Министерство образования и науки Российской Федерации Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет)»

На правах рукописи

130.

ВАЛИЕВ АЗАМАТ ДЖОНИЕВИЧ

ОЦЕНКА СЕЙСМОСТОЙКОСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

Специальность 2.1.9. Строительная механика

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель:

кандидат технических наук, доцент Абаев Заурбек Камболатович

Владикавказ – 2025

СОДЕРЖАНИЕ

Введение
Глава 1 Оценка существующего крупнопанельного жилого фонда 11
1.1 Крупнопанельное домостроение
1.2 Поведение крупнопанельных домов при землетрясениях
1.3 Предварительная оценка сейсмостойкости существующего жилого фонда 22
1.4 Оценка существующего жилого фонда города Владикавказа
1.5 Исследование работы горизонтальных стыков панельных стен
1.6 Натурные динамические испытания панельных зданий и их фрагментов 36
1.7 Линейно-спектральная теория сейсмостойкости
1.8 Нелинейный динамический метод
Выводы по первой главе
Глава 2 Конечно-элементное моделирование крупнопанельных зданий 50
2.1 Методы строительной механики, снижающей трудоемкость вычислений
расчетных моделей
2.2 Численные методы строительной механики
2.2.1 Метод центральных разностей 54
2.2.2 Метод ННТ-α
2.2.3 Метод Хьюболта 57
2.2.4 θ-Метод Вилсона
2.2.5 Метод Рунге – Кутты четвертого порядка 59
2.2.6 Метод Ньюмарка 60
2.2.7 Исследование динамического отклика системы с одной степенью
свободы различными численными методами 61
2.2.8 Устойчивость и точность численных методов
2.3 Нелинейные динамические задачи и метод конечных элементов

2.3.1 Специфические аспекты нелинейного сейсмического анализа 65
2.3.2 Плюсы и минусы численных методов в сейсмическом анализе
2.4 Предпосылки, применяемые при проектировании. Верификация предпосылок.
Расчетная модель объекта исследования75
2.4.1 Расчетные предпосылки75
2.4.2 Моделирование крупнопанельного здания в ПК ЛИРА-САПР 78
2.4.3 Объект исследования 82
2.4.4 Описание модели
2.4.5 Упрощение сетки конечных элементов
2.4.6 Упрощение исходной расчетной модели в стержневую многомассовую
модель
2.5 Верификация расчетных предпосылок и анализ результатов расчета объекта
исследования
2.5.1 Верификация расчетных предпосылок 100
2.5.2 Верификация расчетной модели 104
Выводы по второй главе 118
Глава 3 Разработка кривых повреждаемости крупнопанельных зданий 121
3.1 Уровни работоспособности здания 121
3.2 Инкрементальный динамический анализ 129
3.3 Сравнительный анализ расчета с учетом нелинейной работы материалов с
традиционными методами126
3.4 Выбор записей землетрясений 131
3.5 Разработка кривых повреждаемости
Выводы по третьей главе143
Глава 4 Разработка рекомендаций по внедрению предлагаемых решений 144
4.1 Пути внедрения предлагаемых решений 144
4.2 Принципы реализации системы мониторинга сейсмической повреждаемости
многоквартирных жилых домов

4.2.1 Разработка модуля обработки данных расчетных программных
комплексов149
4.2.2 Разработка модуля построения кривых повреждаемости
крупнопанельных жилых зданий152
4.2.3 Разработка модуля работы с картами 156
4.2.4 Разработка и тестирование прототипа системы прогнозирования
сейсмической повреждаемости159
Выводы по четвертой главе162
Заключение
Список использованной литературы167
Приложение А. Компьютерный код на языке Python для определения отклика
системы с одной степенью свободы разными методами 178
Приложение Б. Акт внедрения результатов научно-исследовательской работы
министерства строительства и архитектуры Республики Северная Осетия –
Алания
Приложение В. Акт о внедрении результатов научного исследования в практику
Администрации местного самоуправления г. Владикавказа 184
Приложение Г. Диплом лауреата премии Главы Республики Северная Осетия –
Алания среди молодых ученых и специалистов
Приложение Д. Приказ о назначении Валиева А. Д. исполнителем проекта № 24-
79-00087 Российского научного фонда 187

введение

Актуальность темы. Большинство зданий и сооружений существующего жилого фонда сейсмических регионов Российской Федерации (27 из 89 субъектов; 24,2 % от общего населения страны [1]) построено до актуализации нормативной документации на строительство в сейсмических регионах, в связи с чем актуальной становится задача оценки соответствия фактической сейсмостойкости зданий нормативным требованиям с учетом физической деградации свойств строительных материалов и конструктивных особенностей, присущих различным типам сооружений. Разрушительные последствия землетрясений начала февраля 2023 г. в Турции и Сирии как нельзя более отчетливо показали необходимость наличия эффективных методов оценки сейсмостойкости жилого фонда и прогнозирования их повреждаемости. Крупнопанельные здания (КПЗ) из сборного железобетона были одним из самых распространенных конструктивных типов массовой застройки в СССР. Во Владикавказе в КПЗ проживает около 35 тыс. человек (по данным 2023 года). Методы расчета, регламентированные в своде правил СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» и СП 335.1325800.2017 «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования», не позволяют в полной мере учесть нелинейную динамическую работу сооружений в результате сейсмического воздействия. Поскольку многим из этих зданий почти 50 лет и их техническое состояние зачастую бывает неудовлетворительным, актуальным становится вопрос оценки сейсмостойкости крупнопанельного жилого фонда сейсмических районов с учетом отмеченных особенностей.

Степень разработанности. Крупнопанельные здания подвержены негативному влиянию недостаточного обслуживания и окружающей среды. Значительное количество таких зданий в России и Европе требует анализа механизмов их повреждения и обрушения. Российские нормы и стандарты должны включать положения, касающиеся сборных крупнопанельных конструкций. Поскольку многим из этих зданий почти 50 лет, и они находятся в неудовлетворительном состоянии, важно определить, следует ли их восстанавливать, реконструировать или сносить. Для решения этого вопроса должны быть разработана соответствующая научнообоснованная методология.

Исследованиями поведения крупнопанельных железобетонных стен при сейсмических воздействиях занимались такие ученые как Ашкинадзе Г. Н., Шапиро Г. И., Махвиладзе Л. С., Поляков С. В., Маклакова Т. Г., Бейкер Д., Пауэлл Г., Олива М., Клофф Р., Соколов Б. Ф. и многие другие. Исследованиями работы и моделирования швов крупнопанельных зданий занимались Данель В. В., Зенин С. А., Колчунов В. И. и др. Большой вклад в исследование крупнопанельных зданий в общем внесли такие организации как ЦНИИЭП жилища, ЦНИИСК имени В. А. Кучеренко [2–10].

Однако несмотря на значительные успехи в теории и практике проектирования крупнопанельных зданий, можно отметить недостаточные исследования нелинейной работы стыков при сейсмических воздействиях. Представленные в литературе вибродинамические натурные исследования позволяют получить качественные представления об основных динамических параметрах сооружения (период колебаний, декремент затухания) и характере его повреждаемости, что безусловно, является крайне необходимым для проектирования знадий [3]. В то же время данных результатов недостаточно для численного параметрического моделирования нелинейной работы здания при сейсмических воздействиях и последующей оценке его сейсмостойкости. Важно также отметить, что проведение подобных крупномасштабных испытаний крайне затратно и последние такие испытания в нашей стране были проведены еще в конце 1980-х годов прошлого века.

Цель работы: разработка эффективных методов оценки сейсмостойкости и их реализация для крупнопанельного жилого фонда.

Для достижения поставленной цели требуется решить следующие задачи:

1. Разработать методику моделирования работы и накопления повреждений крупнопанельных зданий с учетом физической нелинейности.

2. Провести инкрементальный динамический анализ разработанных моделей, включая выбор и масштабирование записей землетрясений для рассматриваемой площадки строительства.

3. Разработать кривые повреждаемости крупнопанельных жилых зданий серии 92С, в том числе определить критерии уровней работоспособности.

4. Разработать организационные рекомендации и предложения для внедрения результатов работы в практику снижения сейсмического риска в Российской Федерации.

Объект исследования – крупнопанельные жилые здания (КПЗ) серии 92С и ее модификации.

Предмет исследования – эффективные методы оценки сейсмостойкости зданий и сооружений в нелинейной постановке.

Методология и методы исследования. Для решения поставленных задач использовались метод конечных элементов, методы математического моделирования сейсмических воздействий, строительной механики и динамики сооружений. Результаты исследований сопоставлялись с известными результатами экспериментальных и теоретических исследований.

Научная новизна диссертации:

– Предложена методика моделирования крупнопанельных жилых зданий с учетом физически нелинейной работы элементов сооружений, отличающаяся использованием комбинации пластинчатого и линейного конечных элементов для моделирования нелинейной работы горизонтальных стыков.

– Разработана методика построения кривых повреждаемости для крупнопанельных жилых зданий на основе инкрементального динамического анализа, отличающаяся выбором записей землетрясений для рассматриваемой строительной площадки и учетом различных интенсивностей сейсмического воздействия.

 Впервые разработаны кривые повреждаемости для крупнопанельных жилых зданий, представляющие собой графические отображения вероятности превышения определенного уровня повреждений при сейсмическом событии определенной интенсивности.

– Разработаны рекомендации и предложения, позволяющие повысить эффективность оценки сейсмического риска крупнопанельных жилых зданий в сейсмических районах, отличающиеся использованием кривых повреждаемости в рамках текущей практики снижения последствий сейсмических событий.

Практическая значимость работы заключается в следующем:

 Предлагаемые решения позволят обеспечить более точную и надежную оценку сейсмической уязвимости существующих крупнопанельных жилых зданий и предоставят ценную информацию о стратегиях снижения риска и сейсмоусиления.

 Потенциальный вклад в разработку научно обоснованной политики и нормативных актов по строительству, оценке сейсмостойкости и сейсмоусилению зданий в сейсмических районах.

Положения, выносимые на защиту:

 Методика моделирования крупнопанельных жилых зданий с учетом физически нелинейной работы элементов сооружений.

 Методика проведения инкрементального динамического анализа, включая выбор и масштабирование записей землетрясений для рассматриваемой площадки строительства.

– Кривые повреждаемости крупнопанельных жилых зданий, включая критерии для определения уровней работоспособности.

 – Рекомендации и предложения по внедрению результатов работы в практику снижения сейсмического риска в Российской Федерации.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК: 2.1.9 Строительная механика, а именно:

 п. 7. Теория и методы расчета зданий и сооружений в экстремальных ситуациях (землетрясения, ураганы, взрывы, пожары, аварии и так далее);

 п. 2. Линейная и нелинейная механика конструкций, зданий и сооружений, разработка физико-математических моделей их расчета.

Степень достоверности и апробации результатов. Достоверность результатов исследований подтверждается использованием апробированных методов

динамики сооружений и опытом сейсмостойкого строительства. Результаты исследований соответствуют данным других авторов, имеющимся по отдельным вопросам, затронутым в диссертации.

– Работа поддержана грантом «Студенческий стартап» Фонда содействия инновациям (договор № 1463ГССС15-L/88312).

 – Работа поддержана премией Главы Республики Северная Осетия-Алания среди молодых ученых и специалистов.

– Работа выполнялась в рамках проекта № 24-79-00087 «Исследование нелинейной сейсмической реакции крупнопанельных зданий» Российского научного фонда в рамках Президентской программы исследовательских проектов, реализуемых ведущими учеными, в том числе молодыми учеными («Проведение инициативных исследований молодыми учеными»).

Основные теоретические положения и выводы диссертационной работы подтверждены апробацией на следующих конференциях и семинарах:

– Научно-практической конференции «Пространственные модели и методы расчета сейсмостойкости сооружений», приуроченной к 75-летию профессора Ю.П. Назарова (Москва, 17–18 декабря 2024 г.).

– V-й международной научно-технической конференции "International Conference on Materials Physics, Building Structures and Technologies in Construction, Industrial and Production Engineering" (Владимир, 2024 г.).

– XV-й Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию с международным участием (Сочи, 2023 г.).

– 7-й международной научно-технической конференции «Строительство, архитектура и техносферная безопасность» (Сочи, 2023 г.).

– Исследование было отмечено благодарностью Председателя Парламента Республики Северная Осетия-Алания Т. Р. Тускаева (Распоряжение от 06.02.2023 г. № 11/лс).

 Результаты работы были внедрены в работу администрации местного самоуправления г. Владикавказа (акт о внедрении результатов научного исследова-

ния в практику от 22.01.2024 г. № 42) и Министерства строительства и архитектуры Республики Северная Осетия-Алания (акт о внедрении результатов научно – исследовательской работы от 08.12.2023 г. № 01-13/3-61) в рамках реализации государственной программы Республики Северная Осетия – Алания «Обеспечение доступным и комфортным жильем граждан в Республике Северная Осетия – Алания» на 2023–2025 годы.

Публикации. Основные научные результаты диссертации опубликованы в 14 научных работах, в том числе 6 в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК и 4 статьей в изданиях, входящих в международные базы цитирования Scopus и Web of Science.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, библиографического списка литературы и 5 приложений. Ее содержание изложено на 187 страницах, проиллюстрировано 95 рисунками и 20 таблицами. Библиографический список литературы содержит 116 наименований.

ГЛАВА 1 ОЦЕНКА СУЩЕСТВУЮЩЕГО КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЖИЛОГО ФОНДА

1.1 Крупнопанельное домостроение

История процесса перехода советского жилищного строительства на индустриальные методы связана с некоторыми научными исследованиями и экспериментальными архитекторскими, конструктивными и технологичными разработками. Внедрение данных методов стало возможным благодаря развитию производства железобетонных конструкций в нашем государстве. Чтобы увеличить объемы производства, с 1948 по 1960 годы возводились заводы по производству каменной щебенки и бетона, а также, соответственно, железобетонных изделий. В тот период производственный объем последних увеличился с 5,5 млн м³ до 40 млн м³. К середине 1968 года в СССР действовало более 1000 механизированных полигонов и заводов сборного железобетона, которые производили в год более 50 млн м³. Поэтапный переход к крупноразмерным конструкциям предоставил стране возможность ускорить строительство зданий по значительно меньшей стоимости. Несмотря на весомые успехи, которые государство достигло при индустриализации жилищного строительства, специалисты понимали, что выполнить в короткие сроки настолько большие объемы домостроения с минимальными трудозатратами можно только при переходе на полносборное крупнопанельное строительство жилых зданий.

Первый четырехэтажный каркасно-панельный дом был построен в 1947– 1948 годы в московском районе Соколиная гора. Проект разработали Институт строительной техники Академии строительства и архитектуры СССР и Горстройпроект. Несущие элементы постройки выполнили из профильного металла. Наружные панели были многослойными, куда входило утепление и два слоя асбестоцементных плит толщиной по 40 мм. В виде ребристых плит выполнили панели перекрытия, а из гипсовых плит – межквартирные перегородки. Для того, чтобы определить наиболее рациональные и экономически выгодные объемно-планировочные решения, в 1948–1952 годах в некоторых городах СССР организовали экспериментальное строительство.

К 1950 году Березовский строительный комбинат массово возводил крупнопанельные одноэтажные дома (от дву- до восьмиквартных). После того, как предприятие освоило производство и сборку одноэтажных сооружений, построив более 800 единиц, оно приступило к выпуску двухэтажных.

В Москве на Хорошовском шоссе в 1949-1951 годы построили пятнадцать жилых многоквартирных домов каркасно-панельной системы, проект которых был составлен институтом Моспроекта. В шести из них несущим каркасом были металлические профили, а в других – сборные железобетонные конструкции. Это позволило снизить до 13,9 кг/м³ расход стали.

Трест Магнитстрой в 1951–1952 годы в Магнитогорске экспериментально возвел трех- и четырехэтажные жилые здания с бескаркасной системой по проектам, разработанным ими совместно с Институтом строительной техники Академии архитектуры СССР. Толщина несущих панелей наружных стен составляла 300 мм и была выполнена из слоя пенобетона и плит по 40 мм.

Первые в мире заводы сборных железобетонных изделий были возведены в Москве в 1952–1954 годы и назывались Люберецкий и Шелепихинский. Их годовая производительность составляла по 120 тыс. м³ изделий, что достигалось конвейерным способом. Это стало началом распространенного внедрения в строительство жилых сооружений крупноразмерных сборных железобетонных элементов, которые изготовляли механизированным способом на заводах [5].

Крупнопанельный пятиэтажный дом бескаркасной конструктивной системы, несущие продольные стены которого были пролетом 6 метров, был построен в 1955 году в Ленинграде. На основе этого проекта коллективом Гипростройиндустрия в 1958 году в городе Выксе были разработаны типовые крупнопанельные дома для массового строительства. Серия получила шифр 1-464. Конструктивную надежность и технико-экономическое преимущество перед традиционными конструкциями удалось подтвердить в первые годы массово-

го строительства данной типовой серии благодаря постройкам в различных климатических и геологических условиях, например, горные выработки, просадочные грунты и сейсмика 7–9 баллов. Трудозатраты и вес самих зданий были снижены на 30–40 %, сроки строительства сократились в два раза, а цена жилой площади на 7–9 %.

В 1972–1974 годах в связи с выходом нового СНиП по жилым зданиям, предусматривающего значительное повышение комфорта жилых квартир, АКБ-1 ЦНИИЭП жилища была осуществлена разработка новой серии типовых проектов для строительства в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, которой был присвоен индекс 92.

Серия 92 так же, как и предшествующая ей серия 1-464С, построена на конструктивной системе с малыми пролетами между несущими поперечными стенами – 3 и 3,6 м и панелями размером на комнату с укрупненным модулем 60 см. В состав серии входили пяти- и девятиэтажные блок-секции для строительства в сейсмических районах 7, 8 и 9 баллов.

В отличие от серии 1-464AC, где основные сейсмические срезающие усилия воспринимаются сварными металлическими деталями, в серии 92 они воспринимаются бетонными шпонками. Растягивающие напряжения воспринимаются вертикальной арматурой, закладываемой в вертикальных стыках в местах сопряжения наружных и внутренних стеновых панелей.

1.2 Поведение крупнопанельных домов при землетрясениях

В период массового крупнопанельного домостроения оставался важен вопрос оценки поведения конструктивных систем при сильных землетрясениях. Большинство сейсмоопасных регионов были застроены типовой серией 1–464 и ее модификациями.

Каждое сильное землетрясение позволяло оценить правильность используемых принципов и методов строительства. В первые годы крупнопанельного домостроения оставались опасения относительно их сейсмостойкости, несмотря на детальную инженерную проработку их конструктивных решений и многочисленные эксперименты.

К 1990 году крупнопанельные здания в регионах СССР, в Румынии, Югославии и других странах попали в зону действия пятнадцати сильных землетрясений, что позволило собрать информацию о поведении зданий. Основным подходом по анализу последствий землетрясений является подход, при котором проводится инженерный анализ последствий землетрясений с выполнением расчетных проверок, оценкой возможности развития неупругих деформаций и т. п. Однако, информация о сейсмическом реагировании крупнопанельных зданий не всегда достаточна для выполнения подобного анализа. В таблице 1.1 приведены общие данные о результатах обследования зданий после землетрясений [3].

Первые нормативные документы на строительство в сейсмических регионах в Советском Союзе появились еще в 40-х годах прошлого столетия в виде инструкций и технических условий, с конца 50-х годов была введена система строительных норм (СН), в дальнейшем переименованная в строительные нормы и правила (СНиП). На сегодняшний день актуальным нормативным документом является свод правил (СП) [11]. Следует также отметить, что в 2020 году вышло Изменение 1 данного СП, которое вызвало противоречивую реакцию научного и инженерного сообществ [12], в результате чего Приказом Минстроя России от 29 января 2021 года № 27/пр данное изменение было отменено.

В новейшей истории России проблема снижения сейсмического риска решалась путем реализации целевых программ. В таблице 1.2 представлен список целевых программ различного уровня (федерального, регионального и муниципального), а также общий объем средств, направленных на их реализацию.

Таблица 1.1 Последствия масштабных землетрясений

№	Дата	Эпицентр	Место наблюдения	Место Интенсивность Этажность Типова наблюдения воздействия Этажность серия		Типовая серия	Повреждения
1	26.04.66	Ташкент	Ташкент	8	4	Туз-500	Тонкие трещины в швах, от- дельные в панелях
2	14.05.70	Буйнакск (ДагАССР)	пос. Дубки	7	4-5	1-464AC	Тонкие трещины в отдель- ных панелях
3	10.05.71	Джамбул (Казахская ССР)	Джамбул	7	5	1-464AC	Небольшие трещины в пере- мычках и швах между пане- лями
4	25.11.71	Петропавловск- Камчатский	Петропавловск- Камчатский	8	4-5	1–464AC	Трещины в стенах между па- нелями, трещины в панелях по каналам электропроводки и по усадочным трещинам
5	10.01.75	Буйнакск (ДагАССР)	Буйнакск	7-8	5	1–463AC 1–474AC	Небольшие трещины в сты- ках и по контуру шпонок, оконтуривание закладных деталей
6	08.04.76	Газли (Узбекская ССР)	Газли	8	2; 4	 1–464: а) без связей в перекрытиях б) слабые связи плит перекры- тий в) слабые связи плит перекры- тий 	 а) Большие трещины в стыках, деформация связей, раздробление бетона, сквозные трещины в панелях стен б) Трещины в стыках, небольшие трещины в панелях в) Тонкие трещины в стыках.

Продолжение таблицы 1.1

№	Дата	Эпицентр	Место наблюдения	Интенсивность воздействия	Этажность	Типовая серия	Повреждения
		5 Газли (Узбекская ССР)				1–464: а) без связей в перекрытиях, слабые связи плит перекры- тий	 а) Раздвижка стен, разрывы панелей, обрушение плит пе- рекрытий, обвалы
7	17.06.76		Газли	8–9	2;4	б) слабые связи плит перекры- тий	б) Раскрытие вертикальных стыков, раздвижка стен, тре- щины
						в) хорошие свя- зи стен и пере- крытий	 в) Раскрытие вертикальных стыков, раздвижка стен, тре- щины наружных стеновых панелей
8	04.03.77	Карпаты	Бухарест	8	5–11	1-464MC	Волосные трещины в швах и перемычках
9	06.12.77	Чирчик (Узбекская ССР)	Чирчик	7	4	1–464y	Незначительные трещины в швах.
10	25.03.78	Тогыз-Булак (Казахская ССР)	Алма-Ата	5–6	4; 8	1—464КЗ Э—147	Нет повреждений
11	11.12.80	Назарбек (Узбекская ССР)	Ташкент	5–7	4; 9	Туз-500	Трещины в швах между па- нелями и по контуру, трещи- ны в горизонтальный стыках девятиэтажных зданий
12	06.05.82	Чимион (Узбекская ССР)	Чимион	7 4 1-4640		1–464C	Трещины в швах вокруг шпонок, отдельные – в пере- мычках
13	20.03.84	Газли (Узбекская ССР)	Газли	8–9	2	1–464	Разрушены шпонки усиле- ния, трещины в панелях

Продолжение таблицы 1.1

№	Дата	Эпицентр	Место наблюдения	Интенсивность воздействия	Этажность	Типовая серия	Повреждения
14	13.10.85	Кайраккум (Таджикская ССР)ё	Кайраккум	8	4; 5	1–464	Диагональные трещины в перемычках по 3 мм, оконту- ривание шпонок, в одном доме – волосные диагональ- ные трещины в панелях стен

Таблица 1.2 Целевые программы

	Федеральный уровень									
N₂	Наименование	Период	Общий объем средств, млрд руб.							
1.1	Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации. Сейсмика	2019–н.в.	28 004							
1.2	Повышение устойчивости жилых домов, основ- ных объектов и систем жизнеобеспечения в сей- смических районах Российской Федерации на 2009–2018 годы	2009–2018	49 390							
1.3	Федеральная целевая программа «Снижение рис- ков и смягчение последствий чрезвычайных ситу- аций природного и техногенного характера в Рос- сийской Федерации до 2015 года»	2011–2015	8 614							
1.4	Сейсмобезопасность территории России	2002-2010	28 783,9							
1.5	ФЦП "Снижение рисков и смягчение последствий чрезвычайных ситуаций природного и техноген- ного характера в Российской Федерации до 2010 года"	2006–2010	1 264,163							
1.6	ФЦП "Снижение рисков и смягчение последствий чрезвычайных ситуаций природного и техноген- ного характера в Российской Федерации до 2005 года"	1997–2005	3 046							
1.7	Развитие федеральной системы сейсмологических наблюдений и прогноза землетрясений на 1995–2000 годы	1995–2000	19 339							
	Региональный у	ровень								
2.1	Повышение устойчивости жилых домов, основ- ных объектов и систем жизнеобеспечения в Кам- чатском крае" государственной программы Кам- чатского края	2014–2018	4,223							
2.2	Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Амурской области на 2011–2014 годы	2011–2014	79,857							
2.3	Сейсмобезопасность территории Республики Ин- гушетия на 2007–2010 годы	2007–2010	1,066							

На рисунке 1.1 представлено распределение общего объема финансирования программ федерального уровня.



Рисунок 1.1. Объем финансирования федеральных целевых программ

Представленные данные свидетельствуют об актуальности и важности решения вопросов снижения сейсмического риска в Российской Федерации, однако, несмотря на внушительный объем финансирования и продолжительную историю реализации программ, эффективная методология оценки сейсмостойкости и последующего сейсмоусиления существующего жилого фонда, также как и специальные механизмы финансирования данного процесса, до сих пор не предложены, хотя необходимость их разработки неоднократно подчеркивалась в целях и задачах указанных программ.

Очевидно, что важнейшим элементом политики сейсмоусиления является развитая нормативно-техническая база, регламентирующая различные стадии процесса. Существующие нормативные документы должны быть взаимоувязаны друг с другом, лишены двусмысленностей и противоречий [13] и полностью удовлетворять нормативным запросам, начиная с момента проведения оценки сейсмостойкости и заканчивая мониторингом эффективности реализации политики сейсмоусиления.

На сегодняшний день в РФ можно выделить лишь два нормативных документа, в явном виде регламентирующих задачи оценки сейсмостойкости и обследования последствий землетрясений:

1. СП 442.1325800.2019 Здания и сооружения. Оценка класса сейсмостойкости (далее – СП 442);

2. СП 322.1325800.2017 Здания и сооружения в сейсмических районах. Правила обследования последствий землетрясения (далее – СП 322).

На рисунках 1.2–1.3 представлена взаимосвязь данных сводов правил с другими нормативными документами в области строительства.



Рисунок 1.2. Взаимосвязь СП 442.1325800.2019 с другими нормативными документами



Рисунок 1.3. Взаимосвязь СП 322.1325800.2017 с другими нормативными документами

Подробный анализ указанных документов вызывает ряд вопросов по части их практической реализации.

К примеру, в пункте 4.6 СП 422 говорится об обязанности собственника выполнять мероприятия по оценке класса сейсмостойкости, однако в настоящий момент в РФ нормативно-правовая база, регулирующая данное обязательство и отношения между участниками процесса, недостаточно разработана и зачастую противоречива.

Приложение «А» СП 422, а также п. 7.8 СП 322 требуют проведение расчетов с учетом физических несовершенств, повреждаемости сооружений и нелинейной работы строительных материалов, ссылаясь, в свою очередь, на СП 14.13330.2018 который регламентирует два метода расчета: 1) линейноспектральный метод расчета и 2) расчет во временной области с использованием акселерограмм, однако не предоставляет дальнейших рекомендаций и критериев для учета отмеченных дефектов. Очевидно, что выбор расчетной схемы и методика учета дефектов целиком определяется инженером и его предпочтениями. Для устранения данного обстоятельства необходимо наличие строгой методологии с подробными критериями и параметрами для различных типов сооружений, которая позволит избежать потенциальных ошибок и разночтений, а также создать возможность для эффективной экспертизы и контроля проектов.

В качестве примера успешной реализации подобной методологии можно отметить стандарт США ASCE 41-17, который определяет процедуры и критерии оценки сейсмостойкости существующих зданий, мостов, туннелей и других инфраструктурных объектов. Данный стандарт выделяет три уровня оценки, называемых *Tier* 1, *Tier* 2 и *Tier* 3, каждый из которых представляет собой последовательно более детальный и точный уровень оценки сейсмостойкости сооружений. *Tier* 1 представляет собой быструю предварительную оценку, на которой основываются дальнейшие исследования и более подробная оценка на уровне *Tier* 2. *Tier* 3 – наиболее подробная и точная оценка, проводимая в случае необходимости комплексных исследований и детального анализа. Данная методология позволяет проводить эффективную оценку сейсмостойкости зданий и сооружений и определять необходимые меры по их усилению в зависимости от уровня риска и заданного уровня безопасности.

Пункт 5 СП 322 регламентирует использование общегородской системы мониторинга, однако, на сегодняшний день успешные прецеденты реализации подобной системы в РФ, а также методики ее практической имплементации и внедрения в существующую систему управления населенными пунктами освещены недостаточно подробно и носят единичный характер. Пункт 9 данного документа посвящен корректировке прогностических карт последствий землетрясений, однако, также не регламентирует методику расчета, необходимые критерии и параметры для построения данных карт.

Наиболее известным примером решения похожей задачи является программное обеспечение *Hazus FEMA*, разработанное в США для моделирования и анализа последствий природных катастроф, таких как землетрясения, ураганы, наводнения и т. д. Оно используется для оценки уязвимости и рисков объектов инфраструктуры, включая здания, дороги, мосты, водопроводы и электростанции, и определения потенциальных последствий катастроф на экономику и население. *Hazus FEMA* основано на методологии, которая включает в себя сбор и анализ данных о физических, экономических и социальных характеристиках региона. Эти данные используются для создания моделей и сценариев катастроф, которые могут помочь определить наиболее уязвимые области и объекты инфраструктуры, а также оценить потенциальные экономические и социальные последствия [14].

1.3 Предварительная оценка сейсмостойкости существующего жилого фонда

Как показали результаты общего сейсмического районирования, сейсмическая опасность на территории Российской Федерации оказалась более значительной, чем это представлялось прежде. В соответствии с новыми картами сейсмическая опасность на территории многих субъектов Российской Федерации была уточнена и оказалась выше на 1–2 и даже 3 балла, то есть уровень сейсмического риска на этих территориях значительно повысился в сравнении с прежними расчетными величинами [15].

