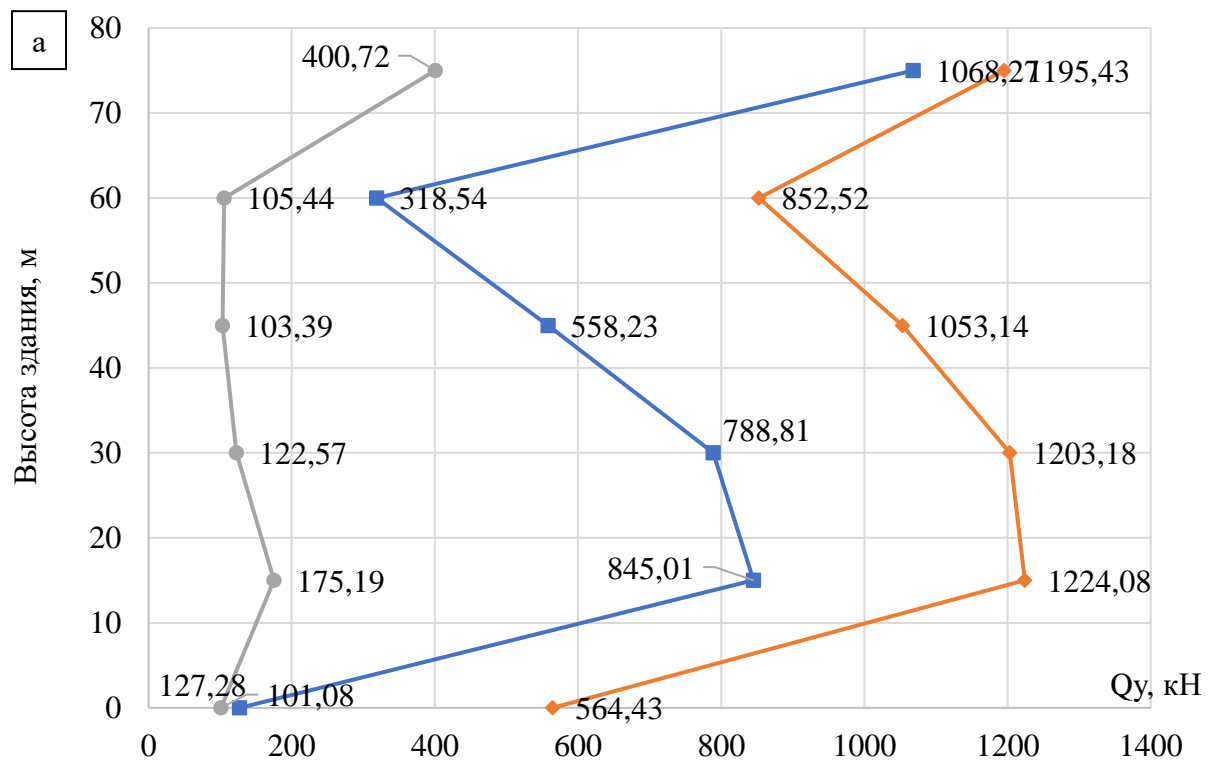
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 13 – Графики максимальных поперечных сил (Q_y) в главных балках перекрытия при высокочастотном землетрясении: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция



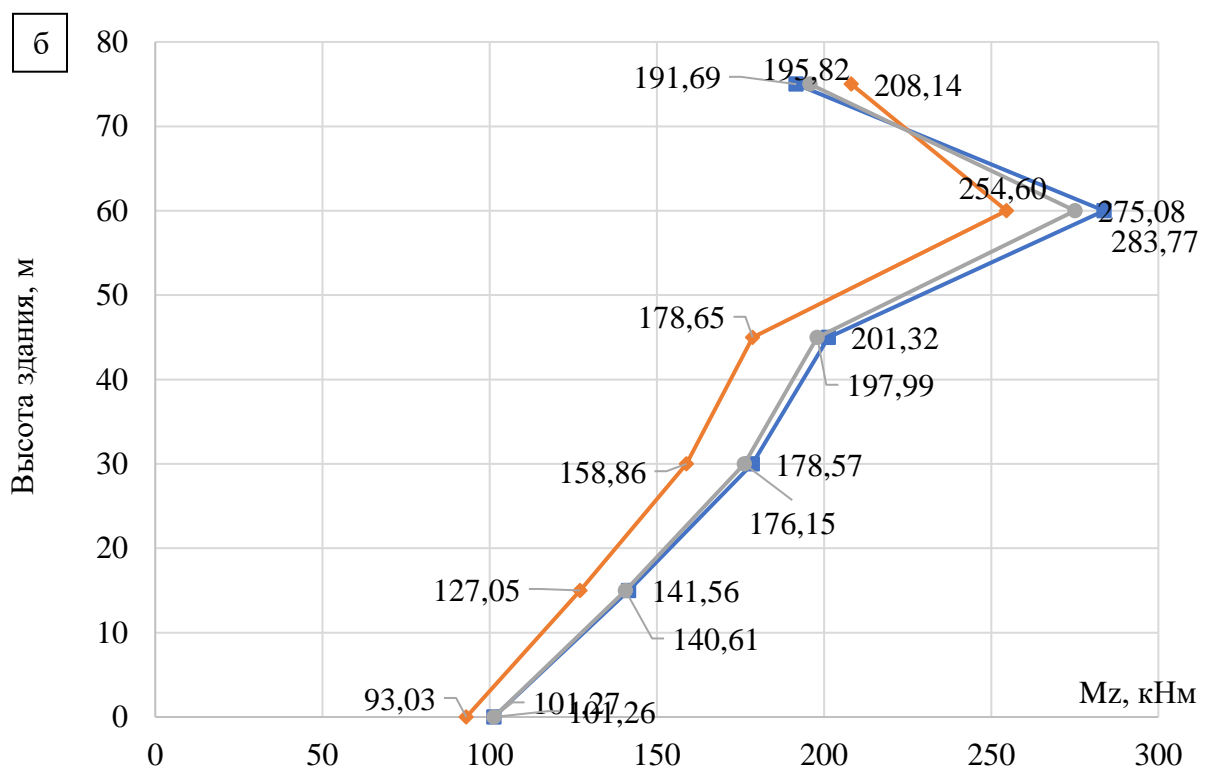
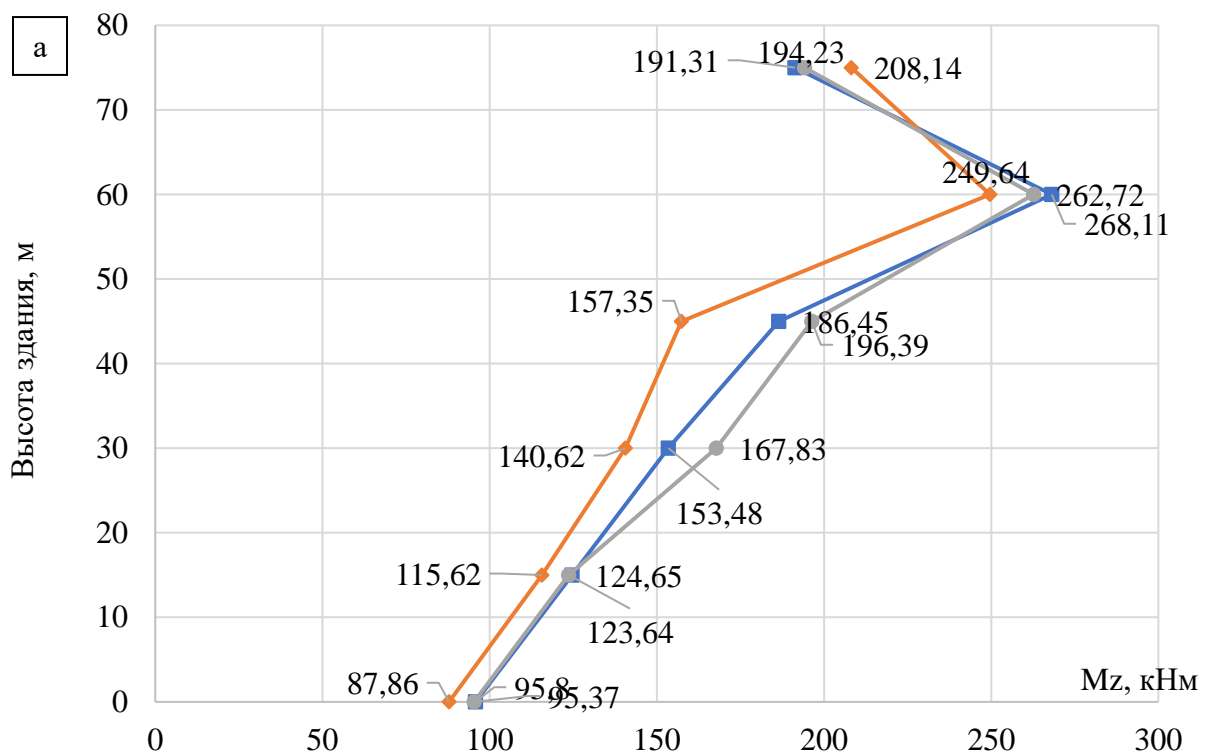