За все годы истории СССР и Российской Федерации в стране не были реализованы общегосударственные программы по сейсмической безопасности, в результате чего десятки миллионов человек на сейсмоопасных территориях живут в домах, характеризующихся дефицитом сейсмостойкости в 2–3 балла [16].

Согласно [1] Северная Осетия-Алания занимает 6-е место из 27-ми в Перечне субъектов Российской Федерации, расположенных в сейсмических районах Российской Федерации, и имеет индекс сейсмического риска 3,5 который определяет необходимый объем антисейсмических усилений.

В таблице 1.3 представлены балльности 24-х населенных пунктов РСО-Алания согласно различным редакциям регламентирующих норм.

Таблица 1.3 Сейсмическое районирование согласно различным редакциям строительных норм и правил, баллы

Nº	Населенный пункт	НиП II-А.12-62	IиII II-А.12-69*		СНиП II-7-81*			СП 14.13330.2011			CII 14 13330 2014			СП 14 13330 2018	
		D	CH	Ти	п кар	ты	Ти	п кар	ты	Ти	п кар	ты	Ти	п кар	ты
				A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1.	Алагир	7	7	8	9	10	8	9	10	8	9	10	8	9	10
2.	Ардон	-	7	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
3.	Архонская	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
4.	Беслан	7	7	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
5.	Бурон	-	-	9	9	10	9	9	10	9	9	10	9	9	10
6.	Верх. Згид	-	-	9	9	10	9	9	10	9	9	10	9	9	10
7.	Верх. Фиагдон	-	-	9	9	10	9	9	10	9	9	10	9	9	10
8.	Владикавказ	7	7	8	9	10	8	9	10	8	9	10	8	9	10
9.	Дигора	7	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
10.	Заводской	-	-	9	9	10	9	9	10	9	9	10	9	9	10
11.	Змейская	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
12.	Камбилеевское	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
13.	Кизляр	-	-	8	8	9	8	8	9	8	8	9	8	8	9
14.	Луковская	-	-	8	8	9	8	8	9	8	8	9	8	8	9
15.	Мизур	7	7	9	9	10	9	9	10	9	9	10	9	9	10
16.	Михайловское	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
17.	Моздок	6	6	8	8	9	8	8	9	8	8	8	8	8	9
18.	Ногир	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
19.	Октябрьское	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
20.	Садон	-	-	9	9	10	9	9	10	9	9	9	9	9	10
21.	Старый Лексен	-	-	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
22.	Холст	-	-	9	9	10	9	9	10	9	9	9	9	9	10
23.	Чикола	-	7	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9
24.	Эльхотово	-	7	8	9	9	8	9	9	8	9	9	8	9	9

Примечание. Цветом выделены города и населенные пункты сейсмичность которых на момент возведения была ниже требуемой в настоящее время.

Выбор различных типов карт объясняется назначением и значимостью зданий или сооружений [11]:

– карты С: особо значимые объекты социального, исторического и стратегического значения; – карты В: объекты, функционирование которых необходимо в случае землетрясения (здания основных музеев, государственных архивов, административных органов управления, здания дошкольного образования, общеобразовательных организаций, лечебных заведений со стационарами),

– карты А: иные здания и сооружения, не указанные в В и С.

Баллы в таблице приведены по шкале Медведева – Шпонхойера – Карника (Шкала *MSK*-64). Данная шкала показывает интенсивность землетрясения, иными словами, меру величины сотрясения земной поверхности при землетрясении на охваченной им территории.

Как видно из таблицы 1.3, почти вся территория республики находилась в семибалльной зоне. Даже если допустить, что все здания и сооружения были построены в соответствии с требованиями СНиП, они тем не менее имеют значительный дефицит сейсмостойкости, их разрушение в результате землетрясений может привести к огромным людским и материальным потерям.

Около 80 % фонда зданий и сооружений (включая здания социальнобытового назначения с постоянным пребыванием значительного количества людей) РСО-Алания было построено и введено в эксплуатацию задолго до принятия актуальных карт [17]:

- г. Владикавказ 358/600 домов;
- г. Алагир 51/68 домов;
- г. Моздок 81/120 домов;
- г. Ардон 46/72 домов;
- г. Беслан 106/131 дома;

в данных населенных пунктах проживает:

- г. Владикавказ 43,698 % населения;
- г. Алагир 2,874 % населения;
- г. Моздок проживает 5,677 % населения;
- г. Ардон 2,758 % населения;
- г. Беслан проживает 5,255 % населения.

Следует отметить, что даже все представленные выше данные не позволяют полностью оценить весь масштаб дефицита сейсмостойкости в РСО-Алании, поскольку не учитывают такие значительные факторы, как качество строительномонтажных работ и фактический износ конструкций и элементов.

Одной из главных задач федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации» является [18] «реализация подготовительных организационных мероприятий и совершенствование нормативноправовой базы для обеспечения скоординированного подхода к выполнению работ по сейсмоусилению объектов, имеющих дефицит сейсмостойкости». Несмотря на то, что в области сейсмостойкого строительства постоянно появляются результаты новых исследований, до сих пор не была предпринята попытка провести систематизацию имеющихся данных и знаний в некую систему, позволяющую с достаточной достоверностью оценивать сейсмостойкость здания или сооружения и выбирать оптимальные методы ее повышения. Очевидно, что при наличии такой системы у регулирующих ведомств появился бы эффективный инструмент, позволяющий наиболее рационально использовать средства, выделенные для решения задач, поставленных правительством Российской Федерации.



1.4 Оценка существующего жилого фонда города Владикавказа

Рисунок 1.4. Типовая панельная серия 92С, 1983 г.

Город Владикавказ является столицей Республики Северная Осетия-Алания. Территория города разделена на 4 внутригородских района (см. рисунок 1.5), а именно:

- Затеречный;
- Иристонский;
- Промышленный;
- Северо-Западный.



Рисунок 1.5. Административное деление города Владикавказа

Согласно данным переписи населения 2023 года население города в рамках административных районов указано в таблице 1.4:

Таблица 1.4 Население административных районов г. Владикавказа

Административный район	Население, чел
Затеречный район	78 881
Иристонский район	77 351
Промышленный район	45 557
Северо-Западный район	110 986

Во Владикавказе применялась одна типовая серия 92С и ее различные модификации, разработанные ЦНИИЭП «Жилища»:

— 92-05c-84-OP;

— 92-06c-84-OP;

Стеновые панели изготавливались из тяжелого или легкого бетонов. Размеры их были на всю комнату. В участках соединения панелей устраивались вертикальные стыки. В случаях, когда наружные стеновые панели выполнены из легкого бетона, а внутренние – из тяжелого, предельная высота здания задается как для легкобетонных панелей. Стеновые панели армированы пространственными каркасами или сварными арматурными стойками. Железобетонные конструкции в таких зданиях изготавливались из бетона марки 200.

Была разработана поадресная база данных всех крупнопанельных домов города Владикавказа, включающая 148 многоквартирных домов с их кратким описанием. База данных разработана в программе Microsoft Excel. Фрагмент базы данных представлен в таблице 1.5 [19].

Согласно разработанной базе данных, наибольшее количество крупнопанельных домов и, соответственно, их жителей находится в Северо-Западном и Затеречном районах города. На рисунке 1.6 показано отношение жителей крупнопанельных домов к общему числу жителей Северо-Западного и Затеречного административных районов.

Улица	Дом	Корпус	Год постройки	Количество этажей	Количество квартир	Число жителей	Общая площадь, м ²
Ардонская	194		1996	10	85	320	5 295
Ардонская	248		1972	5	70	183	2 973
Ардонская	250		1972	5	66	159	2 951
Астана Кесаева	2	2	1990	10	40	97	2 338
Астана Кесаева	3		1976	9	72	171	4 020
Астана Кесаева	37		1992	10	352	845	21 236
Астана Кесаева	40		1979	9	144	351	8 004
Барбашова	43		1989	10	236	639	12 863

Таблица 1.5 Фрагмент базы данных крупнопанельных домов г. Владикавказа





Однако на примере одного из наиболее густозастроенных крупнопанельными домами микрорайона Затеречного административного района определено, что, при аналогичном числе зданий, в крупнопанельных домах проживает большее количество людей. На рисунке 1.7 показано соотношение жителей крупнопанельных домов к общему числу жителей 35 микрорайона города Владикавказа.



Рисунок 1.7. Панельные дома 35 микрорайона

Как видно из рисунка 1.8, при количестве панельных домов в 35 микрорайоне только 46 % от общего числа многоквартирных домов, численность людей, проживающих в них, достигает 56 % от общего числа жителей микрорайона. На рисунке 1.8 отображены все крупнопанельные дома в микрорайоне.



Рисунок 1.8. Панельные дома 35 микрорайона

1.5 Исследование работы горизонтальных стыков панельных стен

Исследованием работы горизонтальных стыков панельных стен занимались многие авторы, однако испытания проводились главным образом при воздействии сдвигающих усилий. Анализ условий работы горизонтальных стыков панельных стен и последствий сильных землетрясений показывает, что даже для низких панельных зданий поведение горизонтальных стыков в большей, а часто и решающей степени определяется изгибом (внецентренным сжатием) в плоскости стены. Это существенно влияет на характер напряженного и предельного состояний стыка и примыкающей к нему части стены [20].

Для изучения работы стыков в таких условиях были проведены испытания самих стыков и фрагментов стен.

Образец стыка С-1 (см. рисунок 1.9) имитировал конструктивные решения, характерные для панельных зданий, строящихся в районах высокой сейсмичности. По краям образца в монолитных участках размещалась непрерывная вертикальная арматура, сечение которой определено расчетом стены-прототипа 9этажного здания серии 69 (Алма-Ата) при 9-бальной расчетной сейсмичности. Образец С-2 отличался от С-1 только тем, что не имел шпонок и арматурных связей по длине стыка кроме арматуры в монолитных участках. Образцы в масштабе 1/3 моделировали участок, примыкающий к шву первого этажа стены указанного выше здания. В соответствии с принципами простого подобия напряжения от вертикальной нагрузки в образце были такими же, как в стене-прототипе 2,2 МПа – в образце С-1 и 2,7 МПа – в образце С-2. Горизонтальная нагрузка прикладывалась на уровне, соответствующем нулевой точке эпюры моментов стены-прототипа (см. рисунок 1.10) [21].



Рисунок 1.9. Схема образца горизонтального стыка С-1



Рисунок 1.10. Установка для испытаний моделей диафрагм

Разрушение образца С-1 произошло от внецентренного сжатия: после перемены знака нагрузки вертикальная арматура, попавшая в сжатую зону, выпучилась и расколола бетон монолитного участка, после чего образовались трещины в сжатой зоне и затем произошел сдвиг по нижней (нерифленой) плоскости стыка на 1,46 мм.

Образец С-2 разрушился по шву от сдвига, который превысил 7 мм. Трещин в панели не было, но монолитные участки разрушились изогнувшейся при сдвиге арматурой. Коэффициент трения при разрушении $\mu = Q_u / N$ был менее 0,62 (часть горизонтальной нагрузки воспринималась монолитными участками).

Аналогичные данные получены при испытаниях модельных фрагментов стен с горизонтальными стыками, эти фрагменты (Д-1–Д-3) были выполнены из керамзитобетона и имитировали работу стен зданий, сооружаемых при 7–8-бальной расчетной сейсмичности.

Двухэтажные фрагменты включали в себя панели стен, участки перекрытий, горизонтальные стыки, примыкающие участки степ перпендикулярного направления. Моделирование осуществлялось в масштабе 1/3, однако толщину стенки

принимали в 2 раза больше требуемой, чтобы обеспечить поперечную устойчивость образца.

Разрушение образцов Д-1 и Д-2 произошло из-за текучести растянутой арматуры и выпучивания сжатой в окрестности горизонтального стыка. Трещин в панелях не обнаружено, сдвиги по шву не превышали 0,8 мм. Отмечена значительная неоднородность распределения сдвигов по длине стыка: в сжатой зоне деформации сдвига были в 3-9 раз меньше, чем в растянутой (при этом в растянутой зоне у шпонок сдвиги были меньше, а между шпонками больше). Шпонки, даже оконтуренные трещинами с раскрытием несколько миллиметров, достаточно эффективно воспринимали сдвигающие усилия. В стыке образца Д-3, не имевшем шпонок, неравномерность распределения сдвиговых деформаций по длине стыка значительно увеличилась. Прогрессирующее скольжение панелей по шву началось при горизонтальной силе Q = 120 кH, что соответствует коэффициенту трения $\mu = Q / N - 0.55$. Из-за малой вертикальной пригрузки и небольшого армирования раскрытие трещин в стыке достигло 1 мм, а непосредственно перед разрушением – 5,7 мм. Выявлена также большая неравномерность распределения деформаций арматуры с их резкой концентрацией вокруг трещины в стыке (см. рисунок 1.11).



Рисунок 1.11. Работа арматуры в окрестностях трещины

Поэтому работа арматурного стержня, пересекающего трещину, была рассмотрена особо. Испытания выполнялись на специально изготовленных призмах (см. рисунок 1.12) размером $15 \times 15 \times 60$ см, по центру которых размещался арматурный стержень Ø 16 мм ($\mu = 0,89$ %). В средней части призмы создавалась имитация трещины, для чего при бетонировании укладывалась тонкая бумажная прокладка.

Испытания проводились на знакопеременную продольную нагрузку. Установлено, что вследствие нарушения сцепления арматуры с бетоном вблизи трещины происходит ее вытягивание из бетона; это приводит к нелинейности зависимости продольного усилия от удлинения образца (то есть, ширины раскрытия трещины) еще до появления текучести в арматуре (см. рисунок 1.12б). При повторных циклах жесткость образца уменьшалась. После появления текучести в арматуре удлинение образца резко увеличилось, и ширина раскрытия трещины достигла 1,7 мм, причем после снятия нагрузки ширина раскрытия трещины составила 0,8 мм.

Для закрытия трещины потребовалось приложить сжимающую нагрузку около 100 кН. Известно, что ширина раскрытия трещины непостоянна по толщине сечения и на поверхности образца примерно в 3 раза больше, чем у арматуры. Поэтому фактическое смыкание трещины вблизи арматуры происходит при меньших нагрузках. Этим, а также большой толщиной защитного слоя (65 мм) объясняется то, что арматура при разгрузке и сжатии не выпучивалась. Распределение деформаций по длине арматуры после образования трещины было весьма неравномерным (см. рисунок 1.12*в*). Наибольшие деформации сосредоточены на участке вблизи трещины длиной около $10d_s$ (данные были получены Н. М. Мулиным, Ю. П. Гущей, В. Бертеро и Б. Бреслером, Д. Джирса и др.). Повторные нагружения приходят к существенному уменьшению степени неравномерности деформаций, что свидетельствует о прогрессирующем нарушении сцепления, но длина участка наибольших деформаций увеличивается в ограниченных пределах.

На основании проведенных испытаний и анализа данных других авторов была разработана программа «шов» для расчета горизонтальных стыков на знако-

переменное внецентренное сжатие, в которой учитываются рассмотренные выше неупругие деформации арматуры.

Одним из результатов проведенных испытаний явилось подтверждение целесообразности устройства связей сдвига в растянутой зоне стыка, которое обеспечивает выравнивание распределения усилий по длине не только стыка, но и, что важнее, самой стены.

Для выявления особенностей работы горизонтальных стыков при разных соотношениях внецентренного сжатия и сдвига в плоскости стены были испытаны гладкий и два типа шпоночных (горизонтальных) стыков. Разрушение от сдвига вдоль верхнего растворного шва происходило в гладких платформенных стыках при обжатии вертикальными нагрузками, не превышающими 0,35 от предельной сжимающей. При более высоких вертикальных нагрузках наблюдались разрушения по наклонным площадкам в приопорных участках стен. По тому же типу происходили разрушения во всех аналогично нагруженных шпоночных стыках. Разрушения по стыкам при этом не наблюдалось. Это свидетельствует о необходимости проверки приопорных участков стеновых панелей на прочность по наклонным сечениям. В результате испытаний платформенных бесшпоночных стыков установлено, что начальный коэффициент трения (трение покоя) составляет в среднем 1,04, а коэффициент трения движения 0,789 (коэффициент вариации при числе испытаний равен 0,043). Нормативные значения этих коэффициентов, соответственно, равны 1 и 0,7.

При проведении семи циклов знакопеременного нагружения во всех испытаниях бесшпоночных стыков не наблюдалось снижения коэффициента трения движения, так как не менялось качество соприкасающихся поверхностей. Это свидетельствует о возможности принятия указанного выше нормативного значения коэффициента трения движения для расчета бесшпоночных, а также шпоночных стыков, горизонтальные деформации которых перед разрушением не превышают 0,25 мм. В зависимости от конструктивного решения стыков и величины обжатия наблюдались четыре формы разрушений: от внецентренного сжатия образцов, от скольжения вдоль верхнего растворного шва, от смятия бетона под полками *z*-образных металлических выпусков и от разрушения по наклонным площадкам в приопорных участках стен [22].

Испытания на внецентренное сжатие показали, что прочность контактных стыков в 1,2 раза превышала прочность платформенно-монолитных и в 1,4 раза – прочность бесшпоночных платформенных стыков.

1.6 Натурные динамические испытания панельных зданий и их фрагментов

Недостаточность информации о поведении панельных зданий при сильных землетрясениях вызвало необходимость проведения экспериментальных исследований не только отдельных элементов и узлов, но и панельных систем. Известны случаи использования для указанных целей моделей панельных систем, однако некоторые особенности работы панельных зданий трудно поддаются моделированию. Практика показала перспективность метода вибрационных испытаний для решения разнообразных задач сейсмостойкости. Не останавливаясь на всех аспектах проводимых исследований, рассмотрим результаты, полученные авторами при проведении вибрационных испытаний крупнопанельных и каркаснопанельных зданий.

За 1964—1986 гг. проведены вибрационные испытания 25 зданий с панельными стенами. Использование специально разработанных мощных вибромашин B-2 и B-3 позволило возбуждать в этих зданиях колебания, интенсивность которых была соизмерима с колебаниями при 7–8-балльных реальных землетрясениях. Это способствовало решению таких задач, как определение динамических параметров и расчетных схем зданий в упругой стадии, выявление характера нелинейного деформирования и предельных состояний при интенсивных колебаниях, проверка и изучение конкретных конструктивных решений сейсмостойких зданий.

Предварительно были проведены детальные теоретические и экспериментальные исследования вынужденных колебаний зданий как колебательных систем со многими степенями свободы при их возбуждении вибромашинами, установ-
ленными непосредственно на здании, на основе которых были сделаны следующие выводы:

— наименьшие искажения при исследовании какой-либо формы колебаний здания обеспечивает распределение вибрационной нагрузки по зданию пропорционально ординатам этой формы колебаний, например, с помощью синхронизированной системы вибраторов или при вибрационном возбуждении через основание;

— благодаря сравнительной разреженности спектра частот панельных зданий (отношение частот собственных колебаний $\omega_2/\omega_1 > 2$; $\omega_3/\omega_2 > 1,5$) возбуждение низших тонов их нормальных колебаний может с успехом выполняться одним вибратором, установленным на верхнем перекрытии здания;

— при значительном проявлении крутильных колебаний (здания башенного типа, несимметричные и т. п.) следует для изучения поступательных форм колебаний вибратор устанавливать в центр вращения, а для крутильных форм использовать два вибратора, синхронизированных в противофазе;

 — формы нелинейных колебаний панельных систем, как правило, не очень сильно отличаются от форм колебаний в упругой стадии. Даже в стадии, близкой к предельному состоянию, во многих случаях не наблюдается расчленения системы;

— при нелинейности колебаний, характерной для панельных зданий, влияние высших нелинейных эффектов незначительно;

— при проведении вибрационных испытаний следует учитывать обратное влияние колеблющейся системы на связанный с ней возбудитель колебаний, проявляющееся в отличии действительного режима прохождения резонанса от задаваемого, перескоках с одной частоты на другую.

Упругое деформирование панельных зданий. В процессе вибрационных испытаний получены экспериментальные данные о собственных частотах, формах колебаний, параметрах рассеяния энергии и других динамических характеристиках крупнопанельных зданий. Однако простое накопление данных о параметрах колебаний и получение эмпирических зависимостей (типа широко распространенных зависимостей периода от высоты или этажности) без выявления того, за счет чего получено конкретное значение данного параметра и как оно зависит от конструктивных ращений здания, не могут привести к осознанному и целенаправленному конструированию сейсмостойких зданий. Путем сопоставления экспериментально зафиксированных значений перемещений и частот (периодов) с данными контрольных расчетов удалось проанализировать влияние таких факторов, как податливость основания, конструктивная схема здания и степень пространственности его работы, податливость горизонтальных и вертикальных стыков и перемычек.

В частности, выявлено, что жесткость зданий перекрестно-стеновой системы в поперечном направлении существенно зависит от наличия и числа глухих (беспроемных) стен. При достаточный жёсткости вертикальных стыков и перемычек продольных стен в здании образуются пространственные ячейки (блоки), состоящие из глухих стен и примыкающих к ним, а также соседних с ними участков проемных стен. Жесткость таких блоков (ячеек) практически не зависит от жесткости перемычек и приближается к жесткости сплошного многоконтурного сечения.

В то же время для продольного направления, а также для зданий со слабой степенью пространственности работы влияние жесткости перемычек существенно. При этом в зависимости от способа соединения перемычки внутренней стены с перекрытием и перемычек наружных стен между собой жесткость перемычек может определиться суммированием жесткостей отдельных элементов (если нет специальных связей) или приниматься как для единого сечения (если связи сеть).

Испытания показали, что замоноличенные шпоночные вертикальные стыки в упругой стадии работы обеспечивают практически монолитное соединение стыкуемых стен. Сварные стыки с металлическими накладками и закладными деталями даже в упругой стадии обладают существенной податливостью, которую следует учитывать в расчетной схеме. Горизонтальные стыки сейсмостойких панельных зданий из-за наличия монолитных включений, шпонок и т.п. оказались

38

более жесткими при сжатии, чем это можно было бы предположить на основании сведений о податливости растворных швов.

Испытания показали, что податливость основания существенным образом влияет на все динамические параметры панельных зданий. Доля деформаций основания в общей деформативности бескаркасного панельного здания, определенная по соотношениям соответствующих перемещений верхней точки здания, составляет для поперечного направления 40–60 %, причем основное значение имеют качательные колебания здания на грунте (30–55 %). В продольном направлении влияние деформаций основания зависит от длины здания. В коротких зданиях (одиночные блок-секции, точечные дома) влияние податливости основания тоже значительно, но все-таки меньше, чем в поперечном направлении. В силу этого собственные частоты зданий в поперечном направлении, как правило, ниже, чем в продольном, хотя жесткость конструкций здания в продольном направлении меньше, чем в поперечном.

1.7 Линейно-спектральная теория сейсмостойкости

Линейно-спектральный метод на данный момент является основной концепцией в сейсмостойком строительстве. Хаузнер [23–25] способствовал широкому распространению концепции спектра ответа при землетрясении, характеризующего колебания грунта и их влияние на сооружения. Впервые этот подход был представлен Био [26,27] в 1932 году.

Первая акселерограмма, зафиксированная во время сильного землетрясения, была получена в результате землетрясения в Лонг-Бич в 1933 году. На сегодняшний день зарегистрировано более 3000 таких записей. Как и ожидалось, большинство из них характеризуются низкой интенсивностью, и лишь небольшая часть демонстрирует ускорение 0,2 g и выше. Географическое распределение этих данных крайне неравномерно. Основная масса записей поступила из Калифорнии, Японии и Тайваня. Большинство интенсивных записей связано с шестью землетрясениями: землетрясением в Сан-Фернандо 9 февраля 1971 года, землетрясением в Лома Приета 17 октября 1989 года и землетрясением в Нортридже 17 января 1994 года в Калифорнии; землетрясением в Кобе 16 января 1995 года и землетрясением в Тохоку 11 марта 2011 года в Японии; а также землетрясением Чи-Чи 20 сентября 1999 года в Тайване [28].

Предполагается, что движение грунта известно и не зависит от реакции конструкции. Если сооружение достаточно тяжелое или расположено на слабых грунтах, колебания конструкции и силы, возникающие в результате этого, могут изменить исходное движение свободной поверхности.

Для инженерных целей изменение ускорения грунта во времени является наиболее удобным способом описания колебаний во время землетрясения. Ускорение грунта входит в правую часть дифференциального уравнения, которое определяет реакцию системы на сейсмическое воздействие. Таким образом, для заданного ускорения грунта задача полностью решена для системы с известными характеристиками массы, жесткости и демпфирования.

Перемещение относительно земли обозначается как u_g , полное (или абсолютное) перемещение массы как u_t , а относительное перемещение между массой и землей как u (рисунок. 1.12). В каждый момент времени эти перемещения связаны соотношением:

$$u^{t}(t) = u_{\varrho}(t) + u(t), \qquad (1.1)$$

И *u*^{*t*}, и *u*^{*g*} относятся к одной и той же инерциальной системе отсчета, и их положительные направления совпадают.

Уравнение движения для одноэтажной системы, показанной на рисунке 1.12a, может быть получено из условия динамического равновесия. Для отсеченной части, включающей силу инерции f_i (рисунок 1.126), уравнение динамического равновесия примет следующий вид:

$$f_I + f_D + f_S = 0. (1.2)$$

Только относительное движение u между массой и основанием из-за деформации системы создает упругие f_S и демпфирующие f_D силы (то ессть при перемещении системы как твердого тела внутренних сил не возникает). Таким образом, для упругой системы будут справедливы следующие соотношения:



Рисунок 1.12. Система с одной степенью свободы: а) деформированная схема, б) отсеченная часть

$$f_S = ku, \qquad (1.3)$$

$$f_D = c\dot{u}, \qquad (1.4)$$

$$f_I = m\ddot{u}, \qquad (1.5)$$

где *k* – жесткость системы;

с – коэффициент вязкого затухания;

т – масса системы.

Подставляя уравнения (1.3), (1.4), и (1.5) в уравнение (1.2) и используя формулу (1.1), получаем:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t). \tag{1.6}$$

Это уравнение движения, определяющее относительные перемещения, или деформации u(t) линейно-упругой системы, показанной на рисунке 1.10a, в зависимости от ускорения грунта.

Для неупругих систем, уравнение (1.2) верно, но уравнение (1.3) следует заменить на следующее уравнение:

$$f_S = f_s(u), \tag{1.7}$$

тогда уравнение движения примет вид:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u) = -m\ddot{u}_g(t). \tag{1.8}$$

Как показано на рисунке 1.13, движение грунта может быть заменено эффективной сейсмической силой [28]:

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t). \tag{1.9}$$



Рисунок 1.13. Эффективная сейсмическая сила

Уравнение движения системы с одной степенью свободы (1.6), деленое на массу *m*, имеет следующий вид:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g(t).$$
(1.10)

При заданном ускорении перемещение u(t) системы зависит только от собственной частоты ω_n или периода T_n системы и ее коэффициента демпфирования ξ , то есть u = u (t, T_n , ξ). Таким образом, любые две системы, имеющие одинаковые значения T_n и ξ , будут иметь одинаковый отклик, даже если одна система более тяжелая, чем другая, или одна более жесткая, чем другая.

Один из подходов, используемых при оценке сейсмостойкости зданий и сооружений, основан на концепции эквивалентной статической силы f_s , поскольку она связана с сейсмическими силами, указанными в строительных нормах:

$$f_S(t) = ku(t)$$
. (1.11)

Выражая *k* через массу *m* получим:

$$f_S(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t),$$
 (1.12)

где

$$A(t) = \omega_n^2 u(t) \tag{1.13}$$

псевдоускорение системы.

Рассмотрим процесс определения спектра перемещений для конкретного землетрясения. Для набора линейных осцилляторов строятся графики перемещений во времени, вызванных этим землетрясением. Для каждой системы вычисляется пиковое значение перемещения $D = u_0$. Это значение D, полученное для каждой системы, представляет собой одну точку на спектре перемещений. Повторяя

такие вычисления для диапазона значений *T_n* при фиксированном значении ξ, мы получаем спектр перемещений.

Рассмотрим величину V для системы с одной степенью свободы с собственной частотой ω_n , связанную с ее пиковым перемещением $D = u_0$ при землетрясении следующим образом:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D. \tag{1.14}$$

Величина V имеет размерность скорости. Она связана с пиковым значением энергии деформации системы во время землетрясения соотношением:

$$E_{S_0} = \frac{mV^2}{2} \,. \tag{1.15}$$

Это соотношение может быть выведено из определения энергии деформации и уравнения (1.14) следующим образом:

$$E_{S_0} = \frac{ku_0^2}{2} = \frac{kD^2}{2} = \frac{k(V/\omega_n)^2}{2} = \frac{mV^2}{2}.$$
 (1.16)

Правая часть уравнения (1.16) – кинетическая энергия массы *m* системы со скоростью *V*, называемой пиковой псевдоскоростью. Префикс «псевдо» используется, потому что *V* не равна максимальной относительной скорости, хотя имеет такие же единицы измерения.

Рассмотрим величину A для системы с одной степенью свободы с собственной частотой ω_n , связанную с ее пиковым перемещением $D = u_0$ при землетрясении следующим образом:

$$A = \omega_n^2 D = (\frac{2\pi}{T_n})^2 D.$$
 (1.17)

Величина А имеет размерность ускорения и связана с пиковым значением сдвиговой силы в основании или пиковым значением эквивалентной статической силы.

Сдвиговая сила в основании равна инерционной силе, связанной с массой т, подвергающейся ускорению *А*. Эта величина определяется по формуле (1.17) и, как правило, отличается от максимального ускорения системы. Именно поэтому *А* называется пиковым псевдоускорением; префикс «псевдо» используется для предотвращения путаницы с истинным пиковым ускорением.

Если известен спектр ответа для заданной компоненты движения грунта, пиковое значение деформации или внутренней силы в любой линейной системе с одной степенью свободы может быть легко определено. В зависимости от периода собственных колебаний T_n и коэффициента затухания ξ системы, значения D, V или A определяются из соответствующих спектров. Теперь все интересующие величины отклика могут быть выражены через D, V или A, а также через массу или жесткость системы. В частности, пиковое перемещение системы можно выразить следующим образом:

$$u_0 = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 A,$$
 (1.18)

а пиковое значение эквивалентной статической силы

$$f_{s_0} = kD = mA$$
. (1.19)

Для нового проектирования или оценки сейсмостойкости существующих сооружений недостаточно использовать спектр ответ одного прошедшего землетрясения. Расчетный проектный спектр должен состоять из набора огибающих, построенных на основе спектров ответа отдельных землетрясений для каждого уровня демпфирования.

Проектный спектр должен быть репрезентативным для прошедших землетрясений, зарегистрированных на данной площадке. Если на площадке не было зарегистрировано никаких событий, проектный спектр должен основываться на данных о землетрясениях, зафиксированных на других площадках с аналогичными условиями. При выборе необходимо учитывать такие факторы, как интенсивность землетрясения, расстояние от площадки до эпицентра, механизм разлома, геологические условия на пути прохождения сейсмических волн от источника до площадки и местные грунтовые условия на участке. [29–32].

Расчетный проектный спектр обычно представляет собой зависимость максимального ускорения от частоты или периода собственных колебаний с учетом коэффициента демпфирования. Современные подходы к созданию проектных спектров основываются на вероятностном анализе сейсмической опасности, который учитывает историю сейсмической активности на всех разломах, влияющих на сейсмическую угрозу для конкретной площадки.

Для определения пиковых сил и перемещений системы могут применяться спектры псевдоускорений. Однако различия между «истинными» и «псевдо» спектрами не всегда четко обозначены в научных публикациях. Эти два типа спектров часто используются взаимозаменяемо, что может вызвать путаницу. Важно осознавать, что псевдоспектры предназначены для упрощения расчетов и могут отличаться от реальных значений, полученных в результате динамического анализа. [28,33].

Для систем со многими степенями свободы полученные ранее уравнения движения записываются аналогичным образом в матричной форме [34]:

$$[\mathbf{M}]\vec{\mathbf{U}} + [\mathbf{C}]\vec{\mathbf{U}} + [\mathbf{K}]\vec{\mathbf{U}} = -[\mathbf{M}]\vec{\mathbf{I}}u_g(t)$$
(1.20)

где [M] – матрица масс;

[С] – матрица демпфирования;

[К] – матрица жесткости;

I – вектор влияния.

Используя модальное разложение, вектор перемещений можно представить в виде:

$$\vec{\mathbf{U}} = [\Phi]\vec{\mathbf{Y}},\tag{1.21}$$

где [Ф] – матрица форм собственных колебаний системы;

Ў – вектор модальных (обобщенных) координат.

Подставив выражение (1.21) в уравнение движения (1.20), получим:

$$[M][\Phi]\ddot{\mathbf{Y}} + [C][\Phi]\dot{\mathbf{Y}} + [K][\Phi]\dot{\mathbf{Y}} = -[M]\vec{\mathbf{I}}\ddot{u}_{g}(t).$$
(1.22)

Умножение этого уравнения слева на транспонированную матрицу форм дает следующее выражение:

$$[\Phi^{T}][M][\Phi]\ddot{\mathbf{Y}} + [\Phi^{T}][C][\Phi]\dot{\mathbf{Y}} + [\Phi^{T}][K][\Phi]\mathbf{Y} = -[\Phi^{T}][M]\mathbf{I}\ddot{u}_{g}(t).$$
(1.23)

Используя условия ортогональности, получим:

$$M_{j}\ddot{Y}_{j} + C_{j}\dot{Y}_{j} + K_{j}Y_{j} = -[\Phi^{T}][\mathbf{M}]\vec{\mathbf{I}}\ddot{u}_{g}(t).$$
(1.24)

Поделив левую и правую часть на M_j , получим уравнение аналогичное (1.10):

$$\ddot{Y}_{j} + 2\xi_{j}\omega_{j}\ddot{Y}_{j} + \omega_{j}^{2}Y_{j} = -\Gamma_{j}u_{g}(t), \qquad (1.25)$$

$$\Gamma j = \frac{ \stackrel{\rightarrow T}{\phi}_{j}[\mathbf{M}]\vec{\mathbf{I}}}{\stackrel{\rightarrow T}{\phi}_{j}[\mathbf{M}] \stackrel{\rightarrow}{\phi}_{j}} \quad j = 1, 2, ..., n, \qquad (1.26)$$

фактор влияния форм колебаний (коэффициент распределения).

Таким образом, мы получили систему несвязанных уравнений относительно модальной координаты *Y_j*. Решение таких уравнений было рассмотрено ранее.

Зная спектр псевдоускорений в соответствии с формулой (1.18), максимальное перемещение модальной координаты может быть получено следующим образом:

$$Y_{\max_{j}} = \frac{A(\xi, T_{j})}{\omega_{j}^{2}} \Gamma_{j}.$$
(1.27)

Тогда вектор максимальных перемещений для каждой формы колебаний определяется выражением:

$$\vec{\mathbf{U}}_{\max_{j}} = \vec{\boldsymbol{\phi}}_{j} \mathbf{Y}_{\max_{j}} = \vec{\boldsymbol{\phi}}_{j} \frac{A(\boldsymbol{\xi}, T_{j})}{\omega_{j}^{2}} \Gamma_{j}.$$
(1.28)

Вектор максимальных перемещений с учетом всех форм колебаний может быть найдет по формуле «корень из суммы квадратов»:

$$\vec{\mathbf{U}}_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n} (\vec{\mathbf{U}}_{\max_{j}})^2} .$$
(1.29)

Вектор сейсмических сил в узлах системы может быть определен в соответствии с формулой (1.19) и:

$$\vec{\mathbf{F}}_j = [\mathbf{M}]\vec{\boldsymbol{\phi}}_j \boldsymbol{\Gamma}_j \boldsymbol{A}(\boldsymbol{\xi}, T_j) \,. \tag{1.30}$$

Для суммирования сил с учетом всех форм колебаний также может быть использована формула «корень из суммы квадратов»:

$$\vec{F} = \sqrt{\sum_{j=1}^{n} (\vec{F}_j)^2} .$$
(1.31)

1.8 Нелинейный динамический метод

Аналитическое решение уравнения движения обычно невозможно, если возбуждение – приложенная сила p(t) или ускорение грунта – произвольно изменяется во времени или если система нелинейна. Для решения данных задач используются прямые нелинейные динамические методы с непосредственным интегрированием дифференциальных уравнений движения.

Запишем уравнение движения для нелинейной системы, которое должно быть решено численно [25, 33]:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = p(t) \tag{1.32}$$

с учетом начальных условий:

$$u_0 = u(0) \quad \dot{u}_0 = \dot{u}(0). \tag{1.33}$$

Уравнение (1.32) на шаге *і* записывается в следующем виде:

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + f_s(u)_i = p_i, \qquad (1.34)$$

где f_{Si} – сила сопротивления на шаге i;

 $f_{Si} = k_{ui}$ для линейно-упругой системы.

Уравнение (1.32) на шаге i + 1:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + f_s(u)_i + 1 = p_{i+1}.$$
(1.35)

При применении численных методов существуют три ключевых требования:

1. Сходимость — по мере уменьшения временного шага численное решение должно стремиться к точному решению.

2. Устойчивость — численное решение должно сохранять свою стабильность даже при наличии ошибок округления.

3. Точность — численная процедура должна обеспечивать результаты, которые достаточно близки к точному решению.

Наиболее распространены три типа методов прямого интегрирования:

1. Методы, основанные на интерполяции функции воздействия.

2. Методы, использующие конечно-разностные преобразования для скорости и ускорения.

3. Методы, основанные на предполагаемом изменении ускорения.

Далее будут рассмотрены примеры методов, относящихся к указанным категориям. Для линейных систем была разработана высокоэффективная численная процедура, основанная на интерполяции воздействия на каждом временном шаге и использовании точного решения для кусочно-линейных функций воздействия. Разрешающие уравнения могут быть записаны в общем виде. [28,35]:

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \tag{1.36}$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'u_i + B'\dot{u}_i + C'p_i + D'p_{i+1}$$
(1.37)

Соответствующие коэффициенты зависят от параметров системы ω_n , k и ξ , а также от шага по времени $\Delta t = \Delta t_i$.

Поскольку рекуррентные формулы выведены из точного решения уравнения движения, единственное ограничение на размер временного шага Δt заключается в том, что он должен достаточно точно описывать функцию воздействия и обеспечивать результаты отклика на близко расположенных временных интервалах, чтобы не пропустить пики. Эта численная процедура особенно важна, когда воздействие определяется на коротких временных интервалах, например, в случае землетрясений, что позволяет линейной интерполяции давать почти точные результаты. Если временной шаг Δt остается постоянным, то коэффициенты в уравнениях (1.36) и (1.37) нужно вычислять лишь один раз. Однако точное решение уравнения движения, необходимое для этой численной процедуры, возможно только для линейных систем. [28,35].

Выводы по первой главе

Развитие сборных железобетонных конструкций положило начало индустриальным методам строительства. Постепенный переход к крупноразмерным позволил значительно ускорить строительство зданий. Это послужило развитию крупнопанельного домостроения. До 1978 года удалось ввести в эксплуатацию около 480 млн м² общей площади или 10 млн жилых квартир в крупнопанельных многоквартирных жилых домах.

Наибольшее распространение в сейсмоопасных регионах получила типовая серия 1–464 и ее модификации. Каждая из которых проявила себя как весьма сейсмостойкая, исходя из последствий наиболее масштабных землетрясений.

Была проведена предварительная оценка требований сейсмостойкости на примере Республики Северная Осетия-Алания и было выявлено, что требования к сейсмостойкости были увеличены после принятия Строительных норм и правил в 1981 году. Связано это было с тем, что интенсивность территорий была увеличена в среднем на 1 балл.

На примере города Владикавказа было определено, что количество крупнопанельных многоквартирных домов в разрезе общего числа зданий невелико: 148 крупнопанельных домов при общем количестве 1903 дома, что составляет 7,77 %. Однако в них проживает 32 727 человек при общем количестве жителей города 312 775, что составляет 10,46 %.

Также были определены наиболее густозастроенные крупнопанельными домами административные районы, которыми являются Затеречный и Северо-Западный.

Проанализированы основные методы расчета зданий и сооружений на сейсмические нагрузки. Рассмотрены теоретические основы линейно-спектрального метода. Также была представлена основная идея нелинейного динамического метода расчета.

ГЛАВА 2 КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

2.1 Методы строительной механики,

снижающей трудоемкость вычислений расчетных моделей

Динамические задачи в строительном проектировании, такие как сейсмический анализ, ветровая нагрузка или анализ вибраций, по своей сути являются более дорогостоящими с точки зрения вычислений, чем статические задачи. Это связано с несколькими факторами:

1. Зависимость от времени: динамический анализ требует решения уравнений движения на нескольких временных шагах, что увеличивает вычислительные затраты по сравнению со статическим анализом, где требуется только одно решение.

2. Нелинейности: динамические задачи часто включают нелинейности материала (например, пластичность), геометрические нелинейности (например, большие деформации) и контактные нелинейности, которые требуют итерационных решений и увеличивают вычислительные затраты.

3. Высокочастотное содержание: учет высокочастотных откликов в динамических анализах требует меньших временных шагов и более тонких сеток, что еще больше увеличивает вычислительную нагрузку.

4. Множественные случаи нагрузки: динамический анализ часто включает в себя несколько случаев нагрузки или сценариев (например, различные записи землетрясений или направления ветра), каждый из которых требует отдельных вычислений.

Современное программное обеспечение для строительной инженерии разработано с учетом этих сложностей, но вычислительные затраты остаются высокими из-за необходимости обеспечения точности и надежности при прогнозировании поведения конструкций под действием динамических нагрузок.

Строительная механика включает в себя анализ сооружений с целью обеспечения их устойчивости, прочности и работоспособности при различных нагрузках. Однако по мере усложнения моделей значительно возрастают вычислительные затраты на их реализацию. Для решения этой проблемы можно использовать несколько методов, позволяющих снизить вычислительные затраты при сохранении точности:

1. Упрощение геометрии.

— Удаление отверстий и элементов: небольшие отверстия, замысловатые детали или некритичные элементы сооружений часто могут быть удалены из модели без существенного влияния на общие результаты. Например, небольшие окна или мелкие архитектурные детали в здании могут не вносить существенного вклада в поведение конструкции. Устранение этих элементов позволяет сократить количество узлов и элементов в конечно-элементной модели (КЭМ), что приводит к ускорению вычислений.

— Упрощенные граничные условия: упрощение граничных условий, например, предположение о жестких опорах вместо моделирования сложных зависимостей зданий с грунтом-основанием, также может сократить вычислительные усилия.

2. Оптимизация сетки конечных элементов.

— *Крупноячеистое сетчатое моделирование:* использование более крупной сетки в областях с низким напряжением или там, где не требуется высокая точность, может значительно сократить количество элементов и, следовательно, вычислительные затраты.

— Адаптивная сетка элементов: адаптивные методы разбиения сетки конечных элементов уточняют сетку только в областях с высоким напряжением, обеспечивая точность там, где это необходимо, при этом общий размер модели остается приемлемым.

3. Методы уменьшения модели.

— Модальная редукция: методы модальной редукции, такие как использование форм колебаний, позволяют уменьшить количество степеней свободы в динамических анализах, сосредоточившись на наиболее значимых формах колебаний. — *Субструктурирование:* разбиение большой конструкции на более мелкие подконструкции, которые можно анализировать отдельно, а затем объединять, может снизить вычислительную нагрузку.

4. Использование симметрии.

— Если конструкция обладает симметрией (например, геометрической, материальной или нагрузочной симметрией), необходимо моделировать только часть конструкции, что снижает вычислительные затраты. Полученные результаты можно экстраполировать на всю конструкцию.

5. Эффективные решатели и алгоритмы.

— Современное программное обеспечение часто включает в себя передовые решатели (например, итерационные решатели, решатели разреженных матриц) и алгоритмы, оптимизированные для скорости и эффективности. Использование таких решателей может значительно сократить время вычислений [37].

Способы разумного снижения вычислительной нагрузки.

1. Выборочная детализация.

— Удаление отверстий и элементов: как упоминалось ранее, удаление некритичных отверстий и элементов может уменьшить размер модели. Однако необходимо учитывать их последующее влияние. Например, уменьшение жесткости из-за удаления отверстий можно аппроксимировать путем корректировки свойств материала или добавления эквивалентной жесткости к окружающим элементам.

2. Использование эквивалентных моделей.

— В динамическом анализе массы могут быть объединены в определенных узлах, а не распределены по всей конструкции, что уменьшает количество степеней свободы.

— Эквивалентные стержневые модели: сложные конструкции могут быть упрощены до эквивалентных моделей рам, которые отражают основные характеристики, сокращая при этом вычислительные усилия.

3. Оптимизация временного шага.

— Использование больших временных шагов в областях с низкочастотным откликом и меньших временных шагов в областях с высокочастотным откликом позволяет сбалансировать точность и вычислительные затраты.

4. Параллельные вычисления.

— Использование возможностей параллельных вычислений в современном программном обеспечении позволяет распределить вычислительную нагрузку между несколькими процессорами, сокращая общее время вычислений.

2.2 Численные методы строительной механики

При прямом интегрировании уравнение движения численно интегрируется поэтапно. Термин «прямое» указывает на то, что перед интегрированием с уравнением не выполняются никакие преобразования.

Для метода прямого интегрирования выделяются две ключевые идеи. Первая заключается в том, что удовлетворение условия равновесия уравнения движения необходимо не в каждый момент времени, а лишь на отдельных коротких интервалах. Это подразумевает, что равновесие с учетом инерционных и демпфирующих сил анализируется в определенные моменты временного промежутка. Таким образом, возможно использование всей вычислительной мощности статистического анализа в методах прямого интегрирования. Вторая идея заключается в учете изменений ускорений, скоростей и перемещений в пределах каждого временного интервала. Способ, которым эти изменения учитываются, определяет точность и устойчивость решения. [38–40].

В дальнейшем предполагается, что в начальный момент времени известны векторы перемещений, скоростей и ускорений, и необходимо определить решение уравнения движения на интервале от 0 до T. Временной промежуток T разделен на п равных интервалов Δt .

$\Delta t = T/n$

Рассматриваемые методы интегрирования обеспечивают приближенные решения на интервале времени от 0 до *Т*. Поскольку алгоритм позволяет вычис-

лять решение для каждого следующего момента времени, опираясь на результаты, полученные на предыдущих шагах, предполагается, что решения в точках 0, Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$ и *t* известны, и требуется найти решение для момента времени $t + \Delta t$. Это составляет основу алгоритма, который позволяет получить решения для всех заданных точек временного интервала.

2.2.1 Метод центральных разностей

Из анализа уравнения движения как системы обыкновенных дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами следует, что скорости и ускорения можно аппроксимировать с помощью конечно-разностных выражений для перемещений. Одним из подходов к решению такой задачи является метод центральных разностей, при котором принимается [37,41,42]:

$$\ddot{U}_{t} = \frac{1}{\Delta t^{2}} \left\{ U_{t-\Delta t} - 2U_{t} + U_{t+\Delta t} \right\}.$$
(2.1)

Ошибка вычислений имеет порядок $(\Delta t)^2$, и для вычисления скоростей с ошибками того же порядка используется выражение:

$$\dot{U}_{t} = \frac{1}{2_{\Delta t}} \left\{ -2U_{t-\Delta t} + U_{t+\Delta t} \right\}.$$
(2.2)

Перемещения в момент времени $t + \Delta t$ вычисляются с учетом соотношения уравнения движения для точки t:

$$M\ddot{U}_t + C\dot{U}_t + KU_t = R_t. \tag{2.3}$$

Подставив уравнения 2.1 и 2.2 в 2.3, получается уравнение:

$$(\frac{1}{\Delta t^{2}}M + \frac{1}{2\Delta t}C)U_{t+\Delta t} = R_{t} \cdot (K - \frac{2}{\Delta t^{2}}M)U_{t} - (\frac{1}{\Delta t^{2}}M - \frac{1}{2\Delta t}C)U_{t-\Delta t}.$$
 (2.4)

Из уравнения (2.4) можно определить $U_{t + \Delta t}$. Вычисление перемещений основывается на выполнении условий равновесия для точки временного интервала t. По этой причине такие методы называются методами явного интегрирования. Интегрирование в этом случае не требует разложения матрицы жесткости на множители для шаговых решений. С другой стороны, методы Хьюболта, метод Вилсона и метод Ньюмарка используют условия равновесия в момент времени $t + \Delta t$ и их называют методами неявного интегрирования.

Вторая особенность метода центральных разностей – это вычисление $U_{t+\Delta t}$ через U_t и $U_{t-\Delta t}$. Поэтому для вычисления перемещений в момент времени Δt требуется использование специальной начальной процедуры. Так как начальные перемещения, скорости и ускорения известны то из (2.1) можно вычислить $U_{t-\Delta t}$:

$$U_{-at}^{(i)} = U_0^{(i)} - \Delta t \dot{U}_0^{(t)} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{U}_0^{(i)}, \qquad (2.5)$$

Индекс (і) означает і-ый элемент соответствующего вектора.

При отсутствии демпфирования уравнение (2.4) имеет вид:

$$(\frac{1}{\Delta t^2}M)U_{t+\Delta t} = \hat{R}_t, \qquad (2.6)$$

где

$$\hat{R}_{t} = R_{t} - (K - \frac{2}{\Delta t^{2}}M)U_{t} - (\frac{1}{\Delta t^{2}}M)U_{t-\Delta t}.$$
(2.7)

Поэтому, если матрица масс диагональная, то для решения системы уравнения не требуется ее факторизация, и как только будут выполнены матричные операции для получения эффективного вектора нагрузки \hat{R}_t , то сразу же могут быть вычислены перемещения по формуле:

$$U_{t+\Delta t}^{(i)} = \hat{R}_t^{(i)}(\frac{\Delta t^2}{m}).$$
(2.8)

Поскольку ни матрицы масс, ни матрицы жесткости ансамбля не должны приводиться к треугольному виду, то нет необходимости в построении матриц *К* и *М* для всего ансамбля.

При рассмотрении недостатков метода центральных разностей, необходимо признать, что эффективность процедуры определяется использованием диагональной матрицы масс и неучетом сил демпфирования [43–45]. Выгода от получения решения уравнения элементов сохраняется в случае учета матрицы демпфирования в диагональном виде. Тот недостаток, что матрица масс должна быть диагональной, не очень значителен, поскольку хорошая точность решения не может быть получена путем соответствующего разбиения конструкции на конечные элементы. Второе серьезное замечание заключено в том, что шаг интегрирования Δt должен быть меньше критического значения Δt_{cr} , вычисляемого исходя из инерционных жесткостных свойств ансамбля элементов. В дальнейшем будет показано, что для получения достоверного решения необходимо выполнение условия:

$$\Delta t \leq \Delta t_{cr} - \frac{T_n}{\pi}, \qquad (2.9)$$

где T_n – наименьший период собственных колебаний ансамбля конечных элементов; *n* – порядок системы.

Схемы интегрирования, требующие, чтобы шаг интегрирования Δt был меньше Δt_{cr} , такие как метод центральных разностей, называются условно устойчивыми. Если используется шаг $\Delta t > \Delta t_{cr}$, то интегрирование неустойчиво, т.е. ошибки численного интегрирования или округления в машине растут и делают вычисление реакции в большинстве случаев бессмысленными. Понятие устойчивости интегрирования очень важно, и этот вопрос будет рассмотрен в дальнейшем.

2.2.2 Метод ННТ-а

Метод ННТ-а представляет собой обобщение метода Ньюмарка- β и становится эквивалентным ему при значении $\alpha = 0$. Этот метод использует разностные уравнения Ньюмарка- β , но вносит изменения в уравнения движения, вводя параметр α , который служит для учета числовой задержки в демпфировании, жесткости, нелинейных и внешних силах.

Уравнение движения в методе ННТ-α записывается следующим образом:

$$M\ddot{x}_{i+1} + (1-\alpha)C\dot{x}_{i+1} + \alpha C\dot{x}_i + (1-\alpha)Kx_{i+1} + \alpha Kx_i = (1-\alpha)f_{ext,i+1} + \alpha f_{ext,i}$$
(2.10)

Важно отметить, что в этом уравнении предполагается, что ускорение остается постоянным в интервале времени $t \in [t_i, t_{i+1})$. При условии, что

$$0 \le \alpha \le \frac{1}{3},\tag{2.11}$$

можно определить параметры:

$$\beta = \frac{(1+\alpha)^2}{4}; \ \gamma = \frac{1}{2} + \alpha.$$
 (2.12)

Метод ННТ- α сохраняет как минимум второй порядок точности и обладает безусловной стабильностью. Это делает его особенно полезным для симуляций в области структурной динамики, где необходимо учитывать множество степеней свободы и ослаблять (или демпфировать) ответ на высоких частотах. Увеличение значения α приводит к снижению отклика на частотах выше 1/2*h*, при условии, что параметры β и γ заданы, как указано выше [37,38,40,46].

Подставляя разностные соотношения метода Ньюмарка-*β* в основное уравнение, мы можем записать:

$$M\ddot{x}_{i+1} + (1-\alpha)C\left\{\dot{x}_{i} + h\left[(1-\gamma)\ddot{x}_{i} + \gamma\ddot{x}_{i+1}\right]\right\} + \alpha C\dot{x}_{i} + (1-\alpha)K\left\{x_{i} + h\dot{x}_{i} + h^{2}\left[(\frac{1}{2} - \beta)\ddot{x}_{i} + \beta\ddot{x}_{i+1}\right]\right\} + \alpha Kxi = (1-\alpha)f_{ext,i+1} + \alpha_{fext,i}$$
(2.13)

Группируя все термины, мы получаем систему линейных уравнений для \ddot{x}_{i+1} в зависимости от $\ddot{x}_i, \dot{x}_i, x_i$, внешней динамической нагрузки, а также массы, демпфирования и жесткости структуры:

$$\begin{bmatrix} M + h(1-\alpha)\gamma C + h^{2}(1-\alpha)\beta K \end{bmatrix} \ddot{x}_{i+1} + \\ + \begin{bmatrix} h(1-\alpha)(1-\gamma)C + h^{2}(1-\alpha)(\frac{1}{2}-\beta)K \end{bmatrix} \ddot{x}_{i} + \begin{bmatrix} C + h(1-\alpha)K \end{bmatrix} \dot{x}_{i} + \\ + Kx_{i} = (1-\alpha)f_{ext,i+1} + \alpha f_{ext,i} \end{bmatrix} (2.14)$$

Эти уравнения формируют рекуррентные соотношения для метода ННТ-α, что позволяет эффективно решать задачи динамики и анализировать поведение структур под воздействием различных нагрузок.

2.2.3 Метод Хьюболта

Схема интегрирования Хьюболта представляет собой метод, аналогичный методу центральных разностей, в котором для аппроксимации скоростей и ускорений используются конечно-разностные выражения в перемещениях. В методе Хьюболта используются выражения:

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\Delta t^2} \left\{ 2U_{t+\Delta t} - 5U_t + 4U_{t-\Delta t} - U_{t-2\Delta t} \right\}$$
(2.15)

И

$$\ddot{U}_{t+\Delta t} = \frac{1}{6\Delta t} \left\{ 11U_{t+\Delta t} - 18U_t + 9U_{t-\Delta t} - 2U_{t-2\Delta t} \right\}, \qquad (2.16)$$

являющиеся разностными формулами экстраполяции вперед с ошибками порядка $(\Delta t)^2$.

Для получения решения в момент времени $t+\Delta t$ используем соотношения (2.1) для момента $t + \Delta t$

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + KU_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t}.$$
(2.17)

Подставив (2.15) и (2.16) в (2.17), получим решение для $U_{t+\Delta t}$:

$$\left(\frac{2}{\Delta t^{2}}M + \frac{11}{6\Delta t}C + K\right)U_{t-\Delta t} = R_{t+\Delta t} + \left(\frac{5}{\Delta t^{2}}M + \frac{3}{\Delta t}C\right)U_{t} - \left(\frac{4}{\Delta t^{2}}M + \frac{3}{2\Delta t}C\right)U_{t-\Delta t} + \left(\frac{1}{\Delta t^{2}}M + \frac{1}{3\Delta t}C\right)U_{t-2\Delta t}$$

$$(2.18)$$

Из (2.4) видно, что для вычисления $U_{t+\Delta t}$ требуется $U_t, U_{t-\Delta t}$ и $U_{t-2\Delta t}$. Это означает, что для выполнения первого шага по методу Хьюболта необходимо вычислить $U_{\Delta t}$ и $U_{2\Delta t}$ каким-либо другим образом, то есть использовать специальную начальную процедуру [41,47,39,48]. Одним из возможных вариантов вычисления $U_{\Delta t}$ и $U_{2\Delta t}$ является интегрирование уравнений при помощи другой схемы, например, условно устойчивой, такой как схема метода центральных разностей, с временным шагом Δt .

2.2.4 Ө-Метод Вилсона

В методе Вилсона предполагается линейное изменение ускорения в интервале времени от *t* до $t + \Delta t$. В θ -методе предполагается линейное изменение ускорения от момента *t* до момента $t + \theta \Delta t$, где $\theta \ge 1,0$. При $\theta = 1$ метод сводится к обычному методу линейного ускорения [37,39,47].

Обозначим через τ приращение времени, где $0 \le \tau \le \theta \Delta t$; тогда для временного интервала от *t* до *t* + $\theta \Delta t$ можно допустить, что

$$\ddot{U}_{t+\tau} = \ddot{U}_t + \frac{\tau}{\theta \Delta t} \left(\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{U}_t \right).$$
(2.19)

Интегрируя (2.19), получим:

$$\dot{U}_{t+\tau} = \dot{U}_t + \ddot{U}_t \tau + \frac{\tau^2}{2\theta\Delta t} \left(\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} - \ddot{U}_t \right)$$
(2.20)

И

$$U_{t+\tau} = U_{t} + \dot{U}_{t}\tau + \frac{1}{2}\ddot{U}_{t}\tau^{2} + \frac{1}{6\theta\Delta t}\tau^{3}(\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} - \ddot{U}_{t}).$$
(2.21)

Из (2.20) и (2.21) для момента времени $t + \theta \Delta t$ имеем:

$$\dot{U}_{t+\theta\Delta t} = \dot{U}_t + \frac{\theta\Delta t}{2} \left(\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + \ddot{U}_t \right); \qquad (2.22)$$

$$U_{t+\theta\Delta t} = U_t + \theta \,\Delta t \,\dot{U}_t + \frac{\theta^2 \Delta t^2}{6} \left(\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + 2\ddot{U}_t \right), \tag{2.23}$$

откуда можно выразить $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$ и $\dot{U}_{t+\theta\Delta t}$ через перемещения $U_{t+\theta\Delta t}$:

$$\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} \left(U_{t+\theta\Delta t} - U_t \right) - \frac{6}{\theta\Delta t} \dot{U}_t - 2\ddot{U}_t \quad ; \tag{2.24}$$

$$\dot{U}_{t+\theta\Delta t} = \frac{3}{\theta\Delta t} \left(U_{t+\theta\Delta t} - U_{t} \right) - 2\dot{U}_{t} - \frac{\theta\Delta t}{2} \ddot{U}_{t} . \qquad (2.25)$$

Для вычислений перемещений, скоростей и ускорений в момент времени $t+\Delta t$ уравнения равновесия рассматриваются в момент времени $t + \theta \Delta t$. Но поскольку принято линейное изменение ускорений, вектор нагрузки предполагается также изменяющимся линейно, то есть используется уравнение

$$M\ddot{U}_{t+\theta\Delta t} + C\dot{U}_{t+\theta\Delta t} + KU_{t+\theta\Delta t} = \overline{R}_{t+\theta\Delta t} \quad , \tag{2.26}$$

где

$$\bar{R}_{t+\theta\Delta t} = R_t + \theta \left(R_{t+\Delta t} - R_t \right).$$
(2.27)

Подставляя (2.24) и (2.25) в (2.26), получаем выражение для вычисления $U_{t+\theta\Delta t}$. Подставляя затем $U_{t+\theta\Delta t}$ в (2.24), находим $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$, которое подставляется в (2.19), (2.20), (2.21) при $\tau = \Delta t$ для вычисления $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$, $\dot{U}_{t+\theta\Delta t}$, $U_{t+\theta\Delta t}$.