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 14 – Графики максимальных поперечных сил (Q_y) в главных балках перекрытия при среднечастотном землетрясении: а - рег. Умбрия, Италия, б - г. Грива, Греция



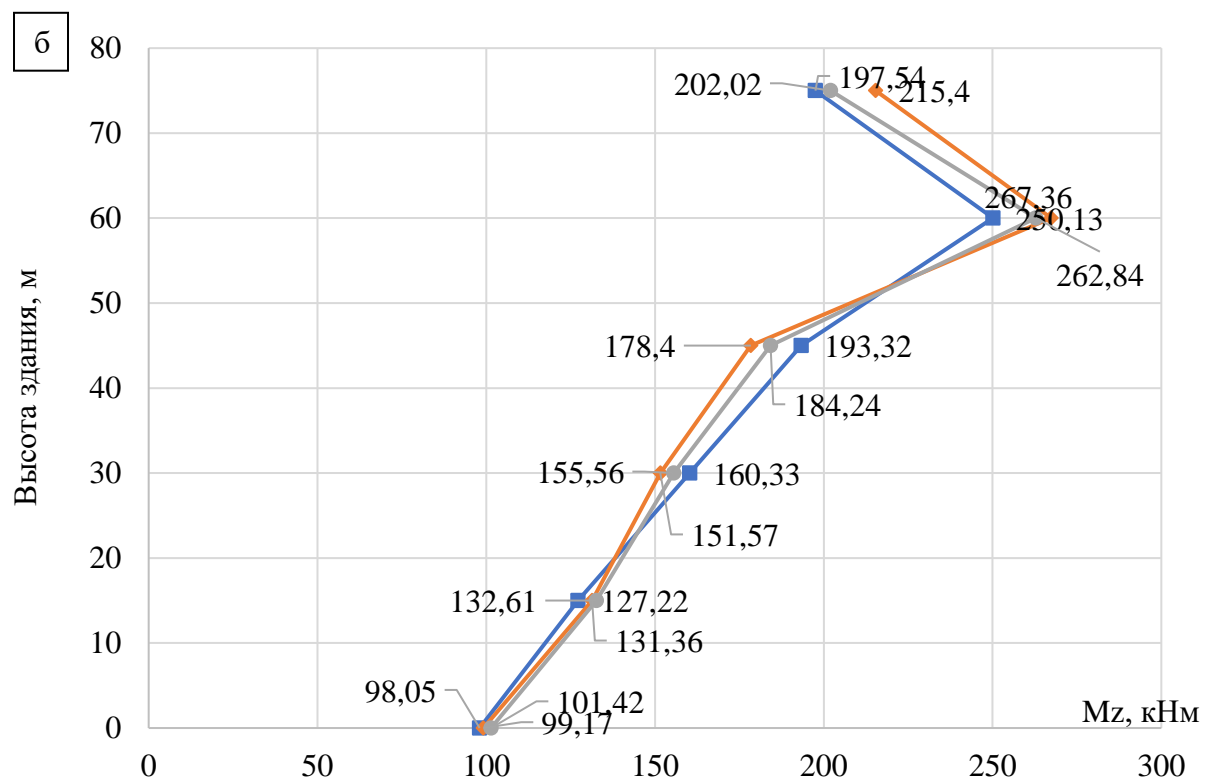
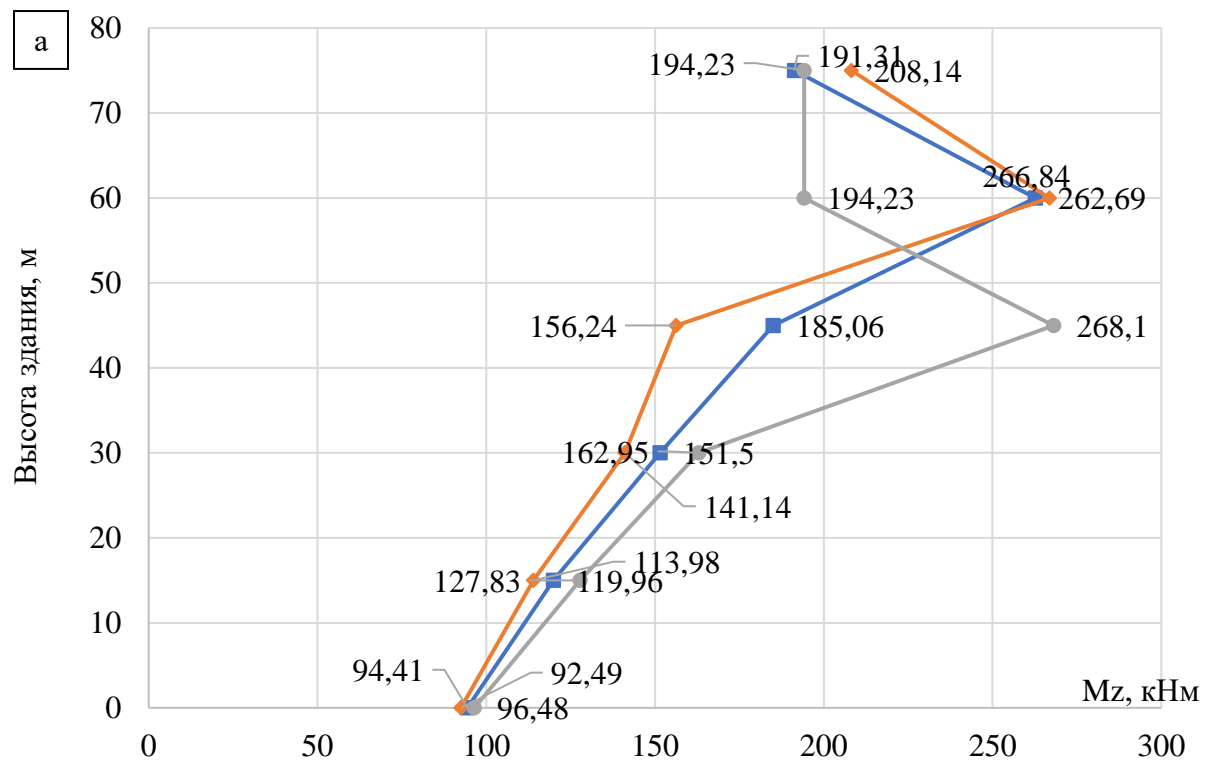
— Упруго-деформируемый вкладыш — Жесткое соединение — Нагельное соединение