2.2.5 Метод Рунге – Кутты четвертого порядка

Метод Рунге – Кутты четвёртого порядка при вычислениях с постоянным шагом интегрирования столь широко распространён, что его часто называют просто методом Рунге – Кутты [49]. Рассмотрим задачу Коши для системы обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка (далее $(y, f, k_i \in \mathbb{R}^n, a x, h \in \mathbb{R}^1)$.

$$y' = f(x, y), y(x_0) = y_0.$$
 (2.28)

Тогда приближенное значение в последующих точках вычисляется по итерационной формуле:

$$y_{n+1} = y_n + \frac{h}{6}(k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4).$$
(2.29)

Вычисление нового значения проходит в четыре стадии:

$$k_{1} = f(x_{n}, y_{n}),$$

$$k_{2} = f\left(x_{n} + \frac{h}{2}, y_{n} + \frac{h}{2}k_{1}\right)$$

$$k_{3} = f\left(x_{n} + \frac{h}{2}, y_{n} + \frac{h}{2}k_{2}\right)$$

$$k_{4} = f\left(x_{n} + h, y_{n} + hk_{3}\right)$$
(2.30)

где *h* — величина шага сетки.

Этот метод имеет четвёртый порядок точности. Это значит, что ошибка на одном шаге имеет порядок $O(h^5)$, а суммарная ошибка на конечном интервале интегрирования имеет порядок $O(h^4)$.

2.2.6 Метод Ньюмарка

Метод Ньюмарка также может рассматриваться как развитие метода линейного ускорения. Используются следующие предположения:

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_{t} + \left[\left(1 - \delta \right) \ddot{U}_{t} + \delta \ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t \quad ; \tag{2.31}$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{U}_t + \alpha \ddot{U}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2, \qquad (2.32)$$

где α и δ – параметры, определяющие точность и устойчивость интегрирования. При $\delta = \frac{1}{2}$ и $\alpha = \frac{1}{6}$ соотношения (2.31) и (2.32) приводятся к соотношениям метода линейного ускорения. Ньюмарк предложил в качестве безусловно устойчивой схемы метод постоянного среднего ускорения, для которого $\delta = \frac{1}{2}$ и $\alpha = \frac{1}{4}$. Помимо (2.31) и (2.32) для вычисления перемещений, скоростей и ускорений в момент $t+\Delta t$ рассматриваются уравнения равновесия для момента $t+\Delta t$:

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + KU_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t}.$$
(2.33)

Выражая $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$ из (2.32) через $U_{t+\theta\Delta t}$ и затем подставляя $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$ в (2.31), получаем уравнения для вычисления $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$ и $\dot{U}_{t+\theta\Delta t}$ через неизвестный вектор перемещений $U_{t+\theta\Delta t}$. Выражения для $\dot{U}_{t+\theta\Delta t}$ и $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$ подставляются в (2.33) для нахождения $U_{t+\theta\Delta t}$, после чего можно определить $\ddot{U}_{t+\theta\Delta t}$ и $\dot{U}_{t+\theta\Delta t}$, используя (2.31) и (2.32).

Необходимо отметить схожесть алгоритмов метода Ньюмарка и θ-метода Вилсона, что позволяет создавать программы, одновременно реализующее обе схемы интегрирования [37,41,42,44–47].

2.2.7 Исследование динамического отклика системы с одной степенью свободы различными численными методами

Рассматривается система с одной степенью свободы, имеющая следующие параметры: масса m = 0,028 кH × c²/м, жесткость k = 1,13 кH/м, период колебаний $T_n = 1$ сек (что соответствует частоте n = 6,283 рад/сек) и коэффициент затухания $\zeta = 0,05$. Задача заключается в определении отклика системы u(t) на полусинусоидальный импульс силы p(t) (см. рисунок 2.1*a*) [41]. На рисунке 2.16 представлена зависимость восстанавливающей силы и деформации для рассматриваемой системы. Используются два подхода: (а) кусочно-линейная интерполяция для p(t) с временным шагом $\Delta t = 0,1$ сек и (*b*) теоретическое решение.

$$e^{-\zeta \omega_n \Delta t} = 0,9691,$$

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} = 6,275,$$

$$\sin \omega_D \Delta t = 0,5871,$$

$$\cos \omega_D \Delta t = 0,8095.$$

В Приложении А представлен компьютерный код на языке Python для определения отклика системы с 1-й степенью свободы различными численными методами. Решение представлено на рисунке 2.2.





а) полусинусоидальный импульс силы

б) зависимость восстанавливающей силы и деформации

Рисунок 2.1. Параметры системы





Для рассматриваемой системы линейные методы решений показывают схожие результаты с нелинейными методами в характере изменений перемещений во времени, однако значительно начинают разниться результаты при времени t = 0,4 сек.

Из рисунка 2.2 можно сделать вывод, что наиболее точным для указанной системы является метод Ньюмарка. Также установлено, что при уменьшении шага интегрирования, результаты, полученные другими методами прямого интегри-

62

рования, приближаются к значениям, полученным методом Ньюмарка. Кроме того, можно заключить, что линейная формулировка задачи приводит к снижению уровня напряженно-деформированного состояния.

2.2.8 Устойчивость и точность численных методов

Численные методы, обеспечивающие ограниченные решения при условии, что шаг времени не превышает определённый предел устойчивости, классифицируются как условно устойчивые методы. В отличие от них, методы, которые обеспечивают ограниченные решения независимо от длины шага времени, именуются абсолютно устойчивыми. Например, метод средних ускорений относится к категории абсолютно устойчивых. В то время как метод центральных разностей остаётся стабильным при $\Delta t / T_p < 1/2$.

Критерии устойчивости не накладывают ограничений на выбор шага времени в анализе систем с одной степенью свободы (*SDF*), поскольку соотношение $\Delta t / T_p$ должно быть значительно меньше предела устойчивости (например, 0,1 или меньше), чтобы гарантировать достаточную точность численных результатов. Тем не менее устойчивость численного метода приобретает особую значимость в анализе систем с несколькими степенями свободы (*MDF*), где зачастую требуется применение абсолютно устойчивых методов для обеспечения корректности и надёжности получаемых решений [37].

Важно отметить, что ошибки неизбежны в численных решениях уравнений движения. Рассмотрим задачу свободных колебаний с начальными условиями $m\ddot{u} + ku = 0$ и u(0) = 1 и $\dot{u}(0) = 0$. Теоретическое решение этой задачи нам известно.

Задача решается с помощью четырех численных методов: метода центральных разностей, метода среднего ускорения, метода линейного ускорения и метода Вилсона [50]. Полученные результаты с временным шагом $\Delta t = 0,1T$ будут сравниваться с теоретическим решением на рисунке 2.3. Это сравнение показывает, что некоторые методы могут предсказывать затухание амплитуды, хотя в системе затухания нет, а также могут изменять период колебаний [43].



Рисунок 2.3. Сравнение полученных результатов с теоретическим ($\Delta t = 0, 1T$)

На рисунке 2.4 показаны затухание амплитуды и изменение периода (см. рисунок 2.5) для различных численных методов. Метод Вилсона демонстрирует затухание, что указывает на наличие численного затухания. Метод центральных разностей показывает наибольшую ошибку в определении периода, тогда как метод линейного ускорения оказывается наиболее подходящим для систем с одной степенью свободы. Выбор временного шага также зависит от динамического возбуждения, и его необходимо тщательно настраивать для достижения точности [41,43,46,48–51]. Одним из методов выбора временного шага является решение задачи с одним шагом, а затем повторное решение с чуть меньшим шагом и сравнение результатов. Этот процесс продолжается до тех пор, пока два последовательных решения не окажутся достаточно близкими. Следует отметить, что обсуждение стабильности и точности в основном относится к линейным системам.



Рисунок 2.4. Диаграмма затухания амплитуды



Рисунок 2.5. Диаграммы удлинения периодов

Выбор шага времени также зависит от временной вариации динамического возбуждения, помимо естественного периода колебаний системы. Рисунки 2.4 и 2.5 показывают, что $\Delta t = 0,1T_p$ может обеспечить достаточно точные результаты. Шаг времени должен быть достаточно малым, чтобы минимизировать искажения функции возбуждения. Для численного описания ускорения грунта во время землетрясений необходим очень маленький шаг времени; обычно выбирается $\Delta t = 0,02$ сек, что определяет максимальный шаг времени для вычисления реакции конструкций от сейсмического воздействия.

Для прямого интегрирования уравнений движения в дальнейшем использовался метод Ньюмарка – Бета ($\beta = 0,25, \gamma = 0,5$), являющийся безусловно устойчивым и эффективным для расчета на записи землетрясений с различным шагом интегрирования.

2.3 Нелинейные динамические задачи и метод конечных элементов

2.3.1 Специфические аспекты нелинейного сейсмического анализа

Материальная (физическая) нелинейность: учитывает текучесть, трещинообразование и другие эффекты с использованием нелинейных зависимостей «напряжение-деформация». Нелинейность дифференциальных разрешающих уравнений МКЭ обусловлена нелинейной зависимостью $\sigma = \sigma(\varepsilon)$. Здесь рассматривается физическая нелинейность в рамках нелинейной теории упругости [37].

Процедура решения физически нелинейной задачи представлена на рисунке 2.6:



Рисунок 2.6. Материальная нелинейность

Рассматривается стержень площадью поперечного сечения F с зависимостью $\sigma(\varepsilon) = E(\varepsilon - B\varepsilon^2), 0 < 2B < 1$. Левый конец стержня закреплен. К правому концу стержня (узел 2) приложена сосредоточенная сила P. Решая эту задачу на основе МКЭ, введем два узловых неизвестных q_1, q_2 (линейные перемещения узла 1 и 2). Для аппроксимации перемещений u_x используем линейные базисные функ-

ции
$$X_1 u X_2$$
, то есть $u_x = \frac{l-x}{l} q_l + \frac{x}{l} q_2$

Если левый конец стержня закреплен, а к правому приложена сосредоточенная сила P, то действительно с u возможное v перемещения представляются в виде:

$$u_x = q_2 \frac{x}{L}, v(x) = \frac{x}{L}$$
. тогда $\varepsilon(u) = \frac{q_2}{l}, \varepsilon(v) = \frac{1}{l}$.

Функционал возможной работы внутренних сил имеет вид:

$$a(u,v) = F \int_{0}^{1} \sigma\left(\frac{q_2}{l}\right) \cdot \frac{1}{l} dx = F \sigma\left(\frac{q_2}{l}\right)$$
(2.34)

Нелинейное уравнение МКЭ тогда записывается $F\sigma\left(\frac{q_2}{l}\right) + P = 0$

В случае зависимости $\sigma(\varepsilon) = E(\varepsilon - B\varepsilon^2)$ (2*B* < 1) получаем уравнение относительно $q_2\left(\frac{EF}{l}q_2 - \frac{B}{l}q_2^2\right) + P = 0$

Производная по q_2 , соответствующая функционалу a'(u,v,w), имеет вид:

$$a'(u,v,w) = \frac{EF}{l} \left(1 - 2\frac{B}{l} q_2 \right) + P = 0.$$
 (2.35)

Таким образом, на основе МКЭ нелинейная задача сводится к решению нелинейного алгебраического уравнения (системе нелинейных уравнений) [41,48]. Если зависимость $\sigma(\varepsilon)$ представляется в трансцендентном виде, например. $\sigma(\varepsilon) = R(1 - e^{a\varepsilon})$. то на основе МКЭ получим систему трансцендентных уравнений, для данного случая:

$$RF\left(1-e^{-a_{l}^{q_{2}}}\right)+P=0.$$
 (2.36)

При решении нелинейных алгебраических (трансцендентных) уравнений методом, основанным на линеаризации (см. раздел 2.7). используются производные *по q*, соответствующие функционалу a'(u,v,w), для рассматриваемого случая.

$$a'(u,v,w) = \frac{EF}{l} \left(1 - 2\frac{B}{l} q_2 \right).$$
 (2.37)

Для шагового метода линеаризованное уравнение на *n* шаге имеет вид

$$\frac{EF}{l}\left(1-2\frac{B}{l}q_{2,n}\right)\Delta_{n}q_{2} = \Delta_{n}P;$$
где $\frac{EF}{l}\left(1-2\frac{B}{l}q_{2,n}\right)$ – линеаризованный член

матрицы канонических уравнений, так как $q_{2,n}$, – известно из предыдущего шага расчета. $q_{2,n}$ – искомое приращение q_2 на n шаге; $\Delta_n P$ – приращение нагрузки. Для следующего n + 1 шага q_2 определяется по формуле $q_{2,n+1} = q_{2,n} + \Delta q_{2,n}$.

В рассмотренном выше примере функция непрерывно дифференцируема, в таких случаях применение шагового метода, как правило, дает хорошие результаты. При кусочно-линейной функции *σ*(*ε*) (например, диаграмма Прандтля) целе-

сообразно применять модифицированный метод Ньютона. Здесь для наглядности применения МКЭ к физически нелинейным задачам было рассмотрено на примере стержня.

Геометрическая нелинейность: включает большие деформации или вращения.

В геометрически нелинейных задачах нелинейной является зависимость между перемещениями и деформациями, кроме того, при применении принципа возможных перемещений необходимо учитывать изменение геометрии [41,42,47]. Например, для сжатого (растянутого) стержня используется зависимость

$$\varepsilon(u) = u_x + \frac{1}{2}(u_z)^2.$$
 (2.38)

Функционал возможной работы а (и, v) имеет вид

$$a(u,v) = \int_{0}^{l} \left[EF\left(u_{x} + \frac{1}{2}(u_{z})^{2}\right)(v_{x} + u_{z}v_{z}) \right] dx, \qquad (2.39)$$

для его производной получим

 $N = EF\left(u_{x} + \frac{1}{2}(u_{z})^{2}\right).$

$$a'(u,v,w) = \int_{0}^{l} EF(v_{x}' + u_{z}'v_{z}')(w_{x}' + u_{z}'w_{z}')dx + \int_{0}^{l} Nv_{z}'w_{z}'dx, \qquad (2.40)$$

где

При учете изгибных деформаций выражения (2.38, 2.39, 2.40) примут вид:

$$\varepsilon(u) = u'_{x} + \frac{1}{2}(u'_{z})^{2} - u''_{z}; \qquad (2.41)$$

$$a(u,v) = \int_{0}^{l} \left[EF\left(u_{x}^{'} + \frac{1}{2}(u_{z}^{'})^{2}\right)(v_{x}^{'} + u_{z}^{'}v_{z}^{'}) + EIu_{z}^{'}v_{z}^{'} \right] dx; \qquad (2.42)$$

$$a'(u,v,w) = \int_{0}^{l} EF(v_{x} + u_{z}v_{z})(w_{x} + u_{z}w_{z})dx + \int_{0}^{l} Nv_{z}w_{z}dx + EIv_{z}w_{z}dx, \qquad (2.43)$$

где u_x – перемещение вдоль оси стержня;

*u*_z – перемещение ортогональное оси стержня;

z – расстояние от нейтральной оси рассматриваемого волокна;

$$u_z^{"} = \frac{du_z^2}{dx^2}$$
 – деформация кривизны.

Рассмотрим простейший пример (см. рисунок 2.7) – шарнирный растянутый стержень в геометрически нелинейной постановке.

Система имеет одно узловое неизвестное – вертикальное перемещение, поэтому $u_x = 0$ и из (2.47) следует, что, $\varepsilon = {}^{l_2} (u_z)^2$

Решая эту задачу на основе МКЭ, перемещения u_z представляем в виде:

$$u_z(x) = x_2 q_2 = \frac{x}{l} q_2 \cdot a;$$
 (2.44)

$$\varepsilon(u) = \frac{1}{2} \left(\frac{q_2}{l}\right)^2, \quad \varepsilon(v) = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{l}\right)^2. \quad (2.45)$$



Рисунок 2.7. Геометрическая нелинейность

Функционал возможной работы внутренних сил:

$$a(u,v) = \int_{0}^{l} EF \frac{1}{2} \left(\frac{q_2}{l}\right)^2 \cdot \frac{q_2}{l} \cdot \frac{1}{l} dx = EF \frac{1}{2} \left(\frac{q_2}{l}\right).$$
(2.46)

Нелинейное уравнение МКЭ тогда записывается следующим образом:

$$\frac{1}{2}EF\left(\frac{q_2}{l}\right)^2\frac{q_2}{l} + P = 0$$
(2.47)

Производная по q_2 , соответствующая a'(u,v,w), вычисляется по формуле:

$$a'(u,v,w) = \frac{EF}{l} \left(\frac{q_2}{l}\right)^2 + \frac{N}{l}, N = \frac{1}{2} EF\left(\frac{q_{2,n}}{l}\right)^2.$$
 (2.48)

Для простой модификации шагового метода на *n* шаге линеаризованное уравнение имеет вид

$$\left(\frac{EF}{l^3}q_{2,n}^2 + \frac{N_n}{l}\right)\Delta_n q_2 = \Delta_n P \quad \text{M} \quad N_n = \frac{1}{2}EF\left(\frac{q_{2,n}}{l}\right)^2 \tag{2.49}$$

где $q_{2,n}$ – значение узлового неизвестного, найденное на *n* шаге. Значение $q_{2,n+1}$ находится по формуле $q_{2,n+1} = q_{2,n} + \Delta_n q_2$.

Конструктивная нелинейность обуславливается свойством отдельных элементов конструкции включаться в работу в зависимости от различных факторов напряженно деформированного состояния [47]:

— усилия в элементе – элемент работает только на сжатие или на растяжение;

— элемент включается в работу после выбора зазора;

— элемент выключается из работы после достижения каких-либо факторов.

Конструктивная нелинейность может быть сведена к нелинейной зависимости между усилиями и перемещениями (см. рисунок 2.8).



Рисунок 2.8. Конструктивная нелинейность

Диссипация энергии: моделирует потерю энергии во время сейсмических событий с помощью нелинейного демпфирования.

В настоящем исследовании применяется метод с использованием коэффициентов Рэлея.

Суть метода заключается в том, что формируется $n \times n$ симметричная матрица демпфирования [C], представленная в виде линейной комбинации матриц масс [M] и жесткости [K]:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \qquad (2.50)$$

где *а* – устанавливает коэффициент пропорциональности масс;

β – устанавливает коэффициент пропорциональности жесткостей.

После применения модального преобразования координат матрица модального демпфирования [*C*] становится диагональной:

$$[\Phi]^{T}[C][\Phi] = [C] = \alpha[1] + \beta[\omega^{2}].$$
(2.51)

Матрица модального демпфирования [С] получается из:

$$[C] = 2[\zeta \omega]. \tag{2.52}$$

Коэффициент вязкостного демпфирования *c*_{*i*} для *i*-ой моды подсчитан по:

$$c_i = 2\zeta_i \omega_i = \alpha + \beta \omega_i^2.$$
(2.53)

И коэффициент вязкостного демпфирования ζ_i выражается как:

$$\zeta_i = \alpha / (2\omega_i) + \beta \omega_i / 2. \qquad (2.54)$$

Если коэффициенты демпфирования для i-той и j-ой мод являются ζ_i u ζ_j, то коэффициенты по Рэлею α и β рассчитываются с помощью решения алгебраических уравнений.

$$\frac{1}{2} \left[\frac{1/\omega_i \,\omega_i}{1/\omega_j \,\omega_j} \right] \left\{ \frac{\alpha}{\beta} \right\} = \left\{ \frac{\zeta_i}{\zeta_j} \right\}.$$
(2.55)

Если обе моды имеют одинаковый коэффициент демпфирования, то значения коэффициентов Рэлея определяются как:

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j}; \qquad (2.56)$$

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j}.$$
(2.57)

2.3.2 Плюсы и минусы численных методов в сейсмическом анализе

При проведении сейсмического анализа конструкций выбор численного метода зависит от характера проблемы (линейная или нелинейная) и от точности, стабильности и вычислительных затрат метода [41]. Ниже приведены плюсы и минусы наиболее распространенных численных методов.

1. Явные методы интегрирования:

Примеры:

— Метод прямого Эйлера;

— Метод центральных разностей.

Плюсы:

 Простота: легко реализовать и менее вычислительно затратно для небольших систем.

— Отсутствие итеративного процесса: избегает необходимости решать нелинейные уравнения на каждом временном шаге, что может снизить вычислительные затраты в определенных сценариях.

— Эффективность для коротких периодов: хорошо работает для задач с малыми временными шагами и короткими временными интервалами.

Минусы:

— Условная стабильность: требует очень малых временных шагов для устойчивости, особенно для систем с высокими частотами или жесткостью.

— Точность: ниже точность по сравнению с неявными методами при больших временных шагах.

— Не идеален для нелинейности: итерационное обновление жесткости и демпфирования в нелинейных задачах может усложнить реализацию и снизить производительность.

2. Неявные методы

Примеры:

— Метод обратного Эйлера.

— Метод Ньюмарка–Бета ($\beta = 0.25, \gamma = 0.5$).

— Метод Вилсона- θ .
Плюсы:

— Безусловная стабильность: подходит для больших временных шагов и систем с высокой жесткостью.

— Устойчивость к нелинейным проблемам: может обрабатывать материальную и геометрическую нелинейность с помощью итеративных решателей (например, метод Ньютона – Рафсона).

— Точность: обеспечивает более высокую точность для больших временных шагов по сравнению с явными методами.

Минусы:

— Вычислительные затраты: требует решения системы уравнений (линейных или нелинейных) на каждом временном шаге, что увеличивает вычислительную нагрузку.

— Сложность: реализация более сложная, особенно для нелинейных задач, требующих итеративных обновлений жесткости и демпфирования.

Числовое демпфирование: может ввести искусственное демпфирование,
 что может повлиять на точность динамических откликов.

3. Смешанные методы интегрирования

Примеры:

— Смешанные методы, сочетающие явные и неявные шаги.

— Методы, сохраняющие энергию (например, ННТ-альфа).

Преимущества:

— Баланс устойчивости и эффективности: сочетает простоту явных методов с надежностью неявных методов.

— Сохранение энергии: специализированные схемы минимизируют потери или рост энергии, повышая точность для долгосрочных симуляций.

Недостатки:

— Сложность реализации: требуется тщательная настройка для баланса явных и неявных компонентов.

— Зависимость от задачи: может не предоставлять значительных преимуществ для всех сейсмических задач. 4. Нелинейные методы

Примеры:

— Итерации Ньютона – Рафсона в методах пошагового интегрирования.

— Инкрементный динамический анализ (*IDA*) и модели конечных элементов (FEM).

Плюсы:

— Реалистичное моделирование: учитывает деградацию материалов, текучесть и большие деформации.

— Гибкость: адаптируется к широкому спектру структурных конфигураций и условий нагрузки.

— Надежность для сейсмического анализа: обрабатывает реальные сложности, такие как пластичность, деградация жесткости и диссипация энергии.

Минусы:

— Вычислительные затраты: требует значительных вычислительных ресурсов из-за итеративного решения и тонкой дискретизации.

— Проблемы с сходимостью: нелинейные системы могут не сходиться при больших шагах времени или нелинейном поведении.

— Требует детализированных моделей: точные результаты сильно зависят от точности моделей материалов и условий на границах.

Основные преимущества и недостатки численных методов решений сведены в таблицу 2.1.

Методы	Преимущества	Недостатки	Применение
Явные	Прост, эффективен	Условно устойчивый, ма-	Малые системы или сейсмиче-
	для небольших си-	ленькие временные шаги	ский анализ короткой продолжи-
	стем		тельности
Неявные	Безусловно устойчи-	Вычислительнозатратный,	Системы длительного действия,
	вый, точный для	сложный	жесткие или нелинейные
	больших шагов		
Смешанные	Баланс устойчивости	Сложная реализация	Проблемы долгосрочного сохра-
	и эффективности		нения энергии
Нелинейные	Реалистичное моде-	Высокая потребность в	Подробная оценка ущерба от
	лирование, учитыва-	вычислительных мощно-	сейсмического воздействия и
	ющее пластичность и	стях, проблемы со сходи-	характера поведения системы
	трещинообразование	мостью	

Таблица 2.1 Преимущества и недостатки численных методов

Приложение численных методов к сейсмическому анализу.

1. Инкрементальный динамический анализ (IDA):

— Прогрессивное масштабирование сейсмических воздействий для оценки производительности конструкции при увеличении нагрузки.

2. Анализ во временной области:

— Решает полное нелинейное уравнение движения для фактических записей землетрясений.

3. Проектирование по уровням работоспособности:

— Оценивает поведение конструкции под сейсмическими нагрузками для оценки повреждений или режимов разрушения.

4. Численные методы решения

— Итеративные решатели увеличивают вычислительные затраты.

— Часто необходимы маленькие временные шаги для достижения точности и сходимости.

— Точное моделирование демпфирования и деградации жесткости имеет решающее значение для получения реалистичных результатов.

2.4 Предпосылки, применяемые при проектировании.

Верификация предпосылок. Расчетная модель объекта исследования

2.4.1 Расчетные предпосылки

Для изучения сейсмической реакции простых стен объекта исследования приняты две группы расчетных предпосылок.

I группа расчетных предпосылок (допущения моделирования):

— сборные панели остаются линейно упругими – это предполагает, что панели либо сплошные, либо имеют лишь незначительные проемы и что они достаточно усилены, а все нелинейное и неупругое поведение происходит в зонах соединений:

а) основная повреждаемость концентрируется в стыках, что было подтверждено результатами обследований зданий после землетрясений; б) учет нелинейности только в материалах соединений позволяет значительно упростить расчеты и снизить потребность в вычислительных мощностях;

— система перекрытий представляет собой жесткий диск:

a) жесткий диск предполагает, что все точки перекрытия деформируются одинаково, что позволяет более точно учитывать распределение нагрузок и деформаций по всей системе. Это особенно важно для анализа горизонтальных нагрузок, таких как сейсмические;

— опирание панелей перекрытий происходит без эксцентриситета:

а) исключение эксцентриситета позволяет значительно упростить математические модели и расчеты;

б) модели без учета эксцентриситета требуют меньше вычислительных ресурсов и времени на обработку;

— фундамент является жестким [52–54]:

а) податливость грунта учтена путем задания нагрузки в виде 20 различных записей акселерограмм, каждая из которых была масштабирована от 0,1 g до 0,5 g;

б) то, что нагрузка в дальнейшем будет задана в виде кинематического воздействия, позволяет сделать предположение об учете в расчетной модели различных грунтовых условий.

II группа расчетных предпосылок (допущения моделирования элемента стыка):

Основные предпосылки и допущения, применяемые при моделировании стыков крупнопанельных зданий [3]:

— все точки горизонтального сечения после приложения усилий остаются в одной плоскости;

— для растянутой зоны сечения не учитываются сопротивления бетона на растяжение;

— эпюра нормальных сжимающих напряжений вдоль стен линейна или билинейна.

76

Билинейная эпюра сжимающих напряжений позволяет описать все расчетные ситуация и включает как частные случаи, так и линейную и прямоугольную эпюры нормальных сжимающих напряжений (см. рисунок 2.9).



Рисунок 2.9. Эпюры нормальный и касательных напряжений в горизонтальном сечении бетонной стены при совместном действии сжатия и сдвига: *а*, *б* – сжатие по всей длине стены, соответственно, для линейной и билинейной эпюр,

в, г – сжатие на части длины стены

Линейная эпюра нормальных напряжений принимается тогда, когда максимальное значения сжимающих напряжений σ_{max} не превышает значений R_c . В противном случае принимается билинейная эпюра, состоящая из двух участков, на первом из которых сжимающие напряжения изменяются по линейной зависимости от $\sigma_{min} > 0$ до $\sigma_{max} = R_c$, а на втором участке имеют постоянное значение, равное R_c . При расчете принимается, что в пределах длины линейного участка эпюры материал стен работает упруго, а на участке, где $\sigma = R_c$, он находится в пластическом состоянии.

2.4.2 Моделирование крупнопанельного здания в ПК ЛИРА-САПР

Для численного анализа используется программный комплекс ЛИРА-САПР 2022.

Основной моделью для расчета в соответствии с нормами проектирования является модель вертикального столба. Модуль деформации столба определяется в зависимости от модуля деформации стеновой панели и податливости горизонтального стыка [55].

После определения усилий в столбе выполняется проверка прочности горизонтальных сечений в уровне стыка и середины высоты стеновой панели. Проверка прочности в уровне стыка выполняется для основания/верха стеновой панели на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок [56,57].

Расчетная модель объекта исследования моделировалась комбинацией 3 конечных элементов (КЭ): КЭ 44, КЭ 259 и КЭ 255.

Стеновые панели моделируются упругими 4-узловым КЭ 44. Элементы стыков моделируются КЭ 259 – нелинейным 4-узловой конечным элементом, работа которого задается би- или трилинейной диаграммой. Элементы закладных деталей моделируются КЭ 255 – двухузловым нелинейным элементом, работа которого задается билинейной диаграммой (см. рисунок 2.10).

КЭ 44 – универсальный четырехугольный КЭ оболочки, предназначенный для прочностного расчета тонких оболочек, плит и балок-стенок.

КЭ 259 – вертикальный пластинчатый КЭ, моделирующий работу стыка панелей с учетом нелинейной работы на сжатие при расчете конструкций крупнопанельных зданий.

КЭ 255 – двухузловой КЭ, применяемый для учета односторонних связей между двумя узлами.

Конечные элементы горизонтального стыка в программном комплексе Лира-САПР позволяют в первую очередь учитывать податливость горизонтального стыка в расчетной модели, не прибегая к модели эквивалентного столба. При выполнении физически нелинейного конечно-элементного расчета требуется в автоматическом режиме учитывать как изменение жесткости, так и выполнять оценку его прочности.







Рисунок 2.10. Схематическое изображение КЭ

В программном комплексе разработан КЭ 259, моделирующий нелинейную работу стыка. Основной задачей при создании модели является корректная задача характеристик стыка и закладных деталей. Предпосылки для определения их характеристик представлены на рисунке 2.11, а именно:

Относительные деформации определяются по формуле 2.58:

$$\varepsilon = \frac{\lambda_i \sigma_i}{h_v}, \qquad (2.58)$$

где *h_v*-- высота платформенного стыка;

 λ_i – податливость стыка;

80

Напряжения определяются по формулам 2.59-2.61:

$$\sigma_m^1 = 1.15 R_m^{2/3}; \tag{2.59}$$

$$\sigma_m^2 = 2R_m^{2/3}; (2.60)$$

$$\sigma_m^y = 1.01 \sigma_m^2, \qquad (2.61)$$

где R_m -кубиковая прочность раствора, МПа.

Работа шпонки в плоскости шва представляет собой билинейную диаграмму, характеристики первой ветви которой определяются согласно пункту В4 [58]; расчетная прочность при сдвиге V_{kb} одной шпонки бетонного шпоночного соединения принимается равной меньшему из значений усилий $V_{sh,b}$; $V_{c,b}$; $V_{crc,b}$, соответствующих разрушению шпонки, соответственно, от среза, смятия и образования наклонных трещин, определяемых по формулам 2.62–2.64 [34,59–75]:

$$V_{sh,b} = 1.5R_{bt} \cdot A_{sh}; \qquad (2.62)$$

$$V_{c,b} = R_{b,loc} \cdot A_c; \qquad (2.63)$$

$$V_{crc,b} = 0.7R_{bt} \cdot A_j, \qquad (2.64)$$

где *R*_{bt} – расчетное сопротивление бетона замоноличивания стыка на растяжение;

 $R_{b,loc}$ – сопротивление шпонки местному смятию;

*A*_{sh} – площадь среза шпонки;

А_c – площадь смятия шпонки;

 A_j – площадь продольного сечения стыка, приходящаяся на одну шпонку.

Прочность второго участка определяется как прочность на сжатие свариваемых арматурных выпусков.

Коэффициент податливости для каждого участка определяется по приложению АЗ [58], согласно которому первый участок определяется по формуле 2.65:

$$\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b} + \lambda_{\tau,m}, \qquad (2.65)$$

где $\lambda_{\tau,b}$ – коэффициент податливости бетона шпонки определяется по формуле 2.66:

λ_{τ,m} – коэффициент податливости выпусков определяется по формуле 2.67:

$$\lambda_{\tau,b} = \frac{l_{loc}(\frac{1}{E_{b,\omega}} + \frac{1}{E_{b,mon}})}{A_{loc}};$$
(2.66)

$$\lambda_{\tau,m} = \frac{6}{d_s n_s} \left(\frac{1}{E_{B,\omega}} + \frac{1}{E_{b,mon}} \right) , \qquad (2.67)$$

где *l*_{loc} – условная высота шпонки, принимаемая при определении ее податливости при сдвиге, равная 250 мм;

A_{loc} – площадь сжатия шпонки, через которую передается в соединении сжимающее усилие, мм²;

*Е*_{*b,w*} – модуль деформации бетона сборного элемента, МПа.

E_{b,mon} – модуль деформации бетона замоноличивания вертикального стыка,
 МПа.

*d*_s – диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм;

*n*_s – количество арматурных связей между сборными элементами.

Расчетная модель поделена на адаптивную конечно-элементную сетку. Для удобства расчета и конструирования оконные проемы были округлены до 1,5 метров. Высота этажа модели, как и фактического здания, 3 метра.



Рисунок 2.11. Реализация элемента стыка в ПК ЛИРА-САПР [76]

2.4.3 Объект исследования

На предварительном этапе исследование проводилось на типовом жилом многоквартирном крупнопанельном доме типовой серии 92С, расположенном по адресу г. Владикавказ, просп. Доватора, 31 (см. Рисунок 2.1) Данная серия была разработана специально для строительства в сейсмоопасных районах.

Фундаменты ленточные из сборных железобетонных блоков и железобетонных плит по серии 1.112–5.

Наружные стены – многослойные панели толщиной 300 мм.

Внутренние несущие стены – однослойные панели толщиной 160 мм.

Перегородки – панели толщиной 80 мм.

Панели перекрытия, изготовляемые в кассетах, междуэтажные толщиной 160 мм.

Высота этажа составляет 3 м.

Дом четырехсекционный, но расчет всего здания влечет за собой необоснованное усложнение расчета для программного комплекса. В связи с чем было принято решение проводить исследования от одной типовой секции здания.

На рисунках 2.12–2.18 изображены фасад здания, план типового этажа, разрез, план перекрытия и детализированные стыки панельного здания заданной типовой серии.



Рисунок 2.12. Фасад в осях 1-8



Рисунок 2.13. План типового этажа





Рисунок 2.15. Схема расположения панелей перекрытий

86

k

Þ







Рисунок 2.17. Разновидности стеновых панелей



Рисунок 2.18. Типы вертикальных и горизонтальных стыков

Проведя визуальное обследования здания, были определены основные дефекты:

— Расхождение горизонтальных и вертикальных швов здания;

— Некачественное заполнение швов бетоном или его полное отсутствие;

— Отсутствие сварки закладных деталей.

Обследовав некоторые здания города, можно сделать вывод, что наиболее распространенным дефектом является некачественное заполнение швов бетоном, реже отсутствие сварки закладных деталей. Результаты обследования представлены на рисунке 2.19.



Рисунок 2.19. Дефекты зданий

2.4.4 Описание модели

Как было упомянуто ранее, расчетная модель объекта исследования моделировалась комбинацией 3 конечных элементов: КЭ 44, КЭ 259 и КЭ 255. Узлы основания представляют собой жесткую заделку.

Модель в крайних осях 24,6 м × 12,6 м (см. рисунок 2.20). Перегородки были учтены в расчетной модели только в виде дополнительной нагрузки на здание.





Высота этажа принята 3 м. Окна в расчетной модели были унифицированы, приняты размерами 1,2 м × 1,5 м. На рисунке 2.21а и 2.21б показаны фасады здания.



а) Фасад в осях a1–a2 б) Фасад в осях 1–2 **Рисунок 2.21.** Фасады расчетной модели в ЛИРА-САПР

Жесткость КЭ 259 (моделирующего работу стыка) представляет собой билинейную диаграмму (см рисунок 2.22), характеристики которой были определены для двух классов бетона заполнения: В7.5 (для предварительного учета дефектов) и В15. Значения представлены таблице 2.2:

B7,5			B15				
σ_{m0}	0	ε _{m0}	0	σ_{m0}	0	ε _{m0}	0.00
σ_{m1}	2.2	E <i>m</i> 1	0.00058	σ_{m1}	3.5	E <i>m</i> 1	0.00
σ_{m2}	4.41	E m2	0.00116	σ_{m2}	6.99	ε _{m2}	0.00
σ_{m3}	4.45	E _{m3}	0.03383	σ_{m3}	7.06	E _{m3}	0.04

Таблица 2.2 Характеристики КЭ 259



Рисунок 2.22. Диаграммы работы КЭ 259 для класса бетона заполнения В7.5 и В15

Жесткость КЭ 255, моделирующих работу горизонтальных и вертикальных шпонок, представлены в таблице 2.3 и таблице 2.4, соответственно.

Таблица 2.3 Характеристики жесткость КЭ 255 (горизонтальная шпонка)

По оси	R (кН/м)	N+ (ĸH)	N+ (кН)	R2 (кН/м)
X	1.92E+06	45	-45	36000
Y	18000	8.8	-8.8	0
Ζ	180000	88	-88	0

Таблица 2.4 Характеристики жесткость КЭ 255 (вертикальная шпонка)

По оси	R (кН/м)	N+ (ĸH)	N+ (ĸH)	R 2 (кН/м)
X	180000	88	-88	0
Y	18000	8.8	-8.8	0
Ζ	1.92E+06	45	-45	36000

Расчетная модель была нагружена вертикальной равномерно распределенной нагрузкой, равной 18 кН/м². При определении оптимального размера сетки конечных элементов, были предложены три размера сетки конечных элементов: 0,1 м; 0,2 м; 0,4 м. Панели с проемами, усложнявшие расчет и вызывавшие концентрацию напряжений в отдельных точках, были заменены на сплошные панели с редуцированной жесткостью методом кинематической декомпозиции [77–79]. Коэффициент редукции определялся как отношение площади стены без вычета проема к площади стены с вычетом проема.

$$k_{red} = \frac{A_w}{A_{w \ red}}.$$
(2.68)

Помимо размеров сетки конечных элементов стеновых панелей, отдельно подбирались размеры сетки швов (см. рисунок 2.23). Результаты расчетов приведены в таблице 2.5.



Рисунок 2.23. Модели стеновых панелей с различной сеткой конечных элементов

В результате была принята сетка конечных элементов стеновых панелей, равная 0,4 × 0,4 м; и сетка конечных элемента швов 0,4 × 0,1 м. Итоговая конечноэлементная модель представлена на рисунке 2.24.

№	Описание модели	Время расчета	Макс. пере- мещение, мм	Макс. перекос этажа, %	Погрешность относительно 1
1	Референт (Окна, Размер КЭ 0,1×0,1)	5'40"	93,9	0,457	_
2	Редуцированная жесткость (Раз- мер КЭ 0,1×0,1)	5'51"	94,7	0,473	3,383
3	Редуцированная жесткость (Раз- мер КЭ 0,2×0,2; Стыка 0,2×0,1)	3'10"	94,9	0,476	3,992
4	Редуцированная жесткость (Раз- мер КЭ 0,4×0,4; Стыка 0,4×0,1)	2'24"	94,8	0,48	4,792
5	Редуцированная жесткость (Раз- мер КЭ 0,1×0,1; Стыка 0,2×0,1)	5'32"	94,3	0,48	4,796
6	Редуцированная жесткость (Раз- мер КЭ 0,1×0,1; Стыка 0,4×0,1)	5'10"	91,9	0,48	4,79
7	Редуцированная жесткость (Раз- мер КЭ 0,2×0,2; Стыка 0,4×0,1)	3'19"	94,1	0,483	5,383

Таблица 2.5 Результаты определения размеров сетки конечных элементов



Рисунок 2.24. Конечно-элементная модель здания

2.4.6 Упрощение исходной расчетной модели в стержневую многомассовую модель

В ходе исследования была предпринята попытка упростить объемную расчетную модель, преобразовав ее в стержневую многомассовую. Это решение было обусловлено необходимостью повышения эффективности расчетов и упрощения анализа динамического поведения конструкции.

Преобразование объемной модели в стержневую должно было сократить вычислительные затраты, поскольку стержневые элементы требуют меньшего объема вычислений и могут быть более устойчивыми к изменениям в расчетных условиях. В результате этого подхода удалось сохранить основные характеристики конструкции, одновременно упростив процесс моделирования.

Определение погонной жесткости консольной модели:

Погонная жесткость стержневой консольной модели, эквивалентной исходной определялась исходя из результатов анализа расчетной модели объекта исследования. Путем приложения единичной нагрузки были определены перемещения этажей в направлениях оси *X* и *Y*. Максимальные перемещения в поперечном и продольном направлениях составили, соответственно, 5,96 мм и 2,15 мм (см. рисунок 2.25).





Средняя погонная жесткость отдельного этажа была определена отношением суммарной горизонтальной нагрузки на этаж к перемещению смежных этажей. Стержневая консольная модель моделировалась 55 КЭ, позволяющим задать погонную жесткость различную в направлении осей *X* и *Y*. Жесткость сечения равна: $EI_x = 4\ 100 \times 10^6\ \text{KH} \times \text{M}^2$; $EI_y = 15\ 630 \times 10^6\ \text{KH} \times \text{M}^2$.

Нагрузка в упрощенной модели была задана в узлах перекрытий, равной *m* = 5 500 кН (общая нагрузка на перекрытия исходной расчетной модели). Стержневая расчетная модель представлена на рисунке 2.26.



Рисунок 2.26. Стержневая расчетная модель

Максимальные перемещения для стержневой консольной модели в направлении осей X и Y, соответственно, равны 5,66 мм и 2,04 мм. Был проведен модальный анализ двух расчетных моделей. Результаты анализа стержневой консольной модели и исходной модели объекта исследования представлены в таблице 2.6 и таблице 2.7, соответственно. На рисунке 2.27 представлены 1-ая, 2-ая и 3-ья формы собственных колебаний.

Из результатов модальных анализов и характера форм собственных колебаний можно сделать вывод:

1. При незначительных различиях в перемещениях этажей, основной тон в консольной многомассовой системе значительно отличается от основного тона исходной расчетной модели – 0,31 с и 0,37 с, соответственно.



Рисунок 2.27. Формы собственных колебаний

2. Наибольшее количество массы в консольной системе задействовано в изгибных формах колебаний, а в исходной модели – при совместном действии изгибной и крутильной формы.

3. В консольной модели отсутствуют крутильные формы колебаний.

4. Также следует отметить, что моделирование стержневой многомассовой системы с эквивалентными жесткостными параметрами требует дальнейших исследований.

Собств. знач. Рад/с. Гц. Периоды Macca Форма Коэф. распр. Сумма масс 407.361 0.311 20.183 3.214 -1.457 21.617 21.617 1 2 1552.773 39.405 6.275 0.159 -1.457 21.617 43.235 4955.042 0.089 71.625 3 70.392 11.209 1.266 28.390 4 16201.409 127.285 20.268 0.049 78.244 0.662 6.619 5 43788.102 209.256 33.321 0.030 0.414 3.040 81.284 61756.389 248.508 39.571 0.025 0.662 6.619 87.903 6 7 117246.057 342.412 54.524 0.018 -0.239 88.917 1.013 8 128394.062 358.321 57.058 0.018 0.381 2.275 91.191 9 489411.378 699.579 111.398 0.009 0.381 2.275 93.466 10 497366.069 705.242 112.300 0.009 -0.277 1.157 94.623

Таблица 2.6 Результаты модального анализа консольной стержневой системы

Таблица 2.7 Результаты модального анализа исходной расчетной модели

Форма	Собств. знач.	Рад/с.	Γц.	Периоды	Коэф. распр.	Macca	Сумма масс
1	289.585	17.017	2.710	0.370	1.421	24.056	24.056
2	800.295	28.289	4.505	0.222	1.336	25.855	49.911
3	1151.150	33.929	5.403	0.185	-0.013	0.001	49.912
4	3153.067	56.152	8.941	0.112	-0.623	6.231	56.143
5	6225.180	78.900	12.564	0.080	1.416	28.154	84.297
6	6428.082	80.175	12.767	0.078	0.510	4.709	89.007
7	9030.069	95.027	15.132	0.066	0.009	0.001	89.008
8	9142.994	95.619	15.226	0.066	-0.064	0.025	89.032
9	10706.350	103.471	16.476	0.061	-0.335	1.521	90.553
10	14324.194	119.684	19.058	0.052	-0.215	0.507	91.061

При сравнении объемной и стержневой моделей можно выделить несколько ключевых аспектов:

Моделирование геометрии и материалов:

Объемные модели способны более точно представлять сложные геометрические формы и распределение материалов. Это позволяет учитывать различные свойства материалов (модуль упругости, предельные деформации и т.д.) в разных частях конструкции.

Стержневые модели, как правило, упрощают геометрию, рассматривая элементы в виде стержней, что может привести к потере информации о локальных эффектах и неоднородности материалов.

Анализ локальных эффектов:

Объемная модель позволяет анализировать локальные эффекты, такие как концентрация напряжений и деформаций в узлах и соединениях, что критично для сложных архитектурных решений.

Стержневая модель может не учитывать локальные эффекты, так как рассматривает элементы как однородные стержни, что может привести к неадекватным результатам в условиях высокой нагрузки или при наличии дефектов.

Нелинейное поведение

Объемная модель более эффективно моделирует нелинейные эффекты, такие как пластическая деформация, усталость материалов и поведение при больших деформациях. Это важно для зданий, подверженных сильным сейсмическим воздействиям, так как позволяет учитывать сложные механизмы разрушения.

Хотя стержневые модели могут учитывать некоторые нелинейные эффекты, их возможности ограничены. Они могут не учитывать полное поведение материалов при больших деформациях или сложных условиях нагрузки.

Взаимодействие элементов:

Объемная модель лучше моделирует взаимодействие между различными элементами конструкции, такими как перекрытия, стены и колонны. Это взаимодействие критично для понимания поведения здания под динамическими нагрузками.

Стержневая модель может упрощать или игнорировать взаимодействие между элементами, что может привести к неадекватным оценкам поведения конструкции.

2.5 Верификация расчетных предпосылок и анализ результатов расчета объекта исследования

2.5.1 Верификация расчетных предпосылок

Моделирование и расчет объекта исследования выполнялся в программном комплексе ЛИРА-САПР 2022 (академическая версия).

Для уточнения расчетных предпосылок моделирования крупнопанельных зданий были смоделированы две расчетные ситуация (см. рисунок 2.28):

— Поперечное сечение шва находится полностью в сжатом состоянии;

— Поперечное сечение шва находится в частично растянутом состоянии.





Рисунок 2.28. Расчетные ситуации для уточнения предпосылок

Расчет производился в итерационной постановке. Был принят 1 шаг, поскольку в примере не имеются иные шаговые элементы, следовательно одного шага достаточно [77].

Задача решалась в «Инженерной нелинейности 2», чтобы по итогу расчета получить редуцированные жесткости стыка (на сжатие и сдвиговые).

Эпюры продольных сил стыка панелей после приложения нагрузки имели би- и трилинейный характер (см. рисунок 2.29). В результате с итерационным нелинейным расчетом стыка напряжение растяжения равно нулю, а максимальное сжатие не превышает заданного предела, что свидетельствует о корректности работы стыка при заданных предпосылках.

Инж. нелинейность 2 🗸 🗸	Параметры Печать Стадии Группы Доп.загр.	No erbita				
Нелинейные истории						
<< 1. >>	Загружение ∨ № 1	H 16	СМ			
<1.Load case 1>	Обнулить перемещения		_			
	Метод расчета (1) Простой шаговый	G 2.18e+00)6 кH/м2			
		👽 Учет нелинейности				
	Минимальное Точность					
	число итераций итераций%	🗌 Шаговый 💽 Итераці	ионный			
	Итерационный метод Автоматический выбор 🗸	О Точный, но с медленной сходимостью				
	Значения коэффициентов к нагрузкам по шагам					
	Количество шагов 1	• менее точный, но с оыстрой сходинос	I BIU			
		5				
		Epsi 0.00053 Sigi 4800	KH/M			
	Ввод и редактирование	Eps2 0.00155 Sig2 8300	кH/м			
	1					
	-	Eps3 0.0155 Sig3 8400	KH/N			
		Погонная прочность				
	Точность 0 0001 Начальный шас 1е-009	Ni крати 94 кН/м Ni длит 97	KH/N			
	Суммарный коэффициент	Примецания				
		принечания				
	Окончательный результат					
	Вывод промежуточных результатов					
	Не выводить 🗸					
		l				
	Считать пошагово, даже если отсутствуют шаговые элементы	Комментарий	Цвет			
	При сборе масс					
	учитывать суммарные коэф. к стадиям					
	учитывать дополнительные загружения					

101

Рисунок 2.29. Окно задания параметров «Инженерная нелинейнойсть 2»

На рисунке представлен метод задания параметров «Инженерной нелинейности 2» и окно характеристик КЭ стыка в виде билинейной диаграммы.

Результаты расчета в виде эпюр нормальных напряжений и их сравнение с предпосылками представлены на рисунке 2.30



Рисунок 2.30. Характера эпюр стыков

Локальный отклик стыка в крайней панели первого этажа был получен при нелинейно динамическом методе. Особое внимание было уделено поведению конкретных конечных элементов в этой критической области. На рисунке 2.31 показана реакция нормальных напряжений для КЭ 259. Наблюдаемое напряжен-

ное состояние является исключительно сжимающим, что соответствует исходным допущения моделирования и желаемому поведению стыка. Предел прочности элементам составляет 7100 кПа, в то время как максимальный отклик достиг 3071 кПа. Этот отклик указывает на то, что элемент получил повреждения от низкой до средней степени, что совпадает с наблюдаемыми повреждениями [78].



Рисунок 2.31. Изменение нормальных напряжений в КЭ 259

Реакция на усилие сдвига элемента шпонки (КЭ 255) показана на рисунке 2.32. Предельная прочность этого элемента на сдвиг составляет 45 кН. На рисунке 2.33 представлена зависимость между сдвиговыми усилиями и деформацией сдвига для этого элемента. Полученные данные указывают на то, что элемент достиг своей предельной прочности, что указывает на возможность разрушения шпонки при сдвиге [82]. Примечательно, что пиковое значение реакции для КЭ 259 регистрируется примерно на том же временном интервале, что подчеркивает взаимодействие между осевой реакцией и реакцией на сдвиг в области стыка.



Рисунок 2.32. Изменение сдвигового усилия в КЭ 255

102



Перемещение, мм

Рисунок 2.33. График зависимости сдвигового усилия и перемещения КЭ 255

По результатам расчета определено, что сдвиговая жесткость стыка в зонах максимального сжатия и растяжения при итерационном методе расчета не учитывается (см. рисунок 2.34).



Рисунок 2.34. Сдвиговая жесткость

Характер поведения шпонки расчетной модели сопоставим с характером работы шпонки, определенным по результатам натурных испытаний [3] (см. рисунок 2.35а и рисунок 2.35б).





а) характер поведения шпонки модели

б) характер поведения шпонки при натурных испытаниях [3]

Рисунок 2.35. Сравнение поведения шпонок

2.5.2 Верификация расчетной модели

Наиболее точно учесть случайный характер землетрясения возможно проведя расчет, основанный на использовании имеющихся записей ускорений основания (акселерограмм), наиболее опасных для рассматриваемого класса сооружений, а также синтезированных акселерограмм, полученных путем соответствующей обработки записей прошедших сильных землетрясений или генерацией на основании нормативных спектров-ответов.

Уравнение движения при кинематическом воздействии определяются из условия равновесия массы при действии на нее силы упругости (восстанавливающей силы), демпфирующей силы и силы инерции. При условии, что полное перемещение – это сумма перемещения основания и относительного перемещения $U(t) = u_g(t) + u(t)$ уравнение имеет вид:

$$m\left(\ddot{u}_{g}\left(t\right)+\ddot{u}\left(t\right)\right)+c\dot{u}\left(t\right)+ku\left(t\right)=0$$

$$m\ddot{u}\left(t\right)+c\dot{u}\left(t\right)+ku\left(t\right)=m\ddot{u}_{g}\left(t\right)=p_{eff}\left(t\right)$$
(2.69)

где *m* – масса системы;

k – жесткость системы;

104

с – демпфирование системы;

u(t) – относительное перемещение;

 $u_g(t)$ – перемещение основания.

Выбор записи землетрясения для нелинейного динамического анализа основывался на истории землетрясений близ рассматриваемого региона. Одним из наиболее разрушительных за последнее время было землетрясение в Армении в 1988 году в городе Спитаке, во время которого панельные здания не получили существенных повреждений, приведших к невозможности безопасной эксплуатации зданий.

Анализ проводился на немасштабированную двухкомпанентную запись землетрясения с максимальным ускорением 1,92 м/с² и 1,78 м/с².

Акселерограммы и графики спектр-ответов указанного землетрясения представлены на рисунках 2.36–2.39.



Рисунок 2.37. Акселерограмма GUK 090 [83]

Параметры анализа

 Метода Ньюмарк – Бетта (γ = 0.5 и β = 0,25) применяется для прямого интегрирования уравнения движения.

ЛИРА-САПР предлагает на выбор две возможные модели гистерезисов для нелинейного анализа: пик-ориентированная модель и модель изотропного упрочнения см. рисунок 2.40a и рисунок 2.40б, соответственно). В настоящей работе применялась модель пик-ориентированная.









На предварительном этапе дефекты стыков были учтены путем варьирования проектного значения класса бетона В15 до минимально допустимого В7,5.

Был проведен нелинейный динамический анализ во времени на запись землетрясения, произошедшего в Спитаке.

Уменьшение значения класса бетона: период собственных колебаний здания составил 0,37 с в поперечном направлении. Главные формы собственных колебаний представлены на рисунке 2.41.



Рисунок 2.40. Модели гистерезисов: а) пик-оринтированная; б) изотропного упрочнения

Максимальные смещения, показанные на рисунке 2.42, в поперечном направлении для обоих классов бетона: 24 мм для B7,5 и 20 мм для B15 по сравнению с 7,31 и 4,59 мм в продольном направлении, соответственно. На рисунке 2.43 показано распределение максимального ускорения с пиками 3,1 м/с² в продольном направлении на верхнем этаже.



a)

Рисунок 2.42. Максимальные перемещения ($\xi = 5 \%$)

Эти результаты совпадают с результатами, представленными в литературе, и с результатами натурных испытаний [3,84–86], проведенных на полномасштабных моделях (см. таблица 2.8).

Межэтажный перекос (*Interstory drift ratio – IDR*) [87–90], который показывает относительное горизонтальное смещение между смежными этажами здания,
является критическим индикатором повреждения конструкций. *IDR* для различных классов бетона показан на рисунке 2.44. Анализ показывает, что сейсмическая реакция для бетона более низкого класса значительно выше: *IDR* составляет 0,132 % по сравнению с 0,085 % для бетонов B7,5 и B15 соответственно. Эта заметная разница подчеркивает исключительную важность тщательного изучения параметров материалов в будущем.

Несмотря на несоответствие значений *IDR*, общий отклик здания в обоих случаях остается относительно низким в сравнении с общепринятым диапазоном для проектирования. Однако важно отметить, что в настоящее время не существует установленных пороговых значений перекосов этажей для крупнопанельных зданий, что подчеркивает необходимость разработки таких критериев. Они должны учитывать уникальность поведения этого конструктивного типа.

Габлица 2.8 Результаты натурных испытаний [3]								
Город	Этаж.	Серия	и Интенсив. Направл.		Макс. перем., мм	Период ко- лебаний, с		
Кишинев	9	-	7	Вдоль	0.12	0.213		
Кишинев	9	Э-432А	7.5	Вдоль	9.45	0.385		
Ташкент	9	Э-109	9	Поперек	8.6	0.290		
Орджоникидзе	9	92C	7	Поперек	6.9	0.380		
Кишинев	9	III-143	7	Поперек	5	0.426		
	9	Э-282	7	Поперек	7.6	0.391		
Орджоникидзе				Вдоль	4.4	0.303		
Цолинии	9	138-019C	7	Поперек	13	0.357		
пальчик				Вдоль	14	0.337		



Рисунок 2.43. Максимальные значения ускорений ($\xi = 5 \%$)

Результаты, представленные на рисунке, совпадают с исследованиями крупнопанельных зданий после Спитакского землетрясения, в ходе которого ни одно из этих зданий не было разрушено или не получило значительного ущерба.

Одной из задач для корректного моделирования расчетной модели был выбор коэффициента демпфирования. На основании натурных исследований [91] на первоначальном этапе был принят коэффициент 5 %.



Также были определены изменения общего отклика здания на сейсмическое воздействие при изменении значения коэффициента демпфирования от 2 до 5 %. График межэтажного перекоса показывает, что для разных значений демпфирования, максимальный перекос приходится на первый этаж. Результаты разнятся значительно, до 25 % (см. рисунок 2.45).

Это подчеркивает важность точного определения соответствующего коэффициента демпфирования.



Рисунок 2.45. IDR для различных коэффициентов демпфирования

Характер повреждений расчетной модели, представленный на рисунках 2.35*a* и 2.35*b* схож с характером повреждений крупнопанельных зданий, определенным по результатам натурных испытаний [3] (см. рисунок 2.46): наибольшие повреждения концентрируются в нижних этажах зданий.



Рисунок 2.46. Характер повреждений крупнопанельных зданий

По результатам нелинейного динамического анализа были построены амплитудно-частотные кривые (АЧК). Для крупнопанельных конструктивных систем в отличие от иных систем, кривые располагаются по одну сторону скелетной кривой и имеют очертания, близкие к АЧК линейной системы. Сравнения кривых, определенных по результатам расчета и полученных при натурных испытаниях, показаны на рисунке 2.47.



Рисунок 2.47. Сравнение амплитудно-частотных кривых с результатами натурных испытаний

Из графиков можно сделать вывод о том, что как и характер, так и значения амплитудно-частотных кривых, определенных по результатам расчета, достаточно хорошо коррелируют с кривыми, определенными по результатам проведенных натурных испытаний.

Также было проведено сравнение амплитудно-частотных кривых исходной модели с оконными проемами и упрощенной расчетной модели (см. рисунок 2.48).



Рисунок 2.48. Сравнение расчетных моделей

В рамках исследования было осуществлено сравнение двух расчетных моделей в пяти идентичных временных точках динамического анализа во времени. Целью данного сравнения было определение различий в поведении моделей под воздействием динамических нагрузок и уточнение эквивалентности расчетных моделей в разрезе общего отклика здания на сейсмическое воздействие. Результаты анализа представлены в виде максимальных перемещений в направлениях осей X_{max} и Y_{max} , а также максимальных значений относительного перекоса этажа (*IDR_{max}*) (см. рисунки 2.49 и 2.50 и таблица 2.9), полученных для каждой из моделей в указанные временные моменты. Полученные данные говорят об эквивалентности расчетных моделей.



Рисунок 2.49. Максимальные значения перемещений и относительных междуэтажных перекосов исходной модели

114



Рисунок 2.50. Максимальные значения перемещений и относительных междуэтажных перекосов упрощенной модели

Параметр	Параметр Точка времени, с		Модель упрощенная	Δ, %
	9.00	2.90	2.81	3.1
	10.24	9.22	9.36	1.5
X_{max}	10.74	7.25	7.30	0.7
	13.52	2.74	2.85	4.0
	15.66	1.79	1.78	0.6
	9.00	1.50	1.57	4.7
	10.24	8.77	8.54	2.6
Ymax	10.74	19.00	19.93	4.9
	13.52	2.38	2.38	0.0
	15.66	3.14	3.23	2.9
	9.00	0.012	0.012	0.0
	10.24	0.036	0.034	5.6
IDR _{max}	10.74	0.057	0.060	5.3
	13.52	0.011	0.011	0.9
	15.66	0.009	0.009	0.0

Таблица 2.9 Сравнение результатов расчетных моделей

Из таблицы 2.9 можно сделать вывод, что максимальные значения перемещений, а также значения максимальных относительных междуэтажных перекосов в одних временных точках для обеих моделей разнятся в пределах 3–6 %.