Рисунок 15 – Графики максимальных поперечных сил (Q_y) в главных балках перекрытия при низкочастотном землетрясении: а - г. Цзи-Цзи, Тайвань, б - гор. св. Ильи, Аляска



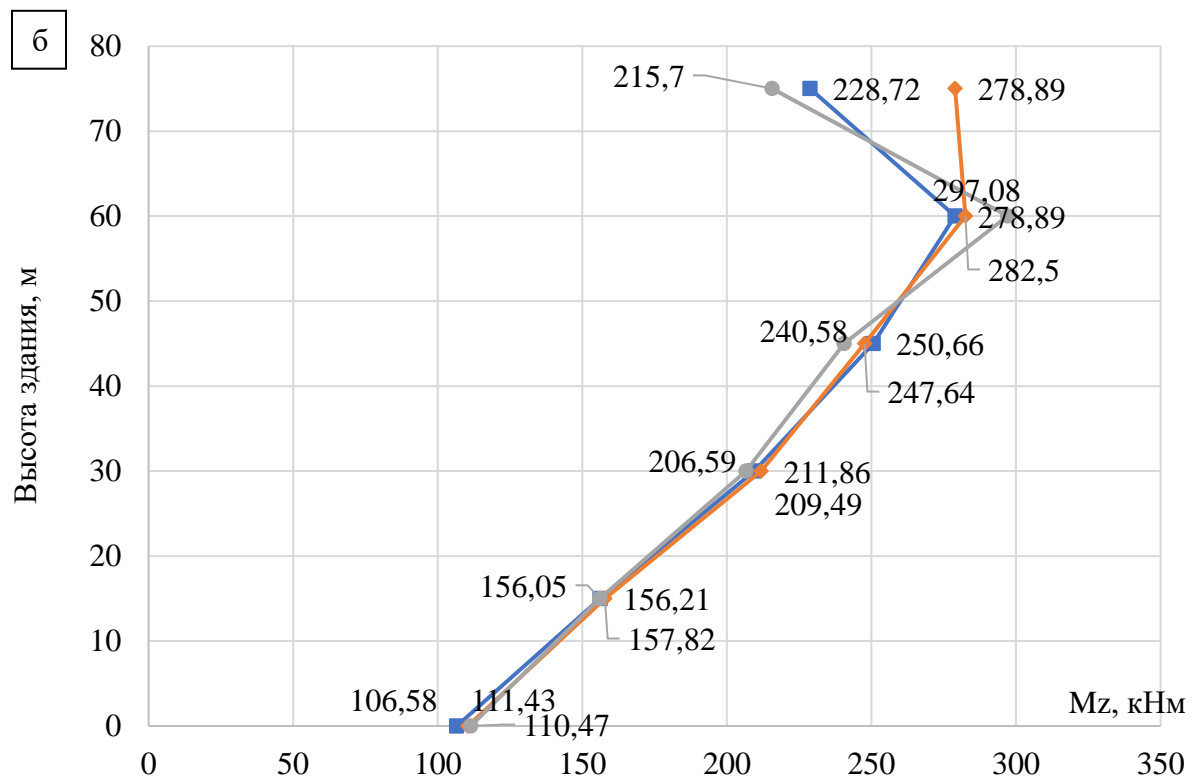
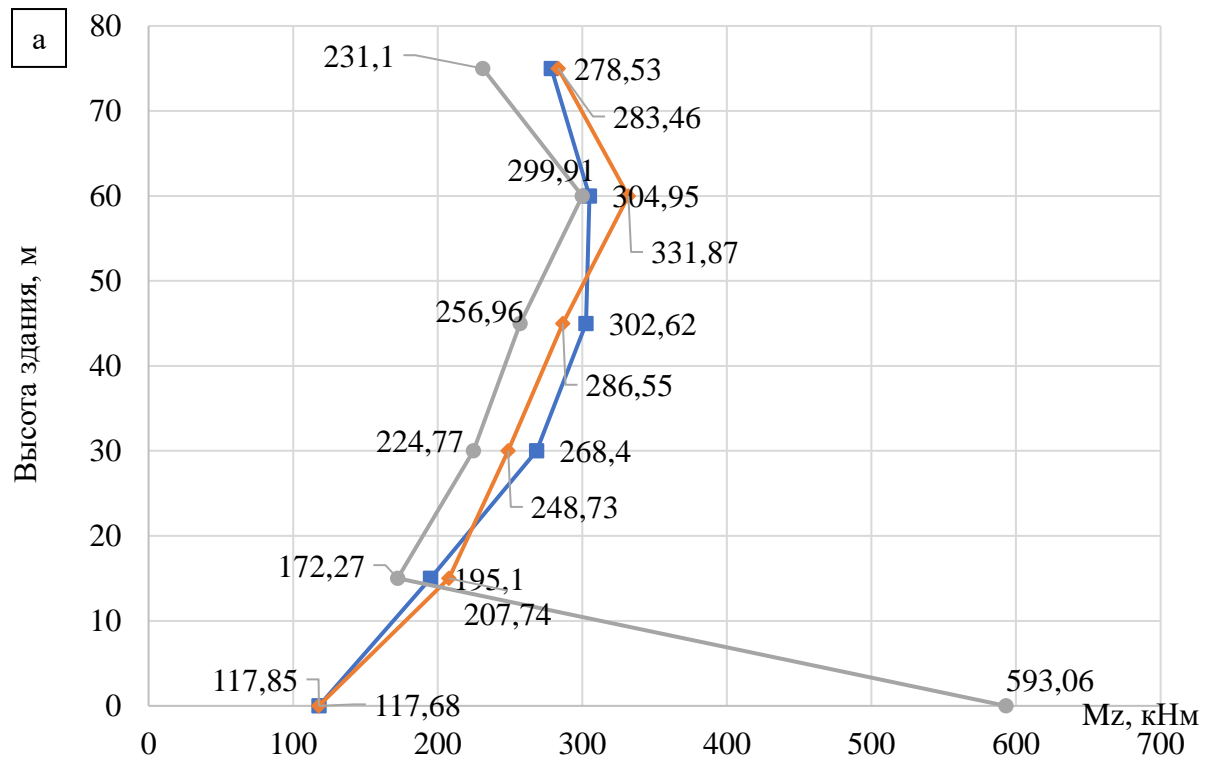
—●— Упруго-деформируемый вкладыш —●— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 16 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_z) в главных балках перекрытия при высокочастотном землетрясении: а – г. Алмирос, Греция, б – г. Фриули, Греция



—●— Упруго-деформируемый вкладыш —●— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 17 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_z) в главных балках перекрытия при среднечастотном землетрясении: а - рег. Умбрия, Италия, б - г. Грива, Греция



—●— Упруго-деформируемый вкладыш —●— Жесткое соединение —●— Нагельное соединение

Рисунок 18 – Графики максимальных изгибающих моментов (M_z) в главных балках перекрытия при низкочастотном землетрясении: а - г. Цзи-Цзи, Тайвань, б - гор. св. Ильи, Аляска