Также были проведены сравнения амплитудно-частотных кривых для исходной и упрощенной расчетных моделей. Результаты сравнения амплитудночастотных кривых представлены на рисунке 2.51.



Рисунок 2.51. Сравнение амплитудно-частотных кривых с исходной моделью

Пояснения к рисунку 2.51: Модель 1/1 – первая кривая упрощенной модели; Модель 2/1 – первая кривая исходной модели с проемами; Модель 1/2 – вторая кривая упрощенной модели; Модель 2/2 – вторая кривая исходной модели с проемами. Из графиков видно, что кривые разнятся в пределах погрешности расчета. В связи с чем можно сделать вывод о том, что упрощенная модель описывает общее поведение объекта исследований без значительных отличий от исходной модели.

Помимо указанных сравнений, были получены графики изменений напряжений во времени для упрощенной расчетной схемы без проемов и исходной расчетной схемы. Результаты были получены для отдельно взятых точек расчетных моделей. Результаты представлены на рисунках 2.52 и 2.53.



Рисунок 2.52. График изменений напряжений во времени в КЭ стыка (упрощенная расчетная модель)



Рисунок 2.53. График изменений напряжений во времени в КЭ стыка (исходная расчетная модель)

Из графиков изменений напряжений видна высокая степень согласованности поведения расчетных моделей под воздействием заданных нагрузок. Можно сделать вывод о том, что модели являются эквивалентными в контексте оценки общего отклика зданий на сейсмические воздействия, что подтверждается их схожестью в результатах нелинейного динамического анализа во времени и способностью адекватно отражать реакцию конструкций на заданные сейсмические нагрузки. При этом отдельные участки будут отличаться как в характере изменения напряжений, так и в значениях. Но, как было упомянуто ранее, исключение таких точек вследствие упрощения расчетной модели незначительно влияет на общий отклик зданий, а напротив предлагает более консервативные результаты при оценке.

Выводы по второй главе

Снижение вычислительных затрат на модели необходимо для эффективного и своевременного анализа, особенно в динамических задачах. Используя такие методы, как упрощение геометрии, оптимизация сетки, сокращение модели и эффективные решатели, инженеры могут достичь баланса между точностью и вычислительной эффективностью. Кроме того, современное программное обеспечение предлагает такие передовые функции, как параллельные вычисления и адаптивные алгоритмы, которые еще больше способствуют снижению вычислительной нагрузки. Однако очень важно убедиться, что упрощения и сокращения не снижают точности результатов, а любые выброшенные элементы или отверстия должным образом учитываются в анализе.

Явные методы интегрирования подходят для небольших систем или сценариев, где приоритетом являются вычислительная простота и короткие временные рамки. Неявные методы интегрирования являются предпочтительным выбором для сейсмического анализа, связанного с высокой жесткостью, демпфированием или крупными системами благодаря своей безусловной стабильности. Для нелинейного сейсмического анализа широко используются итеративные методы, такие как Ньюмарка – Бета.

В качестве объекта исследования принят 9-этажный крупнопанельный жилой дом по адресу: г. Владикавказ, проспект Доватора, 31.

Было проведено визуальное обследование зданий, по результатам которого определены основные дефекты:

— Расхождение горизонтальных и вертикальных швов здания;

— Некачественное заполнение швов бетоном или его полное отсутствие;

— Отсутствие сварки закладных деталей.

Были определены основные допущения для расчета крупнопанельных железобетонных зданий:

— все точки горизонтального сечения после приложения усилий остаются в одной плоскости;

— для растянутой зоны сечения не учитываются сопротивления бетона на растяжение;

— эпюра нормальных сжимающих напряжений вдоль стен линейна или билинейна.

Указанные предпосылки были верифицированы в программном комплексе ЛИРА-САПР. Для уточнения были смоделированы две расчетные ситуация, при которых поперечное сечение находилось полностью в сжатом состоянии и частично в растянутом. Результаты расчета показали соответствие с расчетными предпосылками.

Расчетная модель объекта исследования моделировалась комбинацией трех конечных элементов: КЭ 44, КЭ 259 и КЭ 255.

Стеновые панели моделируются упругими 4-узловым КЭ 44. Элементы стыков моделируются КЭ 259 – нелинейным 4-узловой конечным элементом, работа которого задается би- или трилинейной диаграммой. Элементы закладных деталей моделируются КЭ 255 – двухузловым нелинейным элементом, работа которого задается билинейной диаграммой. Характеристики работы шпонки были определены согласно пунктам А3 и В4 СП 335.1325800.2017.

Была определена оптимальная сетка конечных элементов. Были проведены сравнительные расчеты на предварительных моделях с различными размерами сеток конечных элементов. Путем сравнения результатов с референтной моделью с наименьшей сеткой была выбрана сетка конечных элементов КЭ $0,4 \times 0,4$; и элементов стыка $0,4 \times 0,1$.

Проверка корректной работоспособности расчетной модели производилась путем проведения нелинейного динамического анализа во времени на двухкомпонентную запись землетрясения, произошедшего в Спитаке.

Было предложено моделирование дефектов, определенных при визуальном осмотре объекта исследования, путем понижения проектного значения класса бетона с B15 до B7.5.

Результаты расчетов при уменьшении значений класса бетона показали резкое увеличение общего отклика сооружения: максимальный перекос этажей увеличился на 34 %. При уменьшении коэффициента демпфирования были получены более разнящиеся результаты: предельный перекос этажа изменился до 25 %. Настолько разнящиеся результаты указывают на необходимость дальнейшего изучение вопроса учета дефектов заполнений.

Объемные модели обеспечивают более детализированное и точное представление о нелинейном поведении зданий, что позволяет проводить более надежный анализ. Стержневые модели могут быть полезны для предварительных оценок и упрощенных расчетов, но даже для упрощенных расчетов существует вопрос о корректной задаче исходных данных для того, чтобы получить эквивалентную расчетную схему.

ГЛАВА З РАЗРАБОТКА КРИВЫХ ПОВРЕЖДАЕМОСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

3.1 Уровни работоспособности здания

Проектирование на основе предельных состояний – это традиционный и самый распространенный подход в проектировании. Основывается на том, что все конструкции смогут выдерживать определенные нагрузки без разрушения.

Основные принципы:

— Проектирование основывается на внутренних силах, которые возникают в конструкциях под действием приложенных нагрузок.

— Проектирование происходит так, чтобы противостоять этим силам, используя характеристики прочности материалов и формы сечений.

 — Главная цель – гарантировать, что напряжения в элементах конструкции не превышают допустимые пределы прочности, установленные нормами и стандартами.

Преимущества:

— Хорошо зарекомендовал себя и закодирован в большинстве проектных норм (например, ACI, Еврокод, IS-коды).

— Простой и интуитивно понятный для линейного упругого поведения.

— Подходит для широкого спектра конструкций и материалов.

Недостатки:

— Не учитывает напрямую деформации или смещения, что может быть критично при сейсмическом проектировании или проверках работоспособности.

— Может не точно предсказывать поведение элементов сооружения при экстремальных условиях (например, во время землетрясений).

Проектирование на основе перемещений – это более современный подход, который сосредоточен на контроле перемещений (деформаций) конструкций под действием нагрузок.

Основные принципы:

— Проектирование основывается на предельных значениях деформации (например, относительный междуэтажный перекос, прогиб), чтобы обеспечить работоспособность и безопасность.

— Учитывает фактическое поведение конструкций, включая нелинейные эффекты (например, пластическую деформацию, поведение после предела текучести).

— Широко используется в сейсмическом проектировании, где анализ перемещений критически важен для предотвращения обрушения.

Преимущества:

— Лучше подходит для сейсмического проектирования, так как напрямую решает проблему контроля деформаций.

— Предоставляет более реалистичное представление о поведении конструкции под экстремальными нагрузками.

— Сосредоточено на проектировании, основанном на работоспособности, что становится все более предпочтительным в современном строительстве.

Недостатки:

— Более сложное и требующее больших вычислительных ресурсов.

— Требует глубоких знаний о нелинейности материалов и использования продвинутых аналитических инструментов.

— Менее закодировано и стандартизировано по сравнению с проектированием на основе силы.

Традиционные рекомендации по сейсмическому проектированию, содержащиеся в строительных нормах США с конца 1920-х годов, были разработаны с целью достижения конкретных целей, то есть: предотвращение обрушения и обеспечение безопасности жизнедеятельности. Инженеры, разрабатывающие нормы, предполагали, что здания, спроектированные с учетом этих предписаний: *i*) не разрушатся при очень редких землетрясениях; *ii*) обеспечат безопасность жизни при редких землетрясениях; *iii*) получат лишь ограниченные ремонтопригодные повреждения при умеренной тряске; *iv*) останутся неповрежденными при более частых и небольших землетрясениях.

К недостаткам этих норм относятся нечеткие определения характеристик и опасностей, а также тот факт, что они не включают фактическую оценку работоспособности. Кроме того, данные о повреждениях зданий в результате незначительных, умеренных и крупных землетрясений показали, что ни одна из четырех целей не была реализована надежно. Недостатки норм с точки зрения достижения четырех целевых задач выявлялись после каждого значительного землетрясения в Соединенных Штатах, после чего в требования вносились существенные изменения.

Ожидания в отношении поведения критически важных зданий начали меняться в середине 1970-х годов после серьезного повреждения ряда учреждений экстренного реагирования, в первую очередь больниц, во время землетрясения в Сан-Фернандо в 1971 году. Инженеры сейсмостойкого строительства решили, что те здания, которые считаются необходимыми для реагирования и восстановления после землетрясения (например, больницы, пожарные депо, центры связи и аналогичные объекты), должны быть спроектированы так, чтобы оставаться в рабочем состоянии после сильных землетрясений, и предположили, что это будет достигнуто за счет усиления таких зданий на 50 % по сравнению с сопоставимыми зданиями второстепенного назначения. Большие экономические потери и потеря функциональности критически важных объектов после землетрясений в Лома-Приете в 1989 году [92] и в Нортридже в 1994 году [93] стимулировали модернизацию норм сейсмического проектирования.

В начале 1990-х годов эксперты-профессионалы – проектировщики и члены академического сообщества, инженеры-строители и инженеры-геотехники, осознали, что необходимы новые и принципиально иные подходы к проектированию, поскольку предписывающие процедуры представляли собой сложный сборник запутанных, а иногда и противоречивых требований.

Финансирование в начале и середине 1990-х годов Федерального агентства по чрезвычайным ситуациям (*FEMA*) [94], Совета по прикладным технологиям

123

(*ATC*) [95] и Совета по сейсмической безопасности зданий (*BSSC*) [96] привело к разработке «Руководства и комментариев *NEHRP* [97] по сейсмическому усилению зданий». Эта разработка стала важной вехой в развитии процедур сейсмического проектирования и сформулировала несколько важных концепций, связанных с землетрясениями. Ключевой концепцией была формулировка работоспособности, состоящая из спецификации проектного события (опасности землетрясения), которому должно противостоять здание, и допустимого уровня ущерба (уровня работоспособности), учитывая, что проектное событие происходит.

Руководством *NEHRP* (*FEMA* 273/274) было введено понятие уровней работоспособности, которые количественно определяли уровни ущерба несущих и ненесущих элементов на основе значений стандартных параметров реакции конструкции.

В Руководстве *NEHRP* также указано четыре процедуры линейного и нелинейного анализа, каждая из которых может использоваться для оценки значений параметров прогнозируемого отклика для заданного уровня интенсивности, а затем может использоваться для оценки прогнозируемых характеристик здания по сравнению с пороговыми значениями всех уровней работоспособности. На рисунке 3.1 ниже показаны уровни работоспособности, наложенные на глобальное соотношение силы и смещения для образца здания. Соответствующие уровни ущерба показаны на рисунке.

В настоящем исследовании приняты 3 уровня работоспособности, соответствующих уровням повреждений:

- Непосредственное пребывание людей в основном, упругое поведение, незначительные конструктивные повреждения (например, текучесть стали, растрескивание бетона и неструктурные повреждения).
- 2. Безопасность жизнедеятельности умеренные повреждения конструктивных элементов, недостаточных для появления риска травм или жертв.
- Предотвращение обрушения присутствует небольшой риск частичного или полного обрушения здания, значительное ухудшения прочности и жесткости.



Критерием наступления того или иного уровня работоспособности был принят максимальный перекос этажа (см. рисунок 3.2), определяющийся как разница перемещений двух смежных этажей к высоте этажа.



Рисунок 3.2. Перекос этажей

Относительный перекос этажа определяется по формуле:

$$\Delta_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{H_2},\tag{3.1}$$

где *Δ* – перекос этажа;

δ_{1,2} – максимальные перемещения этажей;

*H*₂ – высота этажа.

Пороговые значения перекосов этажей для крупнопанельных зданий не регламентируются ни в ни в отечественной, ни к зарубежной литературе. Зарубежные нормы для расчета зданий на сейсмические воздействия, такие как *International Building Code (IBC)* [98], *ASCE* 7 (*American Society of Civil Engineers*) [99], *Eurocode* 8 [100], *New Zealand Standard NZS* 1170.5 [101] регламентируют предельные значения относительных перекосов этажей для зданий со стеновой конструктивной схемой в пределах от 0,01 (1 %) до 0,02 (2 %). Строительные нормы Японии – *Building Standard Law* (*BSL*) регламентируют для обычных зданий от 1/200 (0,5 %) до 1/100 (1 %). С учетом особенностей поведения крупнопанельных зданий, были приняты значения предельных относительных междуэтажных перекосов:

0,1 % – для уровня работоспособности ІО;

0,2 % – для уровня работоспособности LS;

0,35 % – для уровня работоспособности СР.

3.2 Сравнительный анализ расчета с учетом нелинейной работы материалов с традиционными методами

На рисунке 3.3 показаны максимальные значения перемещений для различных аналитических подходов: нелинейного и линейно-динамического анализа, МСК 8-балльной методов лля интенсивности на основе требований СП 14.13330.2018 и метод расчета по спектральному ускорению рассматриваемого землетрясения (см. рисунок 2.22). Результаты коррелируются по высоте здания с незначительно завышенными значениями для нелинейного случая. Примечательно, что временная динамика перемещения верхнего этажа (см. рисунок 3.4) показывает значительные расхождения между линейными и нелинейными динамическими анализами. В то время как максимальные положительные перемещения сопоставимы (19,5 мм для линейного и 20,2 мм для нелинейного режима), отрицательное перемещения в нелинейном случае примерно вдвое меньше, чем в линейном (-9,5 мм против -18,9 мм, соответственно).



Рисунок 3.3. График перемещений этажей для различных методов анализа



при учете линейной и нелинейной работы материалов

Важный вывод можно сделать относительно *IDR*, который реагирует на изменение интенсивности сейсмических воздействий (см. рисунок 3.5). – *IDR* ключевой показатель конструктивных повреждений [102]. Он демонстрирует заметные различия как в характере кривых, так и в значениях для разных аналитических методов. Основанный на требованиях [11] анализ предсказывает максимальное значение *IDR* на средней высоте, в то время как нелинейный анализ указывает на пиковое значение на первом этаже. Это несоответствие усиливается с увеличением сейсмической интенсивности. Например, при расчете на *MSK*-8 максимальное значение *IDR* составляет 0,089 % (6-й этаж) при анализе на основе нормативных требований, против 0,085 % (1-й этаж) в нелинейном случае при интенсивно-

127

сти 0,2 g. Для *MSK*-9 эти значения отличаются еще больше: 0,178 % (6-й этаж) при анализе на основе нормативных требований по сравнению с 0,282 % (1-й уровень) в нелинейном случае при интенсивности 0,4 g. Картина повреждений, предсказанная нелинейным анализом с концентрацией на нижних этажах, совпадает с результатами обследований крупнопанельных зданий после землетрясений [103], что еще больше подтверждает необходимость нелинейного подхода. Эти результаты подчеркивают критическую важность нелинейного анализа при оценке сейсмического отклика, поскольку традиционный метод анализа может привести к потенциально вводящим в заблуждение результатам, особенно при прогнозировании ущерба и оценке *IDR*.



Рисунок 3.5. IDR для различных методов анализа

Несмотря на различия в значениях *IDR*, общий отклик в обоих случаях остается относительно низким по сравнению с общепринятыми диапазонами для проектирования [104]. Однако важно отметить, что в настоящее время не существует конкретных критериев, специально разработанных для крупнопанельных зданий, что подчеркивает необходимость разработки таких критериев. Они должны учитывать уникальное поведение этого конструктивного типа зданий.

3.3 Инкрементальный динамический анализ

Рост вычислительной мощности компьютеров сделал возможным постоянное стремление к усовершенствованию точных, но в то же время более сложных методов анализа. Таким образом, современное состояние постепенно перешло от упруго–статического анализа к динамическому, нелинейному статическому и, наконец, нелинейному динамическому анализу. В последнем случае цель заключалась в запуске одной или нескольких разных записей, каждый раз производя от одного до нескольких анализов, в основном используемых для проверки спроектированных систем. С другой стороны, такие методы, как нелинейный статический – pushover – предлагает путем наращивания статических сил для получения «непрерывной» картины изменения полного диапазона поведения сооружений: от упругого состояния до текучести и, наконец, разрушения, тем самым значительно облегчая наше понимание.

Концепция была упомянута еще в 1977 году Бертеро [105] и представлена в в работах многих исследователей, в том числе Луко и Корнелла [106,107] Базурро и Корнелла [108,109] и др. *IDA* в настоящее время представляет собой многоцелевой и широко применимый метод, цели которого включают:

— Понимание диапазона реакций в зависимости от потенциальных уровней реакции грунта.

— Лучшее понимание конструктивных последствий от более редких и серьезных землетрясений.

— Общая оценка способности конструктивной системы к сопротивлению землетрясениям.

— Расчет на различные записи при *IDA* позволяет определить, насколько стабильно (или вариативно) реагирует сооружение.

Последствием *IDA* является разработка кривых повреждаемости, которые отображают вероятность достижения различных уровней работоспособности при разных уровнях интенсивности движения грунта [28]. Эти кривые имеют решающее значение для количественной оценки сейсмической уязвимости сооружений, поскольку они обеспечивают связь между сейсмической нагрузкой и характери-

стиками конструкции. Кривые повреждаемости обычно строятся посредством статистического анализа результатов, полученных с помощью *IDA* [29].

Пример *IDA* для выбранной записи землетрясения, масштабированной для 6 уровней интенсивности (от 0,1g до 0,6g), представлен на рисунке 3.6. Этот рисунок иллюстрирует, как реакция сооружения развивается с увеличением интенсивности движения грунта, преодолевая пороговые значения, при которых уровни работоспособности переходят от незначительного повреждения до потенциального обрушения.

Важно отметить, что с увеличением уровня интенсивности дисперсия отклика также становится более выраженной. Эти факторы способствуют увеличению времени вычислений и могут привести к неточностям, если их не контролировать. Поэтому крайне важно, чтобы параметры анализа *IDA*, включая размер сетки, временной шаг и критерии сходимости, были откалиброваны заранее, чтобы обеспечить надежные результаты [110].



Рисунок 3.6. IDA для записи землетрясения в Спитаке (*B*15, $\xi = 5$ %)

На рисунке 3.7 отображена последовательность действий при проведении инкрементального динамического анализа.



Рисунок 3.7. Структура IDA

3.4 Выбор записей землетрясений

Выбор записей землетрясений для проведения инкрементального динамического анализа наиболее важная задача расчета. Необходимо отобрать записи таким образом, чтобы здание получало различные и наиболее обширные повреждения.

Однако выбор записей землетрясений для проведения расчетов не регламентируется в Российской нормативной документации.

В связи с чем было принято решение по выборке записей землетрясений, согласно характеристикам наиболее близко расположенным к городу Владикавказу зон возникновения очагов землетрясений (Зон ВОЗ), согласно карте активных разломов территории Республики Северная Осетия-Алания [111] (см. рисунок 3.8).



Рисунок 3.8. Карта активных разломов территории РСО-Алания

Землетрясения отбирались, согласно разломам, представленным в таблице 3.1:

Таблица 3.1	Зоны возникновения	очагов зе	млетрясений	(BO3)
-------------	--------------------	-----------	-------------	-------

N⁰	Зона ВОЗ	M _{max}	Н, км	Кинематическая характеристика
4	Сунженская южная (западная ветвь)	6,5	15	Сдвиг
5	Владикавказская (западная ветвь)	6,5	15	Взброс
5a	Владикавказская (восточная ветвь)	7,1	20	Взброс

Одной из наиболее важных характеристик выбора записей землетрясений являлась магнитуда возможного землетрясения. Магнитуда отобранных землетрясений варьируется в диапазоне 6,2–7,62. Второй важной характеристикой при выборе записей землетрясений является кинематическая характеристика зоны ВОЗ [112]. Существующие кинематические характеристики представлены на рисунке 3.9.



Рисунок 3.9. Кинематические характеристики землетрясений.

Пояснения к рису	ику 3.9			
Кинематическая характеристика Перевод/описание				
slip	сдвиг			
В Т.Ч.				
strike-slip	сдвиг по горизонтальной плоскости			
dip–slip	сдвиг по вертикальной плоскости			
В Т.Ч.				
normal fault	сброс (висячий бок сдвигается вниз относительно лежачего)			
reverse fault	взброс (висячий бок сдвигается вверх относительно лежачего)			
oblique-slip	одновременное действие strike-slip и dip-slip			
hanging wall	висячий бок (часть породы выше плоскости сдвига «передвигающаяся»)			
foot wall	лежачий бок (часть породы ниже плоскости сдвига «передвигающаяся»)			

Также важными характеристиками при выборе записей землетрясений были проекции расстояний до ближайшей (R_{jb}) и дальней (R_x) точки разлома (см. рису-





Рисунок 3.10. Характерные расстояния до разлома

Записи землетрясений представлены в таблице 3.2 [83]. Расчетные спектры представлены на рисунке 3.11. Зависимость максимальных значений магнитуд от расстояния до разлома показана на рисунке 3.12.

Таблица 3.2 Список выбранных землетрясений

N⁰	Наименование	Станция	Год	Код	Кин. хар.	Магнитуда	R_{jb}	Rrup	Длительность, сек
по Сунженской южной (восточная ветвь) M _{max} = 6.5									
1	Borrego	El Centro Array #9	1942	ELC	Сдвиг	6.5	56.88	56.88	50
2	Victoria, Mexico	SAHOP Casa Flores	1980	SHP	Сдвиг	6.33	39.1	39.3	16
3	Kobe, Japan	Kakogawa	1995	KAK	Сдвиг	6.9	49.91	49.91	55
4	Kocaeli, Turkey	Arcelik	1999	ARE	Сдвиг	7.51	10.56	13.49	30
5	Hector Mine	Hector	1999	HEC	Сдвиг	7.13	10.35	11.66	45
	по Владикавказской (западная ветвь) M _{max} = 6.5								
6	Friuli, Italy-01	Tolmezzo	1976	TMZ	Взброс	6.5	33.32	33.4	40
7	Georgia, USSR	Baz	1991	BAZ	Взброс	6.2	42.11	42.18	35
8	Northridge-01	Canyon country. Lost	1994	LOS	Взброс	6.69	35.66	36.77	60
9	Spitak, Armenia	Gukasian	1988	GUK	Взброс	6.77	23.99	23.99	20
10	Gazli	Karakyr	1976	GAZ	Взброс	6.8	3.92	5.46	14
		по Влади	кавказской	(восточная	ветвь) М _{тах} =	7.1			
11	Tabas, Iran	Boshrooyeh	1978	BOS	Взброс	7.35	24.07	28.79	35
12	Cape Mendocino	Fortuna - Fortuna Blvd	1992	FOR	Взброс	7.01	15.97	19.95	44
13	Cape Mendocino	Centerville Beach, Naval Fac	1992	CBF	Взброс	7.01	16.44	18.31	28
14	Chi-Chi, Taiwan	TCU025	1999	TCU	Взброс	7.62	52.18	52.98	30
15	Chi-Chi, Taiwan	CHY039	1999	CHY	Взброс	7.62	31.87	31.87	90
16	Montenegro, Yugoslavia	Herceg Novi - O.S.D. Paviviv	1979	HRZ	Взброс	7.1	23.59	25.55	48
17	Montenegro, Yugoslavia	Bar-Skupstina Opstine	1979	BSO	Взброс	7.1	5.98	5.98	49
18	St Elias, Alaska	Icy Bay	1979	ICB	Взброс	7.54	26.46	26.46	62
19	Kern County	Taft Lincoln School	1952	TAF	Взброс	7.36	38.82	38.89	55
20	Loma Prieta, USA	Hollister - South & Pine	1986	SMT	Взброс	6.93	27.67	27.93	60



Рисунок 3.11. Графики спектр-ответов выбранных землетрясений



Рисунок 3.12. График магнитуд и расстояний выбранных землетрясений

Как видно из рисунков 3.11–3.12, записи землетрясений имеют различный спектральный состав, что позволяет получать более обширный отклик объекта исследования при расчете [110].

3.5 Разработка кривых повреждаемости

Расчет проводился на 20 записей землетрясений, каждая из которых была масштабирована от 0,1 g до 0,5 g (от 1 м/с² до 5 м/с²). Уровни масштабирования были отобраны таким образом, чтобы расчетная модель прошла все уровни работоспособности здания [114–115].

Результаты инкрементального динамического анализа выгружаются в виде записей изменения перемещений во времени. При задании двухкомпанентной записи землетрясения, отдельно выгружаются графики перемещений в каждом направлении. Были построены графики перемещений этажей (см. рисунок 3.13), из которых были построены графики перекосов этажей (см. рисунок 3.14).



Максимальные значения относительных перекосов этажей, определенные в результате *IDA*, от воздействия записей землетрясений (см. таблица 3.2) масштабированных от 0,1 g до 0,5 g представлены в таблице 3.3:

		Ускорение грунта (g)							
№	Запись земле-	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5			
		Максима	Максимальные значение относительных перекосов этажей, %						
1	HEC	0,0403	0,1067	0,1663	0,2267	0,2903			
2	GUK	0,0556	0,1000	0,1430	0,2733	0,3500			
3	ELC	0,0367	0,1230	0,2477	0,3433	0,4384			
4	GAZ	0,0187	0,0443	0,0717	0,0900	0,1290			
5	BOS	0,0243	0,0460	0,0704	0,2967	0,7300			
6	BSO	0,0343	0,0600	0,1300	0,2067	0,2933			
7	KAK	0,0627	0,0653	0,0967	0,1600	0,2403			
8	LOS	0,0457	0,1010	0,1663	0,2433	0,3223			
9	BAZ	0,0310	0,0763	0,1167	0,1433	0,1832			
10	ARE	0,0347	0,0733	0,1033	0,2193	0,3133			
11	TMZ	0,0483	0,1420	0,2423	0,3367	0,5656			
12	FOR	0,0365	0,0723	0,1790	0,2797	0,4767			
13	CBF	0,0360	0,0705	0,1880	0,2999	0,4855			
14	TCU	0,0647	0,1417	0,2713	0,3333	0,4300			
15	СНУ	0,0430	0,0890	0,1555	0,2022	0,2660			
16	TAF	0,0343	0,0600	0,1300	0,2067	0,2933			
17	HRZ	0,0500	0,1110	0,1601	0,2233	0,2645			
18	ICB	0,0487	0,0955	0,1328	0,1999	0,2666			
19	SHP	0,0367	0,1230	0,2477	0,3433	0,5284			
20	HSP	0,0556	0,1000	0,1430	0,2733	0,3500			

Таблица 3.3 Максимальные значения относительных перекосов этажей

Связь между реакцией и уровнем интенсивности для каждой записи представляет собой кривые *IDA*. Для *n* записей конечный результат представляет собой набор из *n* кривых *IDA*, в которых для каждого уровня интенсивности получаем *n* количество точек результатов. В качестве основного отклика сооружений, используемого для оценки уровня работоспособности, был принят относительный междуэтажный перекос (Δ , %). Получив выборку, рассчитывается эквивалентная дисперсия логнормальных значений точек, согласно формуле 3.2:

$$\delta_{eq_i} = \frac{\ln \Delta_{\max.i}^{84\%} - \ln \Delta_{\max.i}^{16\%}}{2}.$$
(3.2)

Пороговые значения перекосов этажей, соответствующие уровням работоспособности, были определены согласно зарубежным рекомендациям для зданий со стеновой конструктивной схемой, а именно 0,1; 0,2 и 0,35 %, соответственно, для всех уровней работоспособности (см. пункт 3.1).

Условная вероятность междуэтажного перекоса при данной мере интенсивности (*IM*), рассчитывается по формуле 3.3:

$$G\langle \Delta | IM_i \rangle = 1 - \Phi(\frac{\ln \Delta - \ln \Delta_{\max.i}^{50\%}}{\delta_{eq_i}}).$$
(3.3)

Для получения распределения вероятностей для каждого уровня пикового ускорения грунта (*PGA*), были определены 16-й, 50-й и 84-й процентили, чтобы оценить медиану и эквивалентную дисперсию каждого уровня интенсивности *PGA* (см. рисунок 3.15).



Из результатов расчета можно определить, что по мере увеличения уровня ускорения, образуется более высокая дисперсия результатов.

По результатам *IDA* определяются основные статистические параметры, такие как стандартное отклонение, медиана и др (см. таблицу 3.4). Основываясь на результатах *IDA*, были построены кривые повреждаемости (см. рисунок 3.16), представляющие собой логнормальное распределение согласно формуле 3.4:

Таблица 3.4	Статистические	параметр	ры
-------------	----------------	----------	----

Параметр	Значение							
Пиковое ускорение грунта (g)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5			
$\sigma = C$ тандартное отклонение	0.0001390	0.0003322	0.0006645	0.0007880	0.0016209			
μ = Медиана	0.0004103	0.0008861	0.0015421	0.0024249	0.0036635			
$\delta = \sigma / \mu$	0.3386647	0.3748943	0.4309266	0.3249806	0.4424421			
$\zeta = \sqrt{(\ln(1 + (\delta^2)))}$	0.3295144	0.3626387	0.4127123	0.3168586	0.4228212			
$\lambda = \ln(\mu) + (0.5\zeta^2)$	-7.8528539	-7.0943821	-6.5597918	-6.0721763	-5.6987369			

$$P = \Phi(\frac{\ln(x) - \lambda}{\beta_{RU}}), \qquad (3.4)$$

где *Р* – вероятность повреждений конструкций;

Ф – функция нормального распределения;

х – характеристика воздействия, пиковое ускорение грунта (*PGA*),

 λ – среднее ln (*x*).



Также были получены кривые повреждаемости для модели с учетом дефектов стыков (см. рисунок 3.17).



Из графиков можно сделать вывод о значительных различиях в отклике зданий с проектным значением характеристик материалов и с учетом дефектов. Так, например, при интенсивности воздействия 8 м/с² (МСК-8) вероятность наступления уровня работоспособности безопасность жизнедеятельности для модели без дефектов практически отсутствует, а для модели, в которой были учтены существующие дефекты равна 28 %.

Несмотря на значительные различия в кривых повреждаемости для двух рассматриваемых случаев, можно сделать вывод о высокой сейсмостойкости рассматриваемого типа сооружений, что подтверждается результатами прошедших землетрясений.

Выводы по третьей главе

Был предложен основной критерий работоспособности зданий – максимальный перекос этажей. Также были предложены формулировки уровней работоспособности здания, соответствующие пороговым значениям перекосов этажей. Были предложены 3 уровня работоспособности для оценки состояния здания:

— непосредственного пребывания людей (IO – immediate occupancy);

— безопасности жизнедеятельности (LS – life safety);

— предотвращение обрушения (СР – collapse prevention).

Пороговыми значениями перекосов этажей, соответственно, были определены 0,1; 0,2 и 0,35 % для крупнопанельных зданий.

Для оценки сейсмостойкости существующего жилого фонда был предложен инкрементальный динамический анализ, подразумевающий проведение нескольких нелинейных динамических анализов во времени на записи землетрясений, каждая из которых масштабируется от 0,1 g до 0,5 g. Проведение анализа на различные записи землетрясений позволяет получить более полный спектр откликов здания.

Был предложен метод выбора записей землетрясений для проведения анализа рассматриваемой территории: Записи землетрясений отбирались согласно наиболее близкорасположенным к городу Владикавказу зонам возникновения очагов землетрясений.

Были отобраны 20 землетрясений для расчета, из которых:

— 5 по характеристикам Сунженской южной (восточная ветвь) $M_{max} = 6,5;$

— 5 по характеристикам Владикавказской (западная ветвь) $M_{max} = 6,5;$

— 10 по характеристикам Владикавказской (восточная ветвь) $M_{max} = 7,1$.

По результатам, полученным после проведения инкрементального динамического анализа, были построены кривые повреждаемости, представляющие собой логнормальное распределение и описывающие вероятность наступления того или иного уровня работоспособности в зависимости от характеристики интенсивности произошедшего землетрясения.

ГЛАВА 4 РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ВНЕДРЕНИЮ ПРЕДЛАГАЕМЫХ РЕШЕНИЙ

4.1 Пути внедрения предлагаемых решений

Внедрение методики происходит путем взаимодействия с различными потенциальными потребителями в рамках решения проблемы оценки сейсмостойкости и прогнозирования сейсмической повреждаемости жилого фонда (см. рисунок 4.1), которыми выступают органы исполнительной власти Республики Северная Осетия-Алания, страховые организации и службы спасения при чрезвычайных ситуациях.





В иерархии государственного управления и реализации федеральных программ предлагаемая методика оценки должна быть ориентирована на решение задач, связанных с обследованием зданий, признанием аварийности дома, защитой населения от чрезвычайных ситуаций, прогнозированием сейсмической повреждаемости городских районов (см. рисунок 4.2).




Постановлением Правительства Республики Северная Осетия-Алания от 18 июля 2023 года № 277 была утверждена государственная программа Республики Северная Осетия-Алания «Обеспечение доступным и комфортным жильем граждан в Республике Северная Осетия-Алания» на 2024–2030 годы (далее – Государственная программа) и ее подпрограмма «Повышение устойчивости жилых

145

домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Республики Северная Осетия–Алания» (далее – Подпрограмма).

Одна из поставленных целей в Государственной программе: «Повышение сейсмоустойчивости существующих объектов, находящихся в муниципальной собственности, и (или) строительство новых сейсмостойких объектов, сейсмоусиление (реконструкция) которых экономически нецелесообразно.

Перед муниципальными образованиями Республики и городским округом города Владикавказа была поставлена задаче по повышению сейсмоустойчивости существующего жилого фонда, однако не была указана методика их оценки.

Совместно с администрацией местного самоуправления города Владикавказа (далее – АМС г. Владикавказа) с применением Методики выполняются следующие мероприятия Подпрограммы:

— оценка сейсмостойкости существующего жилого фонда;

— ранжирование домов по степени их сейсмостойкости;

— ранжирование домов по необходимости приоритетного обследования;

— совершенствование научных методов и технологии сейсмостойкости при осуществлении строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

В рамках задания АМС г. Владикавказа была проведена оценка сейсмостойкости следующих жилых домов в г. Владикавказе:

1. ул. Кутузова, д. 81, к. 4;

2. ул. Пушкинская, д. 3;

3. ул. Пушкинская, д. 65, к. 1;

4. ул. Калоева 404а;

5. ул. Пушкинская, д. 65, к. 2.

Расположение объектов исследования на карте сейсмической опасности показано на рисунке 4.3.



Рисунок 4.3. Карта сейсмического микрорайонирования г. Владикавказа [116]

147

По оси абсцисс отложена интенсивность сейсмического воздействия в долях от ускорения свободного падения *g*. Согласно нормам на проектирование зданий в сейсмических регионах СП 14.13330.2018:

– сейсмичность площадки 7 баллов по шкале MSK-64 соответствует ускорению поверхности грунта 0,1 *g*;

– сейсмичность площадки 8 баллов по шкале MSK-64 соответствует ускорению поверхности грунта 0,2 *g*;

– сейсмичность площадки 9 баллов по шкале MSK-64 соответствует ускорению поверхности грунта 0,4 g.

На основании исходных данных были построены кривые повреждаемости для указанных зданий (см. рисунок 4.4).



Рисунок 4.4. Кривые повреждаемости обследованных объектов

На основании кривых повреждаемости были даны рекомендации об уровне сейсмостойкости объектов (см. таблица 4.1):

Объект исследования	Сейсмичность площадки	Уровень работоспособности		
ул. Кутузова, д. 81, к. 4;	9	Высокая вероятность обрушения		
ул. Пушкинская, д. 3;	9	Высокая вероятность обрушения		
ул. Пушкинская, д. 65, к. 1;	9	Высокая вероятность обрушения		
ул. Пушкинская, д. 65, к. 2.	9	Высокая вероятность обрушения		
ул. Калоева 404а;	8	Вероятность наступления повреждений, со- ответствующих: - уровню, позволяющему пребывание людей (<i>IO</i>) – 77 % - уровню, соответствующему обеспечению безопасности жизнедеятельности (<i>LS</i>) – 32 % - обрушению (<i>CP</i>) – 11 %		

Таблица 4.1 Результаты оценки сейсмостойкости

4.2 Принципы реализации системы мониторинга сейсмической повреждаемости многоквартирных жилых домов

4.2.1 Разработка модуля обработки данных расчетных программных комплексов

Основная цель разработки системы мониторинга сейсмической повреждаемости зданий и сооружений заключается в том, чтобы обеспечить комплексную и точную оценку сейсмостойкости зданий, а также их классификацию по потенциальным экономическим и социальным рискам. Такая система крайне важна для городского планирования, снижения риска стихийных бедствий и обеспечения устойчивости инфраструктуры в сейсмически активных регионах. Интегрируя передовые вычислительные методики и анализ геопространственных данных, система призвана дать практическое представление об уязвимости зданий, тем самым способствуя принятию обоснованных решений по модернизации, планированию действий в чрезвычайных ситуациях и распределению ресурсов.

Предлагаемая система состоит из нескольких основных модулей, каждый из которых выполняет свою функцию в рамках общей структуры (см. рисунок 4.5).

Эти модули включают:

— Модуль обработки данных расчетных программных комплексов;

— Модуль построения кривых повреждаемости;

— Модуль работы с картами.



Рисунок 4.5. Схема работы системы

1. Модуль обработки данных расчетных программных комплексов – этот модуль является основой системы и отвечает за обработку и анализ данных, полученных в результате численного моделирования. Он специально разработан для

обработки данных, полученных с помощью программного обеспечения Лира-САПР, широко используемого вычислительного инструмента для анализа конструкций. Модуль объединяет множество входных параметров, включая следующие:

— Конструктивные и архитектурные конфигурации рассматриваемых зданий;

— Свойства материалов;

— Геотехнические характеристики грунта.

Модуль использует передовые алгоритмы для нормализации и предварительной обработки данных, обеспечивая совместимость с последующими этапами анализа. Кроме того, он включает механизмы проверки ошибок для подтверждения целостности входных данных, что позволяет минимизировать неопределенности в анализе.

Расчет проводится на выбранные записи землетрясений для указанной территории по характеристикам наиболее близкорасположенным зон возникновения очагов землетрясений.

Модель здания выгружается из базы данных жилого фонда, включающей все здания города выбранной конструктивной системы с основными характеристиками, необходимыми для анализа.

Модель грунта выгружается из базы данных грунтов для указанного объекта. Важно заметить, что модели грунтов являются усредненными значениями для большей территории, нежели рассматриваемый участок.

Модуль проводит анализ по логике, указанной на рисунке 4.6.

Результаты расчета выгружаются в виде текстового документа и таблиц в MS Excel. Основными выгружаемыми результатами анализа являются графики перекосов этажей, графики изменений поэтажных ускорений и перемещений для каждого расчета.



Рисунок 4.6. Блок-схема модуля работы с программным комплексом

4.2.2 Разработка модуля построения кривых повреждаемости крупнопанельных жилых зданий

В задачу этого модуля входит разработка кривых повреждаемости, которые имеют решающее значение для количественной оценки взаимосвязи между интенсивностью сейсмического воздействия и ожидаемым уровнем повреждения конструкций. Кривые строятся с использованием вероятностных методов, включающих такие факторы, как типология зданий, качество строительства и истори-

152

ческие данные о сейсмических характеристиках. Модуль использует функции повреждаемости, которые описывают вероятность превышения определенных категорий работоспособности в зависимости от интенсивности движения грунта, такой как пиковое ускорение грунта (*PGA*) или спектральное ускорение (S_a).

Кривые повреждений уточняются путем итерационного моделирования с учетом нелинейного поведения материалов и элементов конструкции в условиях динамического нагружения. Этот модуль также поддерживает интеграцию эмпирических данных, полученных в результате оценки ущерба после землетрясения, что повышает точность и надежность генерируемых кривых.

Данные, полученные в результате сейсмического анализа, систематически передаются в модуль построения кривых повреждаемости крупнопанельных жилых зданий (см. рисунок 4.7). Этот модуль отвечает за преобразование исходных данных, полученных в результате структурного анализа, в практические выводы относительно сейсмической уязвимости и характеристик зданий.

Модуль работает с набором исходных данных, которые включают:

1. Уровни работоспособности определяют критерии эффективности здания при сейсмической нагрузке. Эти уровни обычно подразделяются на отдельные состояния, такие как эксплуатация, непосредственное пребывание людей, безопасность жизнедеятельности и предотвращение обрушения. Каждый уровень соответствует определенному порогу конструктивных повреждений, который количественно определяется с помощью инженерных параметров, таких как относительный междуэтажный перекос, ускорения перекрытий и предельные деформации.

Уровни эксплуатационной пригодности определяются на основе строительных норм и правил, инженерных рекомендаций или систем проектирования, основанных на эксплуатационных характеристиках.

2. Пороговые значения перекосов этажей представляют собой допустимые пределы бокового смещения или поворота для каждого уровня. Эти значения имеют решающее значение для оценки начала повреждений и последующего прогнозирования разрушения здания. Они определяются на основе типологии конструкции, свойств материала и предполагаемых эксплуатационных характеристик

153

здания. Превышение этих пороговых значений указывает на переход к более высоким состояниям повреждения, которые отражаются на кривых повреждения.



Рисунок 4.7. Блок-схема модуля построения кривых повреждаемости

Модуль обрабатывает входные данные, которые включают текстовый файл, содержащий перекосы этажей (боковые смещения или повороты) и соответствующие уровни интенсивности землетрясений. Используя эти данные, модуль формирует матрицу отклика, в которой отражена связь между показателями интенсивности сейсмического воздействия (например, пиковым ускорением грунта или спектральным ускорением) и параметрами отклика здания (например, перекосами этажей, ускорениями и смещениями). Статические параметры матрицы отклика, такие как средние значения, стандартные отклонения и коэффициенты корреляции, вычисляются для характеристики статистического распределения отклика конструкции.

После создания матрицы отклика модуль учитывает заданные уровни работоспособности и пороговые значения перекоса перекрытий для определения статистических параметров кривых повреждений. Эти параметры описывают вероятность превышения определенных состояний повреждения в зависимости от интенсивности сейсмического воздействия. Кривые повреждений строятся с использованием кривых повреждаемости, которые представляют собой математические модели, связывающие вероятность повреждения с интенсивностью движения грунта. Функции повреждаемости калибруются с помощью вероятностных методов, учитывающих неопределенности в свойствах материалов, поведении конструкций и сейсмической нагрузке.

Итоговые результаты работы модуля генерации кривых повреждений экспортируются в несколько форматов для облегчения дальнейшего анализа и визуализации:

— Текстовый файл (.CSV): Файл значений, разделенных запятыми, содержащий числовые данные кривых повреждений, включая уровни сейсмической интенсивности, соответствующие вероятности повреждений и статистические параметры. Этот файл совместим с различными инструментами и программным обеспечением для анализа данных.

— Графическое отображение (.PNG и .JPEG): Визуальное представление кривых повреждений, построенных в виде зависимости вероятности превышения от сейсмической интенсивности. Эти графические данные обеспечивают интуитивное понимание сейсмических характеристик здания и полезны для презентаций, отчетов и процессов принятия решений.

Кривые повреждений служат важнейшим инструментом для оценки сейсмостойкости зданий, выявления уязвимых конструкций и определения приоритетов работ по модернизации. Благодаря интеграции вероятностного анализа с критериями, основанными на эксплуатационных характеристиках, модуль создания кривых повреждений повышает способность заинтересованных сторон принимать обоснованные решения по управлению сейсмическими рисками и обеспечению готовности к стихийным бедствиям. Результаты модуля разработаны как технически строгие и доступные, что обеспечивает их полезность как для инженеров, исследователей, так и для политиков.

4.2.3 Разработка модуля работы с картами

Результаты, полученные в предыдущих модулях, затем передаются в модуль работы с картами, сложный геопространственный инструмент, предназначенный для визуализации и интерпретации результатов оценки сейсмического риска на интерактивных картах (см. рисунок 4.8). Этот модуль служит заключительным этапом обработки данных, позволяя заинтересованным сторонам изучать и анализировать пространственное распределение сейсмических рисков и уязвимостей на территории исследования. Картографический модуль оснащен расширенными функциональными возможностями, которые повышают его полезность для принятия решений и управления рисками.



Рисунок 4.8. Блок-схема модуля работы с картами

Модуль поддерживает две основные функции, которые применяются к исходным данным для получения практических выводов:

1. Выбор сценария обрушения.

Эта функция позволяет пользователям моделировать и визуализировать конкретные сценарии обрушения, основанные на различной интенсивности сейсмического воздействия. Выбрав конкретный сценарий землетрясения, пользователи могут наблюдать пространственное распределение потенциальных обрушений зданий, состояния повреждений и связанные с ними риски. Сценарии обрушения определяются на основе вероятностного анализа сейсмической опасности (PSHA) и включают в себя такие факторы, как изменчивость подземных толчков, эффекты усиления грунта и хрупкость конструкций. Эта функция позволяет заинтересованным сторонам оценивать потенциальное воздействие различных сейсмических событий и соответствующим образом определять приоритеты усилий по смягчению последствий.

2. Выбор параметров отображения.

Модуль предоставляет пользователям возможность гибко настраивать параметры отображения, такие как тип визуализируемых данных (например, вероятность ущерба, экономические потери, социальные риски) и уровень детализации (например, конкретное здание или агрегированные результаты). Пользователи также могут настраивать цветовые схемы, масштабы и пороговые значения для улучшения интерпретируемости карт. Эта функциональность обеспечивает соответствие визуальных результатов конкретным потребностям аудитории, будь то инженеры, градостроители или политики.

Модуль карт графически отображает вероятности потенциальных экономических и социальных потерь, связанных с землетрясениями различной интенсивности. Экономические потери выражаются в стоимости ремонта, стоимости замещения и прерывания деловой активности, а социальные потери оцениваются на основе подверженности населения, оценок жертв и нарушений в работе критически важных служб. Модуль объединяет демографические, экономические и инфраструктурные данные для всесторонней оценки потенциальных последствий сейсмических событий.

Одной из ключевых особенностей модуля работы с картами является его способность ранжировать здания в зависимости от срочности проведения внеочередных проверок их несущих конструкций. Этот рейтинг основан на результатах оценки сейсмической уязвимости, которая выявляет здания с высокой вероятностью значительного повреждения или обрушения. Модуль выделяет здания, требующие немедленного внимания, что позволяет властям эффективно распределять ресурсы и определять приоритетность работ по модернизации или укреплению. После проведения проверок результаты оценки сейсмостойкости могут быть уточнены, что позволит более точно оценить риск и улучшить процесс принятия решений.

Интерактивные карты, создаваемые модулем, служат мощным средством коммуникации, облегчая распространение информации о сейсмическом риске среди широкого круга заинтересованных сторон. Сочетая техническую точность с удобной визуализацией, картографический модуль повышает способность сообществ готовиться к сейсмическим событиям, реагировать на них и восстанавливаться после них. Он представляет собой важнейший компонент системы мониторинга сейсмического ущерба, преодолевая разрыв между сложными аналитическими результатами и практическими стратегиями управления рисками.

Интеграция этих модулей в единую систему представляет собой значительное достижение в области оценки сейсмического риска. Объединяя вычислительное моделирование, вероятностный анализ и геопространственную визуализацию, система обеспечивает надежную платформу для оценки сейсмических характеристик зданий и сооружений. Кроме того, она предлагает масштабируемую структуру, которую можно адаптировать к различным географическим регионам и типологиям зданий, что делает ее ценным инструментом как для исследователей, так и для инженеров и политиков. Конечной целью системы является повышение устойчивости городской инфраструктуры, снижение экономических потерь и сохранение человеческих жизней перед лицом сейсмических угроз.

158

4.2.4 Разработка и тестирование прототипа системы прогнозирования сейсмической повреждаемости

Система мониторинга имеет несколько интерактивных окон. Карта отображения базы данных многоквартирных домов (см. рисунок 4.8). В указанном окне существует возможность выбора микрорайона города. Многоквартирные дома, указанной конструктивной схемы, выделяются синим цветом. После отметки выбранного объекта, в окне появляются его краткие характеристики:

- Адрес объекта;
- Год постройки;
- Количество этажей;
- Количество квартир;
- Число жителей;
- Общая площадь.

Результаты отображаются в виде таблицы (см. таблица 4.2)

Таблица 4.2	Информация	о выбранном	объекте
-------------	------------	-------------	---------

Улица	Дом	Год постройки	Количество этажей	Количество квартир	Число жителей	Общая площадь, м ²
Ардонская	194	1996	10	85	320	5 295

Данные таблицы являются достаточными для проведения анализа, для определения потенциальных экономических и социальных потерь при сейсмическом воздействии. Однако для наиболее точного моделирования, существует необходимость добавления графы с конструктивным решением, а именно шаг стеновых панелей с продольными или поперечными несущими стенами и, следовательно, опиранием панелей перекрытий.

Следующим окном является окно выбора уровней работоспособности (см. Рисунок 4.9). Указанное окно позволяет задать собственные значения перекосов этажей. Количество пороговых значений допускается до 4.

В указанном окне в дальнейшем планируется указание справочных значений перекосов этажей, соответствующих значениям уровней работоспособности различных конструктивных систем.



Рисунок 4.10. Задание уровней работоспособности

Следующим окном является окно загрузки результатов анализа (см. рисунок 4.10). Указанное окно является окном работы администратора при загрузке результатов анализа в программном комплексе. Результаты загружаются с информацией о выбранных записях землетрясений и моделях грунта. Модели грунта выгружаются из базы данных грунтов, разработанной для 35 МКР. В дальнейшем планируется дополнение моделей грунтов для всей территории города.



Рисунок 4.11. Задание параметров модели

Последним окном системы является графики кривых повреждаемости (см. рисунок 4.11), которые отображаются для выбранного объекта. В окне существует возможность непосредственного задания уровней работоспособности для графического определения вероятности наступления того или иного уровня.



Рисунок 4.12. Отображение кривых повреждаемости

В окне кривых повреждаемости существует возможность отображения линий пересечений уровня работоспособности и графика кривых повреждаемости.

Выводы по четвертой главе

Предложен способ внедрения разрабатываемой системы прогнозирования сейсмической повреждаемости в структуре органов исполнительной власти, служб реагирования при чрезвычайных ситуациях и частных страховых компаний.

На примере администрации местного самоуправления города Владикавказа был продемонстрирован один из способов интеграции с органом исполнительной власти в рамках решения вопросов по реализации государственных программ.

Были представлены принципы реализации системы мониторинга сейсмической повреждаемости жилых домов. Разработка системы включала в себя подзадачи по разработке:

— разработку модуля обработки данных расчетных программных комплексов;

— разработку модуля построения кривых повреждаемости крупнопанельных жилых зданий;

— разработку и тестирование прототипа подсистемы прогнозирования сейсмической повреждаемости.

Исходным данными для модуля обработки расчетных программных комплексов являются:

— шаг и время интегрирования;

— демпфирование системы;

— коэффициенты интегрирования;

— итерационный метод.

Результаты расчета выгружаются в виде текстового документа и таблиц в MS Excel.

Исходными данными для модуля построения кривых повреждаемости крупнопанельных жилых зданий являются:

— данные, полученные из модуля обработки данных расчетных программных комплексов; — уровни работоспособности;

— пороговые значения перекосов этажей.

Разработанная подсистема прогнозирования сейсмической повреждаемости имеет несколько экранных форм, а именно:

— информацию о выбранном объекте;

— графическое отображение базы данных крупнопанельных зданий на кар-

те;

— окно задания уровней работоспособности;

— окно задания параметров модели;

— окно отображения кривых повреждаемости выбранного объекта.

Представлены основные экранные формы, разработанного программного обеспечения.

Основными экономическими и социальными эффектами от реализации практики являются:

— Обеспечение безопасности жилых районов и населения.

— Внедрение научных разработок органами исполнительной власти.

— Сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений.

— Ранжирование персонала служб реагирования при ЧС.

Потенциальными экономическими и социальными эффектами от практики являются:

1. Обеспечение безопасности жилых районов и населения.

Безопасность жилых районов и населения обеспечивается своевременной и научно-обоснованной оценкой сейсмостойкости жилых зданий.

Ранжирование объектов для органов местного самоуправления в рамках по необходимости полного обследования конструкций зданий на предмет их признания несоответствующим требованиям сейсмостойкости в рамках Подпрограммы.

2. Внедрение научных разработок органами исполнительной власти

Администрация местного самоуправления г. Владикавказа, Министерство жилищно-коммунального хозяйства, топлива и энергетики РСО-Алания, Министерства строительства и архитектуры РСО-Алания заинтересованы во внедрении инновационной методики, направленной на реализацию поставленных государственными программами задач.

3. Сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений.

Методика оценки потенциально может дополнить положения, указанные в СП 442.1325800.2019 «Здания и сооружения. Оценка класса сейсмостойкости» для назначения класса сейсмостойкости при обязательной паспортизации объектов жилого фонда.

4. Ранжирование персонала служб реагирования при ЧС.

Методика может стать инструментом, помогающим в ранжировании распределение персонала служб реагирования при чрезвычайных ситуациях по наиболее подверженным риску частичного или полного обрушения зданий для эвакуации граждан, учитывая возможный характер повреждения или разрушения зданий и сооружений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполнена научно-квалификационная работа, в которой обоснованы научно-технические методы по оценке сейсмостойкости крупнопанельных зданий. Их внедрение вносит существенный вклад в практику защиты населения в случаях чрезвычайных ситуаций и создания условий для устойчивого функционирования жилищного фонда.

1. Обосновано выбран достаточный по точности и оптимальный по трудоемкости метод динамического расчета зданий с учетом физически нелинейной работы. Была разработана методика использования модели с упрощенной топологией, приводящей к снижению трудоемкости без потери точности результатов. Была разработана конечно-элементная модель объекта исследования (9-этажное здание серии 92С) для проведения нелинейного динамического анализа во времени. Для моделирования нелинейной работы стыка использовалась комбинация двух конечных элементов – КЭ 259 (нелинейный элемент стыка) и 2-узловой элемент КЭ 255 для моделирования работы шпонки.

2. Основываясь на параметрах возможных очагов землетрясений для г. Владикавказа, были отобраны записи 20 землетрясений. Записи землетрясений были масштабированы от 0,1 g до 0,5 g. Был проведен инкрементальный динамический анализ разработанной модели. Модель была рассчитана на 100 масштабированных записей землетрясений. Для каждой записи были построены графики перемещений и относительного междуэтажного перекоса, используемого в качестве основного критерия оценки сейсмостойкости.

3. Путем статистической обработки результатов инкрементального динамического анализа были построены кривые повреждаемости, характеризующие вероятность наступления одного из трех уровней работоспособности конструкций: непосредственного пребывания людей (IO – *immediate occupancy*), безопасности жизнедеятельности (LS – *life safety*), предотвращения обрушения (CP – *collapse prevention*). Пороговые значения перекосов этажей, соответствующие уровням работоспособности, приняты 0,1 %, 0,2 % и 0,35 % для уровней IO, LS и CP, соответственно.

4. Предложена система прогнозирования сейсмической повреждаемости многоквартирных домов, включающий в себя три основных модуля:

— Модуль обработки данных расчетных программных комплексов;

- Модуль построения кривых повреждаемости;
- Модуль работы с картами.

Разработаны рекомендации по внедрению предлагаемых решений в деятельность администраций местного самоуправления Республики Северная Осетия-Алания и городского округа г. Владикавказа в рамках реализации государственной программы РСО-Алания «Обеспечение доступным и комфортным жильем граждан в Республике Северная Осетия-Алания». В частности, результаты работы в виде кривых повреждаемости крупнопанельных зданий были использованы АМС г. Владикавказа в процедуре признания многоквартирных домов аварийными и подлежащими сносу или реконструкции.

Результаты работы также могут быть внедрены в текущую практику защиты населения от чрезвычайных ситуаций, осуществляемую Главным управлением МЧС по РСО-Алания в качестве одного из инструментов прогнозирования сейсмической повреждаемости городских районов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Постановление Правительства РФ от 30 декабря 2017 г. № 1710 «Об утверждении государственной программы Российской Федерации «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации» // Российская газета. – 2017. – № 1710.

 Зенин С. А., Шарипов Р. Ш. Анализ существующих методов оценки податливости связей крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. – 2016. № 3. – С. 26–29.

 Ашкинадзе Г. Н., Соколов М. Е. Мартынова Л. Д. Железобетонные стены сейсмостойких зданий // под ред. Ашкинадзе Г. Н., Соколова М. Е. М.: Стройиздат, 1988. – 504 с.

4. Маклакова, Т. Г. Конструирование крупнопанельных зданий. – М.: Стройиздат, 1975. – 160 с.

5. Розанов Н. П. Крупнопанельное домостроение. – М.: Стройиздат, 1982. – 224 с.

6. Пособие по проектированию жилых зданий. Выпуск. 3 Конструкции жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

7. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Выпуск 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. – М.: Стройиздат, 1974. – 42 с.

8. Фалевич П. Ф., Штритер К. Ф. Проектирование каменных и крупнопанельных конструкций. – М.: Высшая школа, 1983. – 192 с.

Махвиладзе Л. С. Сейсмостойкое крупнопанельное домостроение. –
 М.: Стройиздат, 1987. – 221 с.

10. Белаш Т., Зенченкова Д. Сейсмостойкие конструкции крупнопанельных зданий. – ААС. 2019. № 3. – С. 130–137.

11. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – 2018.

12. Занострой. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://zanostroy.ru (дата обращения: 23 октября 2024).

13. Абаев З. К., Шилдкамп М., Валиев А. Д. Определение сейсмических сил в зданиях со стенами из природного камня в ФДР Непал, Российской Федерации и Республике Таджикистан // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2022. – № 6. – С. 18–45.

14. Абаев З. К., Валиев А. Д., Кодзаев М. Ю. Разработка рекомендаций по реализации политики снижения сейсмического риска в Российской Федерации на основе мирового опыта // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2023. – № 3. – С. 48–72.

15. Уломов В. И. К вопросу о дифференцированной оценке сейсмической опасности на территории Российской Федерации // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2012, № 4. – С. 41–50.

16. Постановление Правительства РФ от 25 сентября 2001 г. № 690 «О федеральной целевой программе «Сейсмобезопасность территории России» // Собрание законодательства РФ. – 2001. – № 40.

17. Дом.МинЖКХ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://dom.mingkh.ru/ (дата обращения: 01.06.2020).

18. Постановление Правительства РФ от 23 апреля 2009 г. № 365 (ред. от 05.07.2017, с изм. от 12.10.2017) «О федеральной целевой программе «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009–2018 годы» // Собрание законодательства РФ. – 2017. – № 42.

19. Валиев А. Д., Хабаев А. Т., Абаев З. К. Создание базы данных сейсмического риска на примере 34 микрорайона г. Владикавказа. – Владикавказ, 2022. – С. 83–87.

20. Рекомендации по расчету и конструированию крупнопанельных зданий, строящихся в сейсмических районах, с учетом циклического деформирования их элементов. М: ЦНИИЭП "Жилища," 1980. – 51 с.

21. Циленюк И. Ф., Гамбург Ю. А., Горбенко В. М. Экспериментальные исследования стыковых соединений сейсмостойких крупнопанельных зданий // Вестник строительного университета. 1981. – С. 44–59.

Вибрационные испытания зданий / Шапиро Г. А.; Гос. ком. по делам стр-ва и архитектуры при Госстрое СССР, ЦНИИЭП жилища. – М: Стройиздат, 1972. – 159 с.

23. Housner G. Calculating the Response of an Oscillator to Arbitrary Ground Motion // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1941. Vol. 31. – Pp. 143–149.

24. Housner G. Characteristics of Strong-Motion Earthquakes // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1947. Vol. 31 (1). – Pp. 19–31.

25. Housner G., Duke C.M., Feign M. Spectrum Intensities of Strong-Motion Earthquakes // Proc. of the Symposium on Earthquakes and Blast Effects on Structure. – 1952. – Pp. 21–36.

26. Biot M. Theory of Elastic Systems Under Transient Loading with an Application to Earthquake Proof Buildings // Proceedings of the National Academy of Sciences. – 1933. Vol. 19. – Pp. 262–268.

27. Biot M. Theory of vibration of building during earthquakes // Zeitschrift fur Angewandte Matematic und Mechanik. – 1934. Vol. 14 (4). – Pp. 213–233.

28. Chopra A. Dynamics of structures: theory and application to earthquake engineering. – N. J.: Prentice-Hall. 2012. – 944 p.

29. Kramer S. Geotechnical earthquake engineering. – N. J.: Prentice-Hall. 1996. – 653 p.

Аптикаев Ф. Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. –
 М.: ООО «Наука и образование», 2012. – 176 с.

31. Lam L. et al. Response spectrum modelling for rock sites in low and moderate seismicity regions combining velocity, displacement and acceleration predictions // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 2000. Vol. 29. – Pp. 1491–1525.

32. Хачиян Э.Е. Инженерная сейсмология. – Ереван: Гитутюн, 2006. – 356 с.

33. Спектры максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические и техногенные динамические воздействия // Труды IV Научнопрактического семинара «Надежность и безопасность зданий и сооружений при сейсмических воздействиях». – 2011. – С. 4–35.

34. Мкртычев О. В. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения): Монография / О. В. Мкртычев, Г. А. Джинчвелашвили. – Москва: МГСУ, 2012. – 192 с.

35. Datta T. Seismic Analysis of Structures // John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 2010. – 454 p.

36. Clough R., Penzien J. Dynamics of structures // Computers & Structures, Inc, 2003. – 117 p.

37. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Факт, 2005. 343 с.

38. Crandall S. H., Karnopp C. D., Kurtz E. F. Dynamics of mechanical and electromechanical systems. – N. Y.: Wiley, 1967. – 512 p.

 Розин Л. А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам. – М.: Стройиздат, 1977. – 132 с.

40. Обэн Ж. П. Приближенное решение эллиптических краевых задач. – М.: МИР, 1977. – 383 с.

41. Chopra A. K. Dynamics of Structures. – Englewood Cliffs, N. J.: Prentice Hall. – 794 p.

42. Clough R. W. Dynamics of Structures. – New York: Wiley, 1975. – 560 p.

43. Евзеров И. Д., Здоренко В. С. Сходимость плоских конечных элементов тонкой оболочки. – 1984. – № 1. – С. 35–40.

44. Collatz H. The Numerical Treatment of Differential Equations. – New York: Springer, 1966. – 350 c.

45. Wilson E. L., Farhoomand I., Bathe K. J. Nonlinear dynamic analysis of complex structures. – 1973. – № 1. – Pp. 241–252.

46. Biggs J. M. Introduction to Structural Dynamics. – New York: Wiley, 1964. – 384 p.

47. Городецкий А. С., Городецкий Д. А., Пикуль А. В. Конструктивная нелинейность. Односторонние связи. Проблемы реализации. – 2016. – № 12 (3). – С. 35–39.

48. Зенкевич О. К. Метод конечных элементов в технике. – М.: МИР, 1975. – 541 с.

49. Здоренко В. С., Городецкий А. С., Елсукова В. И. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций на упругом основании с двумя коэффициентами постели. 1975. № 27. С. 180–192.

50. Вольмир А.С. Устойчивость упругих систем. М.: Физматгиз, 1967. 984 с.

51. Евзеров И.Д. Оценки погрешности несовместных конечных элементов плиты/ И.Д. Евзеров. – Киев: Деп. в УкрНИИНТИ, 1979. – № 1467. – 9 с.

52. Becker J.M., Llorente C., Mueller P. Seismic response of precast concrete walls // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1980. Vol. 8, №. 6. Pp. 545–564.

53. Clough R. W., Malhas F., Oliva M. G. Seismic behavior of large panel precast concrete walls: analysis and experiment // PCI Journal. 1989. Vol. 34, №. 5. Pp. 42–66.

54. Kianoush M.R., Elmorsi M., Scanlon A. Response of large panel precast wall systems: analysis and design // PCI Journal. 1996. Vol. 41, №. 6. Pp. 90–108.

55. ЛИРА Сервис [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://rflira.ru (дата обращения: 08.09.2024).

56. СП 335.1325800.2017. Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования: 1630/пр. 2017.

57. Данель В. В., Кузьменко И. Н. Напряженно-деформированное состояние платформенных стыков крупнопанельных зданий с учетом изгибающих моментов от плит перекрытий // Бетон и железобетон. 2010. № 4. – С. 19–21.

58. Соколов Б.С. Прочность горизонтальных стыков железобетонных конструкций. 2009. – 106 с.

59. Соколов Б. С. Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий. 2010. – 129 с.

60. Зенин С. А., Шарипов Р. Ш. Анализ существующих методов оценки податливости связей крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. 2016. № 3. – С. 26–29.

61. Данель В. В. Анализ формул для определения жесткости при сдвиге платформенных стыков крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. – 2010.
 № 01. – С. 25–29.

62. Данель В. В. Анализ формул для определения сдвиговой жесткости безшпоночного вертикального монолитного бетонного стыка двух железобетонных панелей, пересекаемого непрерывными арматурными стержнями // Строительная механика и расчет сооружений. – 2013. № 05. – С. 2–10.

63. Шапиро Г. И. Вариант усиления платформенных стыков // Жилищное строительство. – 2004. № 05. – С. 6–7.

64. Шапиро Г. И., Юрьев Р. В. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. № 12. – С. 32–33.

65. Чентемиров Г. М., Грановский А. В. К расчету платформенных стыков на ЭВМ // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. № 02. – С. 59–61.

66. Грановский А. В. К численной оценке предельной несущей способности платформенных стыков // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. № 02. – С. 14–19.

67. Дербенцев И. С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданий: дис. канд. тех. наук. – Челябинск: Южно-Уральский государственный университет, 2014. – 158 с.

68. Данель В. В. О приведенном модуле упругости // Бетон и железобетон. – 2011. № 05. – С. 7–10.

69. Данель В. В. Параметры 3D-стержней, моделирующих стыки в коненоэлементных моделях // Жилищное строительство. – 2012. № 5. – С. 22–27. 70. Данель В. В. Определение жесткостей платформенных стыков // Жилищное строительство. – 2012. № 5. – С. 35–37.

71. ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко. Пособие по расчету крупнопанельных зданий Выпуск 1. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. – М.: Стройиздат, 1974. – 42 с.

72. Вайсман Э. М. Предельное состояние платформенных стыков в панельных системах с нерегулярными проемами // Бетон и железобетон. – 1991.
 № 02. – С. 2–4.

73. Колчунов В. И., Осовских Е. В., Фомичев С. И. Прочность железобетонных платформенных стыков жилых зданий с перекрестно-стеновой системой из панельных элементов // Жилищное строительство. – 2009. № 12. – С. 12–16.

74. Рекомендации по применению программы СТЫК для расчета прочности и податливости стыков крупнопанельных зданий / ЦНИИЭП жилища. – М., 1987. – 76 с.

75. АО "НИЦ "Строительство." СП 335.1325800.2017 Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования: 1630/пр. 2017.

76. Abaev Z., Valiev A., Kodzaev M. Large Panel Reinforced Concrete Buildings Inelastic Behavior Modeling Approach for Nonlinear Seismic Analysis. – 2024. – Pp. 162–174.

77. Губченко Е. В. Работа с инструментом "Стык" ПК ЛИРА-САПР // Жилищное строительство. – 2018. № 3. – С. 30–35.

78. Freddi F., Novelli V., Gentile R., Veliu E., Andreev S., Andonov A., Greco F., Zhuleku E. Observations from the 26th November 2019 Albania earthquake: the earthquake engineering field investigation team (EEFIT) mission. Bulletin of Earthquake Engineering. 2021. 19(5). Pp. 2013–2044. DOI:10.1007/s10518-021-01062-8.

79. Труфанова Е.В., Панасюк Л.Н. Уточнение напряженнодеформированного состояния при типовом проектировании панельных зданий методом кинематической декомпозиции // Глобальный научный потенциал. – 2013. – № 8 (29). – С. 27–30. 80. Панасюк Л. Н. Аппроксимация граничных кинематических условий гладкими кубическими сплайнами // Научное обозрение. – 2014. – № 11-3. – С. 800–804.

81. Агаханов Э. К., Кравченко Г. М., Панасюк Л. Н., Труфанова Е. В. Реализация метода кинематической декомпозиции для расчетов в нелинейной постановке // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2014. – С 14–19.

82. Soudki K. A., Rizkalla S. H., LeBlanc, B. Horizontal Connections for Precast Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Deformations Part 1: Mild Steel Connections. PCI Journal. 1995. 40(4). C. 78–96. DOI:10.15554/pcij.07011995.78.96.

83. Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Ground Motion Database [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://ngawest2.berkeley.edu/ (дата обращения: 09.09.2024).

84. Жунусов Т. Ж. и др. Сейсмовзрывные и вибрационные испытания крупнопанельного здания серии 135 общественного назначения // Труды института КазНИИССА. Алма-Ата: Казахстан, 1984. С. 129–139.

85. Жунусов Т. Ж., Ашимбаев М. У., Бучацкий Е. Г., Жусупбеков Б. Вибрационные испытания 5-этажного экспериментального крупнопанельного жилого дома серии 69 // Труды института Каз-НИИССА. Алма-Ата: Казахстан, 1977. С. 56–69.

86. Коренев Б.Г., Рабинович И.М. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. М.: Стройиздат, 1981. 217 с.

87. Takagi J., Ozeki S., Nakahashi Y. Analytical bearing spring models of vertical joints in existing wall-type precast reinforced concrete residential buildings // Nihon Kenchiku Gakkai Kozokei Ronbunshu. – 2013. Vol. 78, № 693. – Pp. 2009–2017.

88. Wardach M. Assessment of the degradation state of joints in large-panel buildings // Engineering Failure Analysis. – 2023. Vol. 145. – 107020 p.

89. Velkov M. Behaviour of large panel building during the Romania earthquake of March 4, 1977. – 1978. – Pp. 32–42. 90. Tassios T. P., Tsoukantas S. G. Behaviour of Large-Panel Connections // Batiment International, Building Research and Practice. – 1984. Vol. 12, № 4. – Pp. 226–232.

91. Pekau, O. A. Structural integrity of precast panel shear walls. Canadian Journal of Civil Engineering. 1982. 9 (1). Pp. 13–24. DOI:10.1139/182-002.

92. Размышляя о землетрясении в Лома-Приета в 1989 г. и о важности модернизации устаревающей инфраструктуры [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.sfpuc.gov/ru/about-us/news/reflecting-1989-loma-prieta-earthquake-and-importance-upgrading-aging-infrastructure (дата обращения: 08.09.2024).

93. Нортриджское землетрясение [Электронный ресурс]. – Режим доступа: ru.wikipedia.org/wiki/Землетрясение_в_Лос-Анджелесе_(1994) (дата обращения: 08.09.2024).

94. FEMA [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.fema.gov/ (дата обращения: 08.09.2024).

95. ATC [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://hazards.atcouncil.org/ (дата обращения: 08.09.2024).

96. Building Seismic Safety Council [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.nibs.org/bssc (дата обращения: 08.09.2024).

97. National Earthquake Hazards Reduction Program [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.nehrp.gov/ (дата обращения: 08.09.2024).

98. International Building Code (IBC): 2017. – 761 p.

99. ASCE. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Rep. FEMA 356. – Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C, 2000. – 518 p.

100. EC8. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. - Part 1:
General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. - EN1998-1:2003. CEN,
Brussels, 2004. - 229 p.

101. New Zealand Standard NZS 1170.5: 2004. – 82 p.

102. Bertero V. V., Pister K. S. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. – Structural Engineering and Structural Mechanics. 1977. – Pp. 211–215.

103. Luco N., Cornell C. A. Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands // ASCE Journal of Structural Engineering. – 2000. № 126. – Pp. 127–136.

104. Luco N., Cornell C. A. Effects of random connection fractures on demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure. – Seattle, WA: EERI, El Cerrito, CA, 1998. Vol. 244. – Pp. 1–12.

105. Bazzurro P., Cornell C. A. Seismic hazard analysis for non-linear structures. I: Methodology. – ASCE Journal of Structural Engineering. 1994. № 120 (11). – Pp. 3320–3344.

106. Bazzurro P., Cornell C. A. Seismic hazard analysis for non-linear structures. II: Applications. – ASCE Journal of Structural Engineering. 1994. № 120 (11). – Pp. 3345–3365.

107. Vamvastsikos D., Cornell C. A. Incremental Dynamic Analysis // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. – 2001. № 31 (3). – Pp. 491. – 514.

108. Yu X., Li X., Bai Y. Evaluating maximum inter-story drift ratios of building structures using time-varying models and Bayesian filters. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2022. 162. p. DOI:107496. 10.1016/j.soildyn.2022.107496.

109. Fintel M. Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years. Pci Journal. 1995. 40. Pp. 62–80.

110. Magliulo G., D'Angela D., Lopez P., Manfredi G. Nonstructural Seismic Loss Analysis of Traditional and Innovative Partition Systems Housed in Codeconforming RC Frame Buildings. Journal of Earthquake Engineering. 2022. 26(15). Pp. 7715–7742. DOI:10.1080/13632469.2021.1983488.

111. Рогожин Е. А., Гапсатарова И. П., Погода Э. В. Зоны ВОЗ и сейсмичность территории Республики Северная Осетия-Алания // Сейсмичность Северной Евразии. Материалы международной конференции, посвященной 10-тилетию выпуска сборника научных трудов «Сейсмичность Северной Евразии». – 2008. – С. 243–249.

112. Фадина Р. П. Кинематические особенности распространения сейсмических волн и вопросы выделения потенциальных очагов сильных землетрясений Узбекистана: дисс. физ.-мат. наук. – Ташкент, Узбекистан: Институт сейсмологии им. Г. А. Мавлянова, 1994. – 125 с.

113. Azuhata T., Ishihara T., Midorikawa M. Effect of impulsive force on earthquake response of rocking structural systems. – 2007. – Pp. 93:459–468.

114. Hueste M. B. D., Bai J. W. Seismic retrofit of a reinforced concrete flatslab structure: Part II — seismic fragility analysis // Engineering Structures. – 2007. N_{2} 29 (6). – Pp. 1178–1188.

115. Wen Z. P. Seismic vulnerability estimation of the building considering seismic environment and local site condition // Acta Seismologica Sinica. – 2006. – Pp. 292–298.

116. Заалишвили В. Б. Основы сейсмического микрорайонирования. Владикавказ: ВНЦ РАН и РСО-А, 2006. – 242 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. КОМПЬЮТЕРНЫЙ КОД НА ЯЗЫКЕ РҮТНОМ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОТКЛИКА СИСТЕМЫ С ОДНОЙ СТЕПЕНЬЮ СВОБОДЫ РАЗНЫМИ МЕТОДАМИ

```
# -*- coding: utf-8 -*-
"""
@авторы: Заурбек Абаев, Азамат Валиев
"""
```

```
# Импорт библиотек
import time
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
```

```
# Параметры системы
m = 0.2533 # масса
k = 10.0 # жесткость
uy = 0.75 # деформация текучести
c = 0.05 * 2 * np.sqrt(m * k) # коэффициент демпфирования
```

```
# Восстанавливающая сила (линейная)
def restoring_force_linear(u):
    return k * u
```

```
# Восстанавливающая сила (нелинейная)
def restoring_force_nonlinear(u):
    if abs(u) <= uy:
        return k * u
    else:
        return k * uy * np.sign(u)</pre>
```

```
# Внешняя нагрузка
def external_force(t):
    if 0 <= t <= 0.6:
        return 10 * np.sin(np.pi * t / 0.6)
    else:
        return 0.0
```

Настройки времени t start = 0.0

```
t end = 1.0
     dt = 0.1 # шаг
     times = np.arange(t start, t end + dt, dt)
     n steps = len(times)
     # Ньютон-Рафсон
     def newton raphson(f, df, u guess, tol=1e-6, max iter=50):
         u = u guess
         for i in range(max iter):
              f val = f(u)
             df val = df(u)
             delta u = -f val / df val
             u += delta u
             if abs(delta u) < tol:
                 break
         return u
      # Ньюмар бета метод
     def newmark_beta(method, restoring_force, beta=0.25, gamma=0.5):
         u = np.zeros(n steps)
         v = np.zeros(n steps)
         a = np.zeros(n steps)
         for i in range(n steps - 1):
             a[i] = (external force(times[i]) - c * v[i] - restoring force(u[i]))
/ m
             u pred = u[i] + dt * v[i] + 0.5 * dt ** 2 * (1 - 2 * beta) * a[i]
             v pred = v[i] + dt * (1 - gamma) * a[i]
              f ext next = external force(times[i + 1])
             u next = newton raphson(
                  lambda u next: m / (beta * dt ** 2) * (u next - u pred) + c *
(v pred + dt * (1 - gamma) * a[i]) + restoring force(u next) - f ext next,
                  lambda u_next: m / (beta * dt ** 2) + c / dt + (k if method ==
"nonlinear" else 0.0),
                 u[i]
              )
              a next = (f ext next - c * (v pred + dt * gamma * a[i]) - restor-
ing force(u next)) / m
             u[i + 1], v[i + 1], a[i + 1] = u next, v pred + dt * gamma * a next,
a next
         return u
```

Метод илберта-Хьюза-Тейлора (ННТ)

```
def hilber hughes taylor(method, restoring force, alpha=-0.1, beta=0.3025,
gamma=0.6):
         u = np.zeros(n steps)
         v = np.zeros(n steps)
         a = np.zeros(n steps)
         for i in range(n_steps - 1):
              a[i] = (external force(times[i]) - c * v[i] - restoring force(u[i]))
/ m
             u pred = u[i] + dt * v[i] + 0.5 * dt ** 2 * (1 - 2 * beta) * a[i]
             v pred = v[i] + dt * (1 - gamma) * a[i]
              f ext alpha = external force(times[i + 1]) * (1 + alpha) - alpha *
external force(times[i])
             u next = newton raphson(
                 lambda u next: m / (beta * dt ** 2) * (u next - u pred) + c *
(v pred + dt * (1 - gamma) * a[i]) + restoring force(u next) - f ext alpha,
                 lambda u next: m / (beta * dt ** 2) + c / dt + (k if method ==
"linear" else 0.0),
                 u[i]
             )
             a_next = (f_ext_alpha - c * (v_pred + dt * gamma * a[i]) - restor-
ing force(u next)) / m
             u[i + 1], v[i + 1], a[i + 1] = u next, v pred + dt * gamma * a next,
a next
         return u
     # Метод центральных разностей
     def central difference(method, restoring force):
         u = np.zeros(n steps)
         u[1] = dt ** 2 / (2 * m) * (external force(times[0]) - restor-
ing_force(u[0]) - c * 0)
          for i in range(1, n steps - 1):
              f ext = external force(times[i])
             u[i + 1] = (2 * u[i] - u[i - 1] + dt ** 2 / m * (f_ext - restor-
ing force(u[i]) - c / dt * (u[i] - u[i - 1]))) / (1 + c * dt / (2 * m))
         return u
      # Метод Рунге-Кутты
     def runge kutta (method, restoring force):
         u = np.zeros(n steps)
         v = np.zeros(n steps)
         for i in range(n steps - 1):
             f1 = v[i]
```

```
180
```
```
g1 = (external force(times[i]) - c * v[i] - restoring force(u[i])) /
m
              f2 = v[i] + 0.5 * dt * g1
              g2 = (external force(times[i] + 0.5 * dt) - c * (v[i] + 0.5 * dt *
g1) - restoring force(u[i] + 0.5 * dt * f1)) / m
              f3 = v[i] + 0.5 * dt * q2
              g3 = (external force(times[i] + 0.5 * dt) - c * (v[i] + 0.5 * dt * dt)
g2) - restoring force(u[i] + 0.5 * dt * f2)) / m
              f4 = v[i] + dt * q3
              g4 = (external force(times[i] + dt) - c * (v[i] + dt * g3) - restor-
ing force(u[i] + dt * f3)) / m
              u[i + 1] = u[i] + (dt / 6) * (f1 + 2 * f2 + 2 * f3 + f4)
              v[i + 1] = v[i] + (dt / 6) * (g1 + 2 * g2 + 2 * g3 + g4)
          return u
      # Выполнение анализов
      methods = ["Метод Ньюмарка", "Метод Хилбера-Хьюза-Тейлора",
                 "Метод центральных разностей", "Метод Рунге-Кутты"]
      solvers = {
          "Метод Ньюмарка": newmark beta,
          "Метод Хилбера-Хьюза-Тейлора": hilber hughes taylor,
          "Метод центральных разностей": central difference,
          "Метод Рунге-Кутты": runge_kutta,
      }
      linear responses = {}
      nonlinear responses = {}
      times linear = {}
      times nonlinear = {}
      for method, solver in solvers.items():
          start time = time.time()
          linear responses[method] = solver("linear", restoring force linear)
          times linear[method] = time.time() - start time
          start time = time.time()
```

181

```
nonlinear responses[method]
                                      = solver("nonlinear", restor-
ing_force_nonlinear)
         times nonlinear[method] = time.time() - start time
      # Построение графиков
     plt.figure(figsize=(14, 10))
     for method in methods:
         plt.plot(times, linear responses[method], label=f'{method} (Линейный)',
linestyle='--')
         plt.plot(times, nonlinear responses[method], label=f'{method} (Нелиней-
ный)')
     plt.xlabel('Время (сек)')
     plt.ylabel('Перемещение (см)')
     plt.title(Линейный и нелинейный отклик системы с 1й степенью свободы')
     plt.legend(loc='lower left',
                bbox_to_anchor=(0., 0., 0.5, 0.5), ncols = 1)
     plt.grid()
     plt.show()
```

182

ПРИЛОЖЕНИЕ Б. АКТ ВНЕДРЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНО– ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ РАБОТЫ МИНИСТЕРСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ РЕСПУБЛИКИ СЕВЕРНАЯ ОСЕТИЯ – АЛАНИЯ

РЕСПУБЛИКЖ ЦЖГАТ ИРЫСТОН-АЛАНИЙЫ АРЖЗТАД ЖМЖ АРХИТЕКТУРЖЙЫ МИНИСТРАД



МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ РЕСПУБЛИКИ СЕВЕРНАЯ ОСЕТИЯ-АЛАНИЯ

362002, г.Владикавказ, ул. Чкалова, д.З, тел. (8672) 40-57-02, minstroy.alania.gov.ru, E-mail: info@minstroy.alania.gov.ru

om 08. 12. 23 № 01-13B061 om на

AKT

о внедрении результатов научно-исследовательской работы

Настоящий акт подтверждает, что результаты научно-исследовательской работы к.т.н., доц. Абаева З. К. и аспиранта Валиева А. Д. в виде методики прогнозирования сейсмической повреждаемости существующего жилого фонда были применены в рамках государственной программы «Обеспечение доступным и комфортным жильем граждан в РСО-Алания» на 2016-2024 годы; подпрограмма – «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Республики Северная Осетия-Алания».

Использование предложенной системы мониторинга и кривых сейсмической повреждаемости для кирпичных и крупнопанельных жилых домов является основой решения ряда задач подпрограммы, а именно:

 проведение обследования и паспортизации жилья, основных объектов и систем жизнеобеспечения;

 – разработка научно-методической базы для снижения сейсмической уязвимости существующих сооружений и населенных пунктов;

 развитие системы информационного обеспечения управления сейсмическим риском и деятельности по смягчению последствий сильных землетрясений;

 – развитие информационно-коммуникационной части системы для обмена информацией с соответствующими организациями и ведомствами с целью более эффективного решения задач повышения сейсмобезопасности населения и территории республики.

Результаты работы способствовали более эффективному решению приоритетных направлений реализации программных мероприятий, таких как:

 обеспечение сейсмостойкости эксплуатируемых жилых и общественных зданий, основных объектов и систем жизнеобеспечения;

 – совершенствование научных методов и технологии сейсмостойкости при осуществлении строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

[Авто Штамп_ЭП]

Заместитель Министра

M

Д. Базаев

Татрова Д. 40-57-30

ПРИЛОЖЕНИЕ В. АКТ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ НАУЧНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ В ПРАКТИКУ АДМИНИСТРАЦИИ МЕСТНОГО САМОУПРАВЛЕНИЯ Г. ВЛАДИКАВКАЗА

Республика Цатат Ирыстон — Алани ДЗӔУДЖЫХЪӔУЫ САХАРЫ БЫНӔТТОН ХИУЫНАФФӔЙАДЫ АДМИНИСТРАЦИ		Республика Северная Осетня – Алания Администрация местного Самоуправления г. владикавказа	
З62040 РСО-Алания, г.	Владикавказ, пл. Ш	гыба, 2, тел.: (86	572) 25-45-43
Ha No	OT	Научно	ому сотруднику комплексного

Научному сотруднику комплексного научно-исследовательского отдела Владикавказского научного центра РАН кандидату технических наук, доценту

З.К.АБАЕВУ

Уважаемый Заурбек Камболатович!

По результатам совместной деятельности администрации местного самоуправления г.Владикавказа и научно-исследовательского отдела Владикавказского научного центра РАН по обследованию жилищного фонда на предмет сейсмоустойчивости направляем акт о внедрении результатов научного исследования в практику.

Приложение: на 1 л. в 1 экз.

Заместитель главы администрации

0000000

И.Шаталов

В.Караев Р.Чельдиев 70-72-29 19.01.2024 КЖКХЭ

AKT

о внедрении результатов научного исследования в практику

Настоящим актом подтверждается факт применения методики прогнозирования сейсмической повреждаемости существующего жилищного фонда, предложенной к.т.н., доцентом Абаевым З.К. и аспирантом Валиевым А.Д., в рамках реализации государственной программы «Обеспечение доступным и комфортным жильем граждан в РСО-Алания» на 2016-2024 годы» при обследовании и признании многоквартирных домов аварийными.

Перечень многоквартирных домов в городе Владикавказе, при обследовании которых применялась указанная методика:

ул. Кутузова, д. 81, к. 4;

ул. Пушкинская, д. 3;

ул. Пушкинская, д. 65, к. 1;

ул. Пушкинская, д. 65, к. 2;

ул. Калоева, 404а.

Применение методики, основанной на использовании кривых сейсмической повреждаемости для кирпичных и крупнопанельных жилых домов, позволило ранжировать перечень домов по степени их фактической сейсмостойкости, что явилось основанием для окончательного признания домов аварийными.

Результаты исследования в дальнейшем будут применяться межведомственной комиссией по признанию многоквартирных домов аварийными и подлежащими сносу или реконструкции в качестве одного из инструментов поддержки принятия решений.

Заместитель главы администрации

И.Шаталов

В.Караев Р.Чельдиев 70-72-29 19.01.2024 КЖКХЭ

ПРИЛОЖЕНИЕ Г. ДИПЛОМ ЛАУРЕАТА ПРЕМИИ ГЛАВЫ РЕСПУБЛИКИ СЕВЕРНАЯ ОСЕТИЯ – АЛАНИЯ СРЕДИ МОЛОДЫХ УЧЕНЫХ И СПЕЦИАЛИСТОВ



ПРИЛОЖЕНИЕ Д. ПРИКАЗ О НАЗНАЧЕНИИ ВАЛИЕВА А. Д. ИСПОЛНИТЕЛЕМ ПРОЕКТА № 24-79-00087 РОССИЙСКОГО НАУЧНОГО ФОНДА

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ НАУКИ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ НАУЧНЫЙ ЦЕНТР «ВЛАДИКАВКАЗСКИЙ НАУЧНЫЙ ЦЕНТР РОССИЙСКОЙ АКАДЕМИИ НАУК»

Приказ № 69

5 августа 2024 года

с. Михайловское

О создании научного коллектива по проекту РНФ № 24-79-00087

С целью реализации Соглашения № 24-79-00087 от 01.08.2024 между Российским научным фондом, руководителем проекта и организацией (далее – Соглашение) о предоставлении Российским научным фондом (далее – РНФ) гранта по научному проекту № 24-79-00087 ««Исследование нелинейной сейсмической реакции крупнопанельных зданий»» (далее – Проект) приказываю:

1. Создать научный коллектив для проведения предусмотренных Соглашением научно-исследовательских работ по Проекту на 2024-2026 годы в следующем составе:

руководитель Проекта - Абаев Заурбек Камболатович;

исполнитель Проекта – Валиев Азамат Джониевич.

2. Научному коллективу осуществлять деятельность по реализации Проекта на условиях, предусмотренных Соглашением, с оплатой из средств предоставленного гранта РНФ.

3. Руководителю Проекта (Абаев З.К.) обеспечить выполнение исследований в соответствии с требованиями, предусмотренными Соглашением.

4. Научному коллективу для проведения научно-исследовательской работы по Проекту предоставить кабинет № 5 в здании РСУ, расположенном по адресу: РСО-Алания, Пригородный район, с. Михайловское, ул. Вильямса, 11.

5. Контроль исполнения приказа оставляю за собой.

Основание: служебная записка руководителя Проекта Абаева З.К. от 02.08.2024 вх. № 248.

Директор

А.Л. Чибиров